



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et la recherche
scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme MASTER en Génie Civil.
Option : Constructions Civiles et Industrielles (CCI)

Thème

Etude d'un bâtiment (R+5+SOUS-SOL) à usage
d'habitation et commercial, à contreventement mixte
Modélisé avec l'application ETABS



Réalisé par :

M^{elle} SLIMI Yasmine

M^{elle} SLIMANI Hanane

Dirigé par :

Mme KHELOUI

Promotion 2020/2021



Remerciements

Nous remercions en premier lieu, le bon Dieu tout puissant de nous avoir donné le courage, la force pour élaborer ce travail.

Nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années.

Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir le jour sans l'aide et l'encadrement de Madame KHELOUI.F, on la remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa confiance, ses remarques et ses conseils, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire. Qu'elle trouve ici le témoignage de notre profonde gratitude.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les enseignants de GENIE CIVIL, qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions également le personnel de la bibliothèque de GENIE CIVIL, pour leur disponibilité.

On voudrait également remercier les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer ce travail.

Enfin, Merci à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail et d'avoir participé à faire de ces années, une expérience inoubliable et heureuse.

DEDICACE

*A celle qui a œuvré pour ma réussite, par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, que dieu te garde pour moi, à toi
ma maman.*

Mon père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privation pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit. Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venant de toi. Ma réussite est la tienne qu'Allah t'accorde longue vie et bonne santé.

Mes adorables sœurs GHANIA , NORA et LILA et leurs maris qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité.

Mes chers frères ABDELLAH , FARID et sa femme NINAS

Mon cher neveu JUBA " AMIR"

Aux personnes qui m'ont toujours encouragé et aidé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'étude.

A toute la promotion Master 2 professionnelle CCI (2020-2021).

Hanane

DEDICACE

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que dieu te garde pour moi, à toi mon papa.

Aucune dédicace très chère maman, ne pourrait exprimer la profondeur des sentiments que j'éprouve pour toi, tes sacrifices innombrables et ton dévouement furent pour moi un encouragement, ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études.

A mon unique sœur MARIA pour l'aide et le soutien que tu m'as témoigné malgré la distance qui nous sépare, les mots ne peuvent pas exprimer l'estime que j'ai pour toi.

A ma grand mère MALIKA, que ce modeste travail, soit l'expression des vœux que tu n'as cessé de formuler dans tes prières. Que dieu te préserve santé et longue vie.

A ma tante WAHIBA et son mari KARIM.

A ma tante GHANIA et son mari ALI.

A mes cousines HOURIA ,RITADJ et mes cousins HMIMI et CHEMSOU.

A ma très chère meilleure amie TINA.

Aux personnes qui m'ont toujours encouragé et aidé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'étude.

A toute la promotion Master 2 professionnelle CCI (2020-2021).

Yasmine

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I. Description de l'ouvrage	1
I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I.4. Elément composants la superstructure	1
I.4.1. Ossature	1
I.4.2. Planchers	2
I.4.3. Voiles	2
I.4.4. Escalier	2
I.4.5. Maçonnerie	2
I.4.6. Acrotère	2
I.4.7. Revêtement	3
I.5. Système de coffrage	3
I.6. Caractéristique mécanique des matériaux.....	3
II.1. Béton	3
II.1.1 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton	4
II.1.2. Etat limite.....	5
II.2. Acier	9
II.2.1. Caractéristiques physiques et mécaniques des aciers	10
III.3. conclusion	11

Chapitre II: Pré-dimensionnement des Eléments

II.1. Introduction	12
II.2. Pré-dimensionnement des planchers	12

II.2.1. Plancher en corps creux	12
II.2.2. Dalles pleines.....	13
II.3. Pré-dimensionnement des voiles.....	15
II.4. Pré-dimensionnement des poutres	17
II.4.1. Poutre principal	18
II.4.2. Poutre secondaire.....	19
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux	19
II.5.1. Détermination des charges et surcharges.....	20
II.5.2. Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité	24
II.5.3. Loi de dégression des surcharges.....	25
II.5.4. Vérification relatives au coffrage	29
II.5.5. Vérification de la résistance des poteaux au flambement.....	30
II.6. Conclusion	31

Chapitre III: Calcul des éléments

III.1.Introduction	32
III.2. Calcul de l'acrotère	32
III.2.1.Calcul des sollicitations de l'acrotère	33
III.2.2.Ferraillage de l'acrotère.....	34
III.2.3.Vérification à l'ELU	36
III.2.4.Vérification à l'ELS	39
III.3. Calcul du plancher	41
III.3.1 Calcul et ferraillage de la dalle de compression	41
III.3.2. Etude des poutrelles	43
III.3.3. Choix de la méthode de calcul.....	45
III.3.4. Calcul des poutrelles à l'ELU.....	48
III.1.4. Calcul des poutrelles à l'ELS	51
III.3.5.Calcul des armatures	59

III.3.6. Vérification à l'ELU	62
III.3.7. Vérification à l'ELS	64
III.4. Calcul de la dalle pleine (les balcons)	69
III.4.1. Pré dimensionnement du balcon	69
III.4.2. Détermination des charges et surcharges.....	70
III.4.3. Calcul du ferrailage de la dalle	70
III.4.4. Vérification à l'ELU	72
III.4.5. Vérification à l'ELS	73
III.5.1. Les escaliers	76
III.5.2. Pré dimensionnement des escaliers	78
III.5.3. Détermination des charges et des surcharges	80
III.5.4. ferrailage des escaliers	86
III.5.5. Vérification à l'ELU	88
III.5.6. Vérification à l'ELS	91
III.6. La poutre palière	94
III.6.1. introduction	94
III.6.2. Pré dimensionnement de la poutre palière	94
III.6.3. Détermination des charges et des surcharges	95
III.6.4. Calcul des efforts internes à l'ELU	96
III.6.5. ferrailage de la poutre palière	97
III.6.6. Vérification à l'ELU	98
III.6.7. Calcul des efforts internes à l'ELS	101
III.6.8. Vérification des contraintes à l'ELS	103
III.7. La poutre de chaînage	105
III.7.1. introduction	105
III.7.2. Pré dimensionnement de la poutre de chaînage	105
III.7.3. Calcul des efforts internes à l'ELU	106

III.7.4. ferrailage de la poutre de chainage	108
III.7.5. Vérification à l'ELU	109
III.7.6. Calcul des efforts internes à l'ELS	111
III.7.7. Vérification à l'ELS	112

Chapitre IV: étude du Contreventement

IV.1. Introduction.....	115
IV.2. Calcul des inerties des refends	116
IV.2.1. Caractéristiques géométriques des portiques.....	118
IV.2.2. Calcul des coefficients K relatifs aux portiques	119
IV.2.3. Calcul des coefficients des rigidités des poteaux « ajj »	119
IV.2.4. Calcul des rigidités des poteaux du portique « i » du niveau « j »	119
IV.3. Calcul des inerties fictives des portiques.....	127
IV.3.1. Caractéristiques géométriques des refends	127
IV.3.2. Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires.....	127
IV.3.3. Calcul du déplacement des portiques	129
IV.4. Comparaison des inerties des voiles et des portiques	134
IV.5. conclusion	135

Chapitre V: Modélisation et vérifications

V.1. Introduction	136
V.2. Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis)	136
V.3. Description de logiciel Etabs	136
V.4. Etapes de modélisation.....	137
V.5. Méthode de calcul	162

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

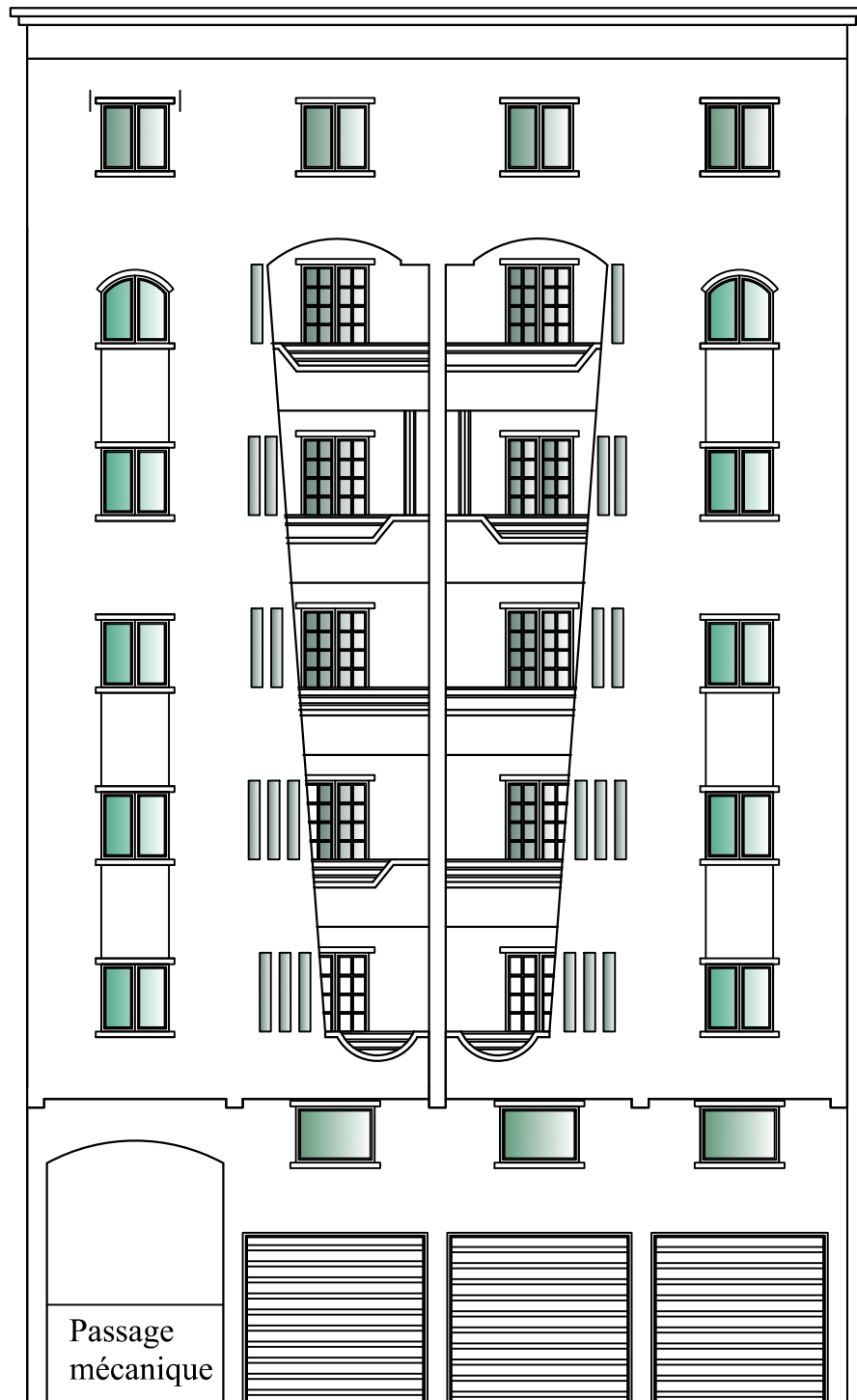
VI.1. Ferrailage des poteaux

VI.1.1. Introduction	199
VI.1.2. Recommandation de l'RPA99/2003	200

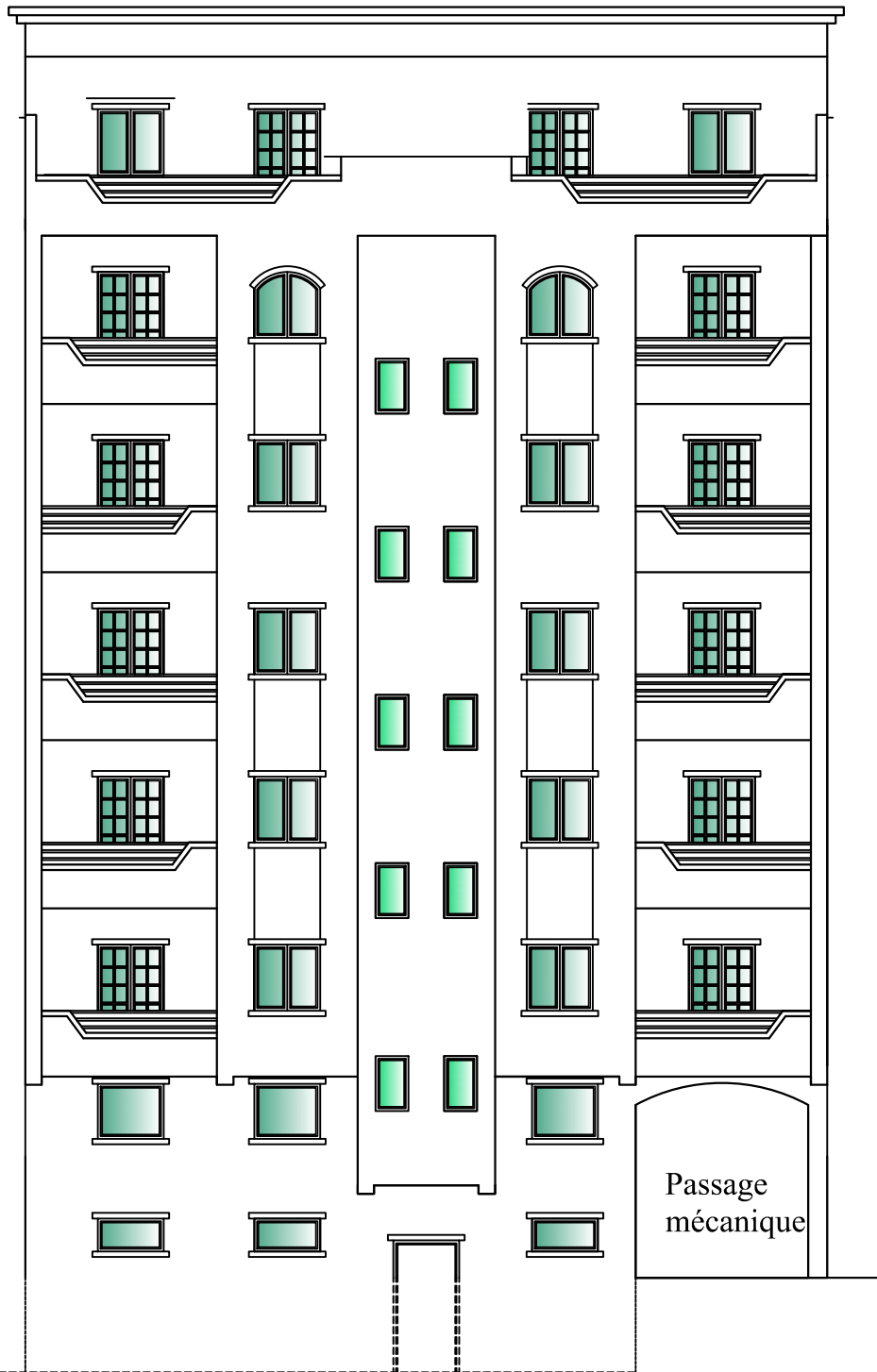
VI.1.2.1. Armatures longitudinales	200
VI.1.2.2. Armatures transversales.....	208
VI.1.3. Vérification à l'ELU	213
VI.1.4. Vérification à l'ELS.....	216
VI.2. Ferrailage des poutres	
VI.2.1. Introduction	220
VI.2.2. Recommandation de l'RPA	221
VI.2.2.1. Armatures longitudinales	221
VI.2.2.2. Armatures transversales	222
VI.2.3. Calcul des armatures longitudinales a l'ELU	223
VI.2.4. Vérification à l'ELU	227
VI.2.5. Vérification à l'ELS	235
VI.3. Ferrailage des voiles	
VI-3-1. Introduction.....	238
VI.3.2. Comportement d'un voile	239
VI.3.3. Exposé de la méthode de calcul	240
VI.3.4. Vérification à l'ELU	246
VI.3.5. Vérification à l'ELS.....	248
VI.3.6. calcul du ferrailage des voiles et les vérifications à l'ELU et à l'ELS	255
Chapitre VII: Etude du voile périphérique	
VII.1. Pré-dimensionnement du voile périphérique de soutènement	266
VII.1.1. Détermination des sollicitations.....	266
VII.1.2. Calcul des sollicitations.....	267
VII.1.3. Charges moyennes à considérer dans les calculs	268
VII.2. Ferrailage du voile périphérique	268
VII.2.1. Méthode de calcul	268
VII.2.2. Détermination des moments	268

VII.2.3. Identification des panneaux	268
VII.2.4. Correction des moments.....	269
VII.3. Recommandations du RPA 99.....	269
VII.4. Vérification à l'ELS.....	270
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	
VIII.1. Introduction.....	272
VIII.2. Le choix du type de fondation.....	273
VIII.3. Calcul des semelles	273
VIII.3.1. Semelles isolées.....	273
VIII.3.2. Semelles filantes.....	275
VIII.3.3. Calcul du radier général.....	278
VIII.3.4. Vérification à l'ELU	285
VIII.3.5. Ferrailage de la dalle du radier.....	289
VIII.3.6. Ferrailage du débord.....	294
VIII.3.7. Ferrailage des nervures	296

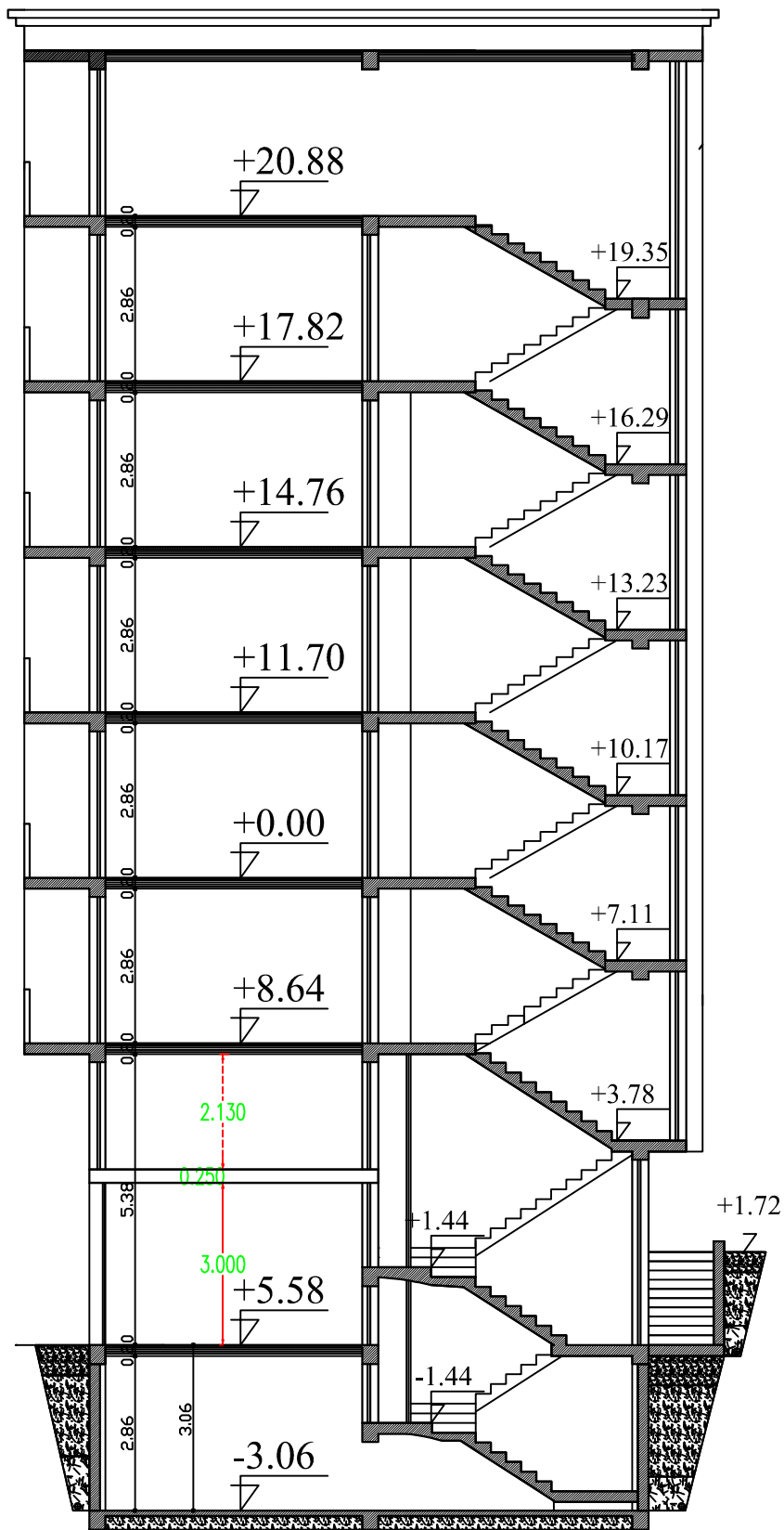
PLANS
D'ARCHITECTURE



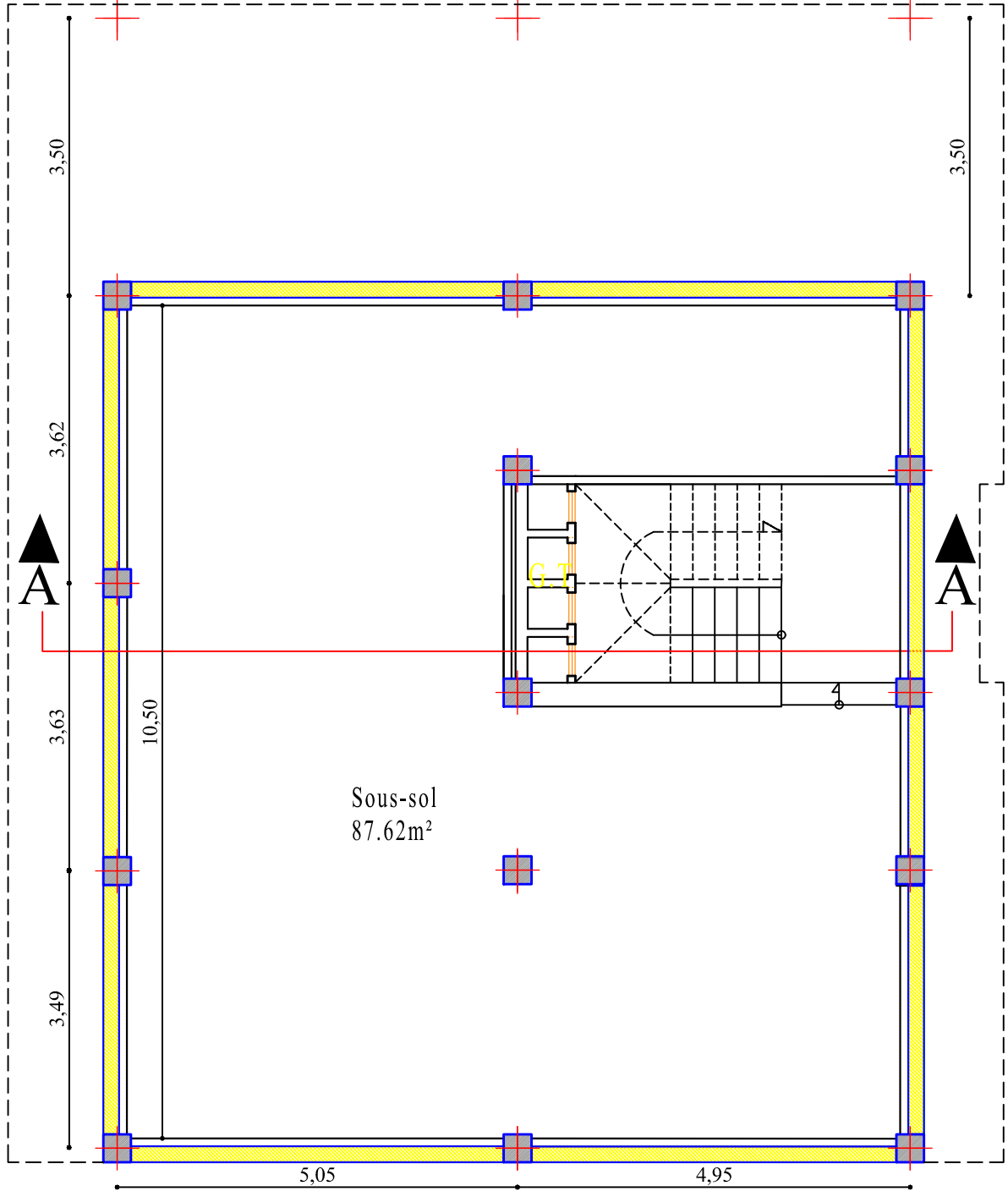
Façade principale
proposition 1



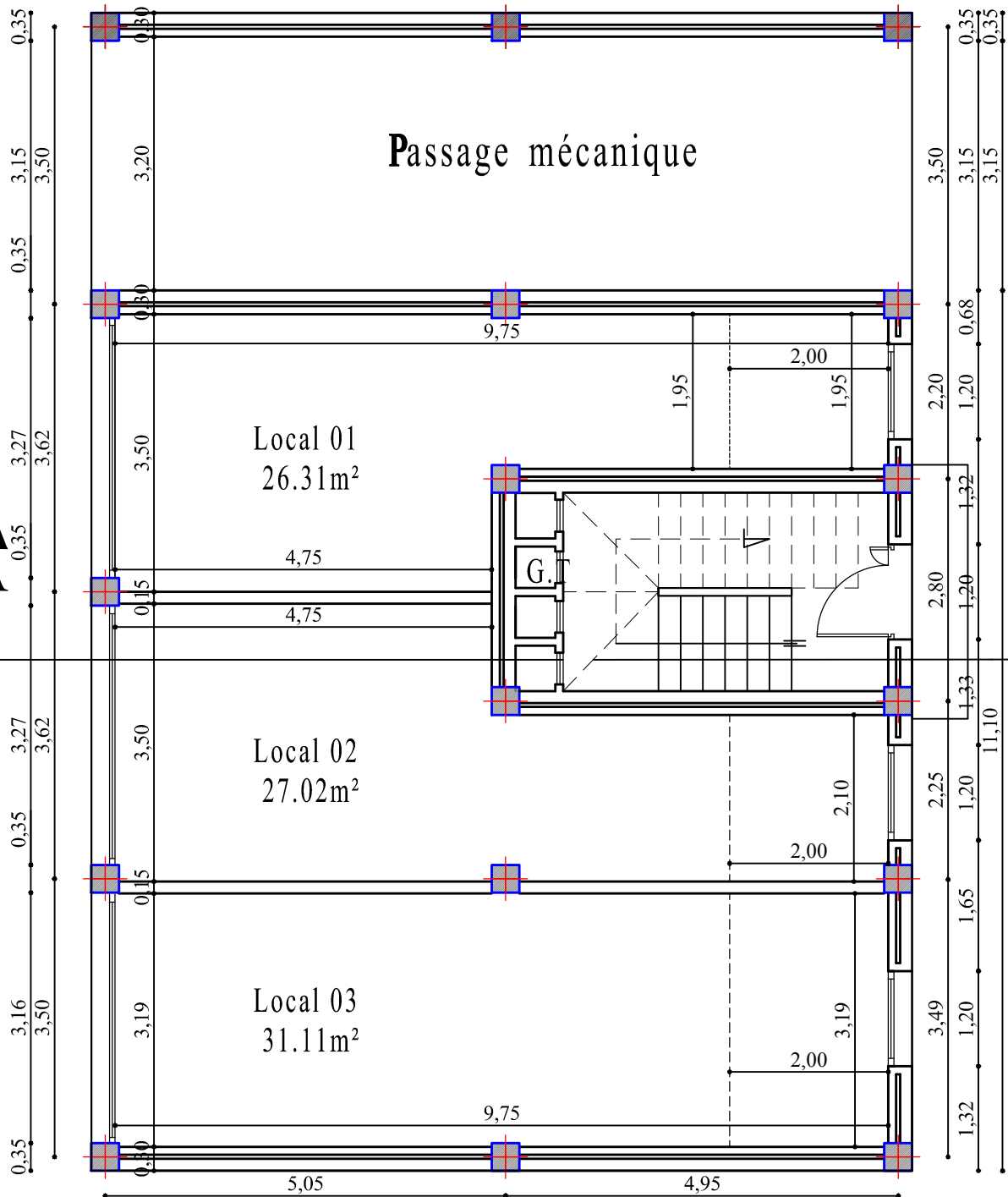
Façade postérieure



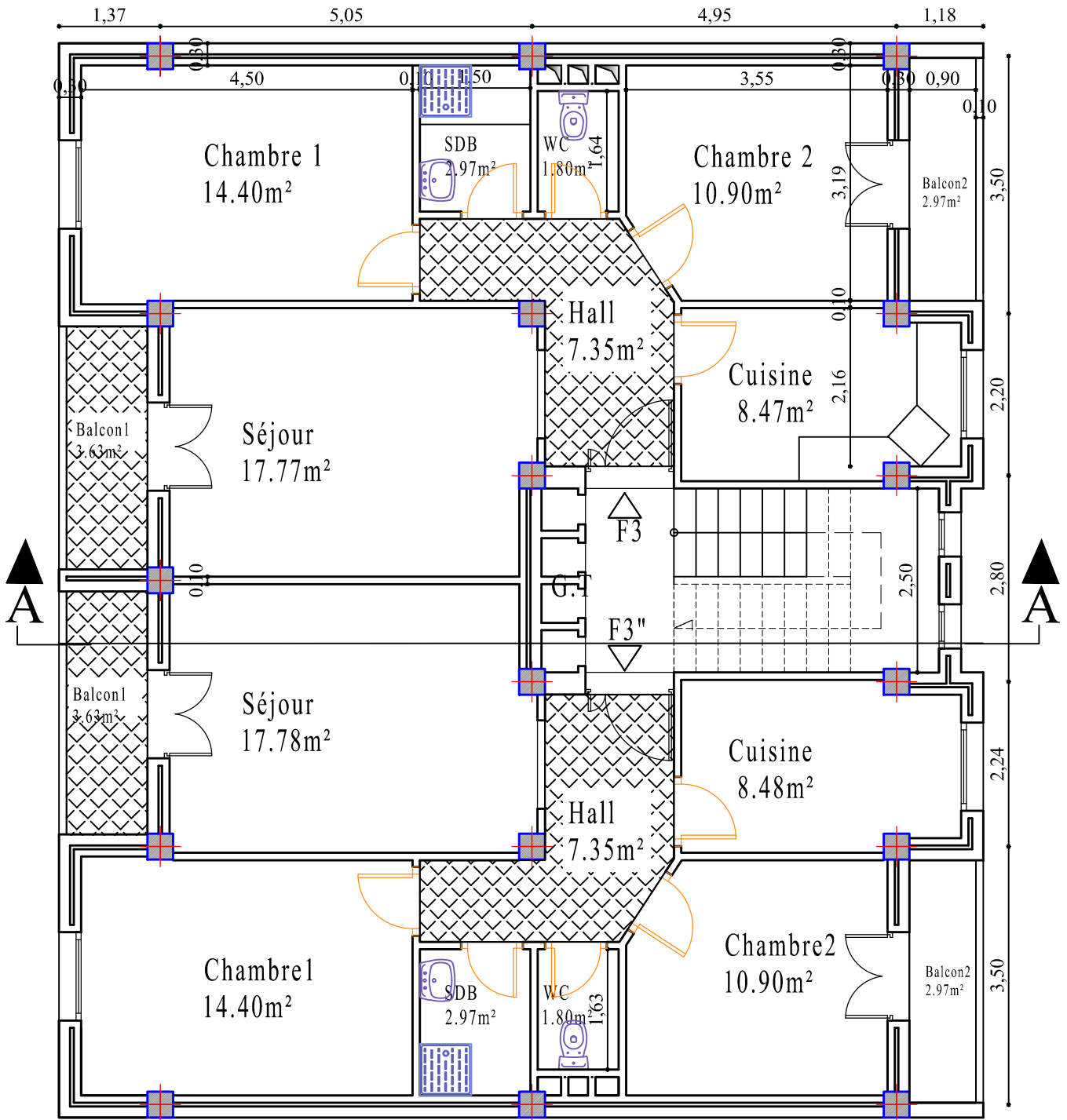
Coupe A-A



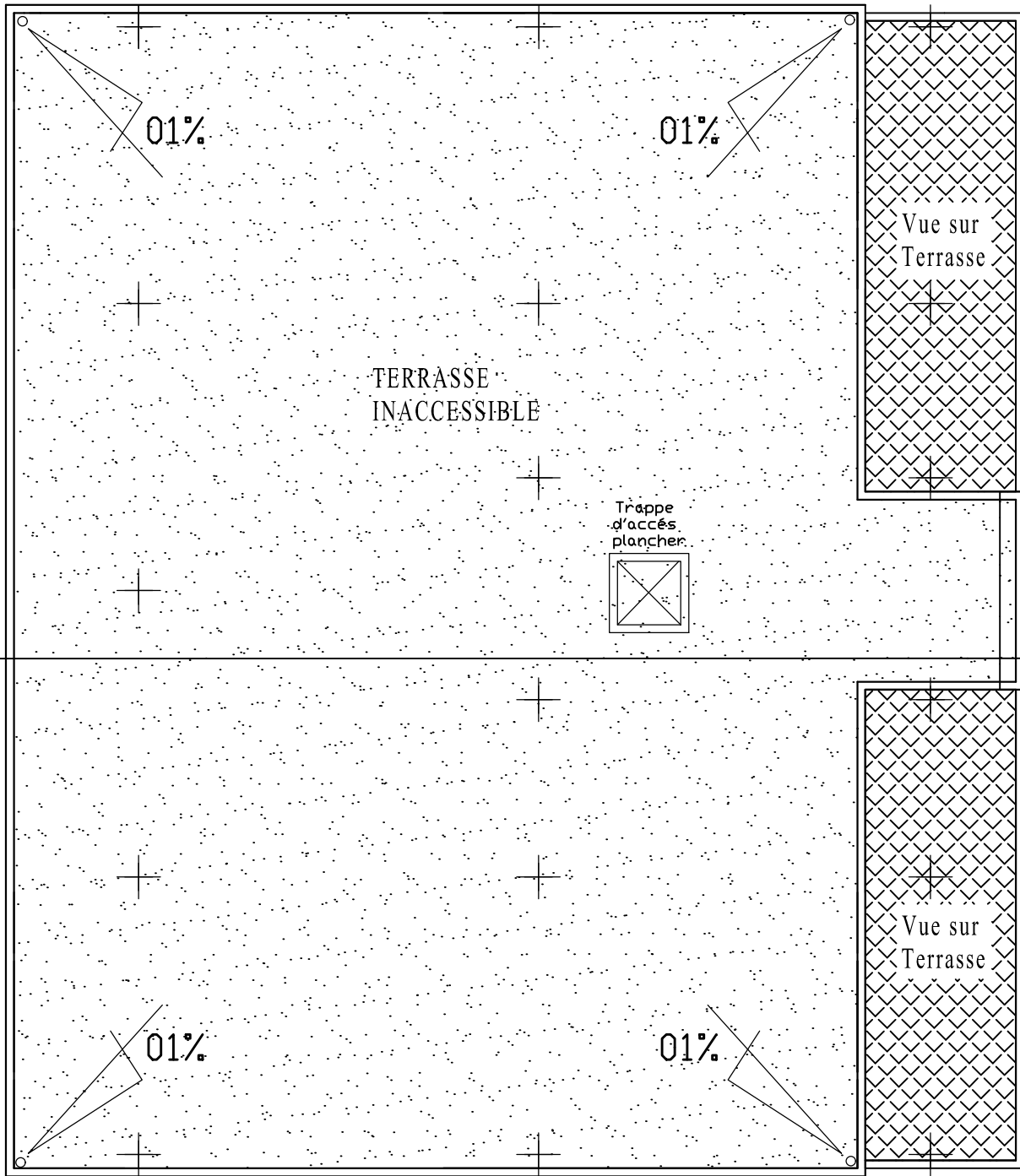
Plan du Sous-sol



Plan du RDC



*Plan de l'étage courant 1er Bloc sur voie
1er, 2me, 3me, 4me et 5me étage*



Plan TERRASSE

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes. L'une des conséquences immédiates de ce boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction.

En effet, afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi étages. Ce qui permettait de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un plus petit espace. Cela a été possible grâce aux techniques de constructions modernes telles que la construction métallique et le béton armé. Un bâtiment au sens commun est une construction immobilière réalisée par intervention humaine, destiné d'une part à servir d'abri, d'autre part à manifester leur permanence comme fonction sociale, politique ou culturelle. Un bâtiment est un ouvrage à un seul tenant composé de :

- Eléments non structuraux : éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement (cloisons, acrotère, auvents...),
- Eléments structuraux : éléments principaux, porteurs faisant partie du système de contreventement (poutres, poteaux, planchers, voile,...) et éléments secondaires, ne faisant pas partie du système de contreventement,

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de ce dernier afin d'en assurer sa sécurité. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes.

A l'instant des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causés d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants. Afin d'améliorer le comportement des structures et avoir une bonne tenue face aux séismes, une construction doit être conçue dès le départ de façon à pouvoir résister aux actions sismiques. Ainsi pour mieux aider les concepteurs à faire des choix judicieux lors de la conception, le calcul et la mise en œuvre des ouvrages, il y a lieu de respecter une série de réglementations, c'est le cas des :

- recommandations parasismiques **RPA 99** exigent un comportement ductile de la structure.

INTRODUCTION GENERALE

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 constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes en vigueur,

- le **BAEL 91 modifié 99**, qui se base sur la connaissance des matériaux (béton-acier), le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

Dans notre projet, étude de l'ossature d'un bâtiment R+5+S-Sol en béton armé à contreventement mixte, en plus du calcul statique, on aura recours à l'utilisation du logiciel de modélisation **ETABS**. C'est dans cette voie qu'on a essayé de mener notre travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Après avoir présenté l'ouvrage à étudier et les différents matériaux utilisés (notamment l'acier et le béton), un pré-dimensionnement des éléments et une descente de charges s'impose afin d'éviter un surcoût de béton et d'acier. Par la suite, vient le calcul et le ferrailage des éléments secondaires de la structure (escaliers, planchers, ...) après avoir défini leurs différentes sections ainsi que leurs charges et surcharges. Une modélisation par le logiciel **ETABS** a été menée, on fait pour notre structure, l'exploitation des résultats obtenus, nous a permis de procéder aux différentes vérifications réglementaires avant de déterminer le ferrailage nécessaire des éléments structuraux (les poutres, les poteaux et les voiles) et une conclusion est présentée dans la dernière partie de notre mémoire.

CHAPITRE I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I. Description de l'ouvrage:

I.1. INTRODUCTION :

Le projet qui nous a été confié, dans le cadre de la préparation du projet de fin d'étude, porte sur l'étude et le calcul des différents éléments résistants d'un bâtiment (R+5+sous sols) à usage d'habitation et commercial.

En ce premier chapitre, on se basera sur la présentation globale de l'ouvrage et ces différentes caractéristiques.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Notre étude va porter sur un bâtiment en (**R + 5 + sous sol**) à usage d'habitation et service à contreventement mixte implantée à **Tizi-Ouzou (Boughni)** classée zone de moyenne sismicité (zone **II a**) selon le **RPA 99 modifié en 2003**, composé de :

- Un (**01**) sous sol, **RDC** à usage service.
- cinq (**05**) étages courants à usage d'habitation.

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

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

✓ Hauteur total du bâtiment	$H = 23.94 \text{ m}$
✓ Longueur totale du bâtiment	$L = 14.6\text{m}$
✓ Largeur total du bâtiment	$B = 10.35\text{m}$
✓ Hauteur du RDC	$H_{\text{rdc}}=5.58\text{m}$
✓ Hauteur de l'étage courant	$H_{\text{etg}}= 3,06\text{m}$
✓ Hauteur de sous sols	$H_{\text{ss}}= 3.06 \text{ m}$

I.4. Eléments composants la superstructure :

I.4.1. Ossature :

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

I.4.2. Les planchers :**➤ Planchers en corps creux :**

Tous les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées en béton armé coulées sur place ; le plancher terrasse sera équipé d'une forme de pente de 1,5 % pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

➤ Dalles pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et des portes à faux.

I.4.3. voiles :

Sont des murs en béton armé appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage, leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

I.4.4. Escalier :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Ces escaliers comportent deux volées et seront constituées de paliers et paillasse coulés sur place.

I.4.5. Maçonnerie:**➤ Murs extérieurs :**

Ils seront réalisés en doubles cloisons en briques creuses d'épaisseurs 10 cm avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur pour assurer une bonne isolation thermique et acoustique.

➤ Murs intérieurs :

Ils seront réalisés en simple cloison en brique de 10cm d'épaisseurs. Leur rôle est la séparation entre les différentes pièces d'un étage du bâtiment.

I.4.6. Acrotère :

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère en béton armé de 0,70 m de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.4.7. Revêtements :

Il sera composé de :

- ✓ Carrelage pour les sols.
- ✓ Céramique pour les murs des salles d'eaux et cuisines.
- ✓ Enduit plâtre pour les murs et les plafonds.
- ✓ Enduit ciment pour les faces extérieures des murs de façade, la cage

I.5. Système de coffrage :

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

I.6. Caractéristique mécanique des matériaux :

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

II.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton. La composition du béton sera dotée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances. Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de **350 kg/m³** de ciment portland composé **325 (CPJ 325)**, destiné à offrir une protection efficace des armatures.

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

➤ **Formulation :**

Sable propre.....380 à 450cm³ ($D_g \leq 5\text{mm}$).

Gravier750 à 850 cm³ ($D_g \leq 25\text{mm}$)

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

Eau de gâchage150 à 200 l.

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

II.1.1. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

On peut définir deux types de résistances :

a. Resistance caractéristique à la compression : Le béton est définie par la valeur de sa résistance mécanique à l'âge de **28 jours** noté **f_{c28}** , qu'on détermine après un essai de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées (**16x32**) et cela après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend : **$f_{c28} = 25$ MPa.**

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

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

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

b. Résistance caractéristique à la traction :

A l'âge « j » jours notés **f_{t_j}** donnée par la formule suivante :

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

On prend : $f_{c_j} = 25$ MPa

$$f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06 \times (25) \quad \Longrightarrow \quad f_{t_{28}} = 2.1 \text{ MPa.}$$

➤ Module de déformation longitudinale du béton :

a. Module d'élasticité instantanée :

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

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

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

$E_{ij} = 32164.195$ MPa.

b. Module d'élasticité différée :

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

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

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

c. Module de déformation transversale du béton :

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

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

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

$\rightarrow \nu$: Coefficient de poisson.

• **Coefficient de poisson (ν)**..... (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3) :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \quad \text{à l'ELU (béton non fissuré)} \\ \nu = 0,2 \quad \text{à l'ELS} \end{array} \right.$$

I.1.2. Etats limites :

Ils correspondent aux conditions de sécurité et de comportement en service de la structure, on distinguera deux types :

a. Etat Limite Ultime (ELU) (Art A.4.3, 41BAEL91 modifiées 99, CBA93):

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

La contrainte limite à la compression notée « f_{bc} » est par :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \text{ (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41).}$$

✓ γ_b : Coefficient de sécurité

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{pour les situation courantes.} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations} \\ \text{accidentelles.} \end{array} \right.$$

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

$$\clubsuit \theta = 1 \rightarrow t \geq 24 \text{ h.}$$

$$\clubsuit \theta = 0.9 \rightarrow 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.}$$

$$\clubsuit \theta = 0.85 \rightarrow t \leq 1 \text{ h.}$$

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

On aura : $f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

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

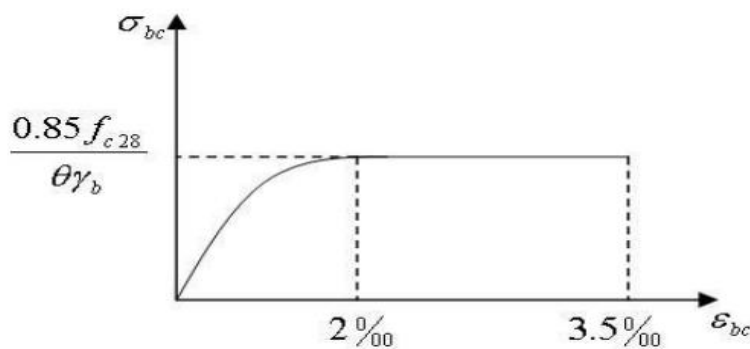


Figure I-6: Diagramme Contraintes- Déformations du Béton à l'ELU.

b. Etat limite de service (ELS) :

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

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 0.6 f_{cj} \text{ (BAEL 91 modifiée 99/Art A.4.5, 2)}$$

Avec :

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible à ELS.

$$A \text{ j} = 28 \text{ jours : } \overline{\sigma}_{sol} = 0.6 f_{c28} \overline{\sigma}_{sol} = 15 \text{ Mpa} \implies$$

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

➤ **Fissuration peu nuisible :**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation. Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\sigma_{st} = f_e \text{ (BAEL91modifié99/A.4.5 ,32)}$$

➤ **Fissuration préjudiciable(BAEL91modifié99/A.4.5 ,32)**

Éléments soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \overline{m} \text{ (} \frac{2}{3} f_e \text{ ; max \{0,5 } f_e \text{ ; } 110\eta f_{tj}\text{)}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable :**

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{st} = \{ \frac{1}{2} f_e ; 90\eta f_{tj} \} \text{ (BAEL91modifié99/A.4.5,34)}$$

Avec :

f_{tj} : résistance caractéristique du béton à la traction

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour les HA ($\emptyset \geq 6\text{mm}$)

$\eta = 1,6$ pour les HA ($\emptyset < 6\text{mm}$)

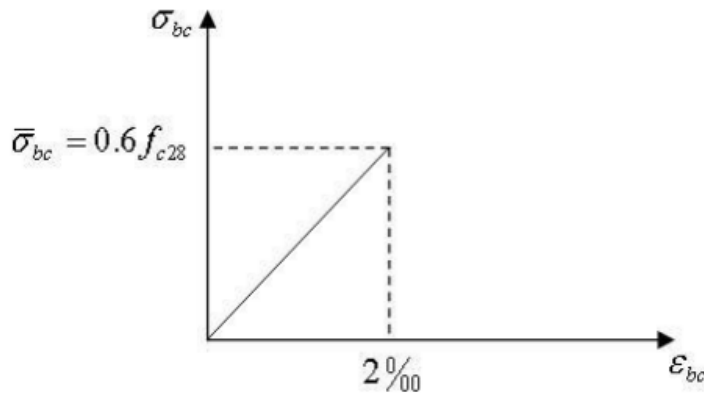


Figure I-2 : Diagramme Contrainte- Déformation du Béton à l'ELS

➤ Contrainte tangente conventionnelle du béton : Art : A.5.1.1BAEL 91,CBA93 :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \text{ (Art A.5.1.21 BAEL 91).}$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min\{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min\{0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$

T_u : Effort tranchant à L'E.L.U dans la section

b_0 : Largeur de l'âme.

$d = 0,9h$: Position des aciers tendus.

✓ Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes: (Art: 5.1.2 BAEL 91, CBA93) :

$\tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad \longrightarrow$ pour une fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min (0,10 f_{c28}, 4\text{MPa}) \quad \longrightarrow$ pour une fissuration préjudiciable.

- Si les armatures sont inclinées à 45° :

$$\tau_u \leq \min (0.18f_{c28} ; 7 \text{ MPa})$$

- Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire $45^\circ < \alpha < 90^\circ$:

Il est loisible procéder a une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ .

II.2. Les aciers :

Le béton est un matériau très résistant en compression, mais faible en traction et au cisaillement. Pour compenser ce déséquilibre, on incorpore dans la masse de béton des barres d'armature destinées à reprendre ces efforts.

On distingue les types d'aciers pour béton armé en fonction de leur forme et de leur surface :

➤ **Les aciers lisses:**

Barres lisses ou fils très lisses : Elles sont de section circulaire sans aucune gravure.

➤ **Les aciers à haute adhérence :**

Dont la surface présente des saillies ou descreux.

➤ **Les Treillis soudés (TS):**

Réseaux plans à mailles engénéral rectangulaires, constitués de fils ou de barres assemblés par soudage et dont la résistance au cisaillement des assemblages est garantie. Les TS sont utilisés pour ferrailer rapidement des éléments plans, tels que les voiles, dalles et dallages. Ils sont disponibles en rouleaux ou en panneaux.

✓ Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers ; leurs principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbols	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement Ψ
Aciers en barre à haute adhérence	Haute adhérence FeE 400	HA	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL 520 ($v < 6$)	TS	520	1,3	1

Tableau I.1 : caractéristiques des aciers utilisés.

II.2.1. Caractéristiques physiques et mécaniques des aciers :

➤ **La limite d'élasticité longitudinale :**

C'est le module de Young ou module d'élasticité (longitudinale) ou encore module de traction est la constante qui relie la contrainte de traction (ou de compression) et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope.

- Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$E_s = 200000 \text{ MPa}$ (BAEL91 modifié 99/A.2.2 ,1)

➤ **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de Poisson (ν) fait partie des constantes élastiques. Il est compris entre 0 et 0,5 ; Pour les aciers il est pris égal à **0,3**.

➤ **La limite élastique garantie F_e :**

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2%.

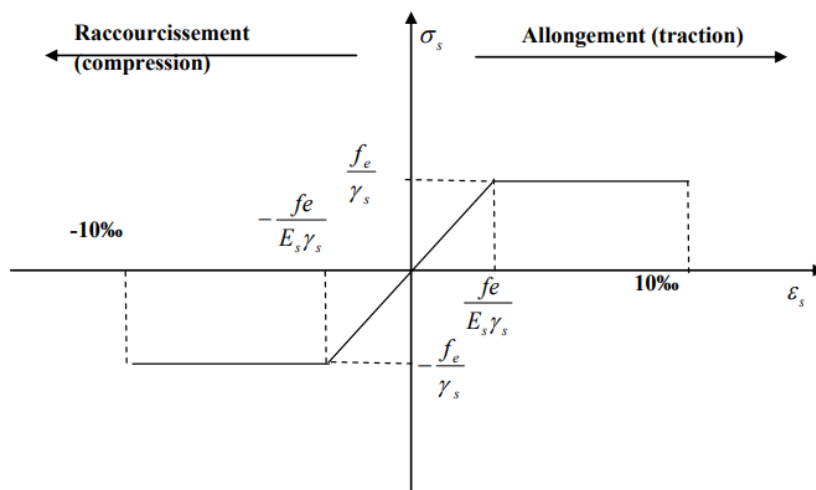


Figure I-3 : Diagramme Contrainte-Déformation d'Acier

• **Protection des Armature..... (BAEL91 modifié 99/A.7.1)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correcte et à fin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; on doit veiller à ce que l'enrobage C des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

→ $C \geq 5 \text{ cm}$: pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux toutes autres atmosphères très agressives telles les industries chimiques ;

→ $C \geq 3 \text{ cm}$: pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;

→ $C \geq 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

III.3. Conclusion :

A ce stade tous les éléments de notre structure à étudier par la suite ainsi que toutes les caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser sont définis, tout en respectant les règles du **BAEL 91/modifié 99** ainsi que les règles parasismiques Algériennes (**RPA 99/Version 2003**).

CHAPITRE II
PRE-DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS

II.1. Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, on passe au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres principales et secondaires, les voiles et enfin les poteaux et cela en se basant sur des lois issues des règlements BAEL91, CBA et RPA99 version 2003. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :**II.2.1. Planchers en Corps Creux:**

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrailée 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 son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

- ✓ h_t : hauteur totale de plancher.
- ✓ L : la portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L = 362.$$

$$h_t \geq \frac{362}{22.5} = 16.08 \text{ cm}$$

- Donc on adopte un plancher de (16+4), c'est-à-dire $h_t=20$ cm

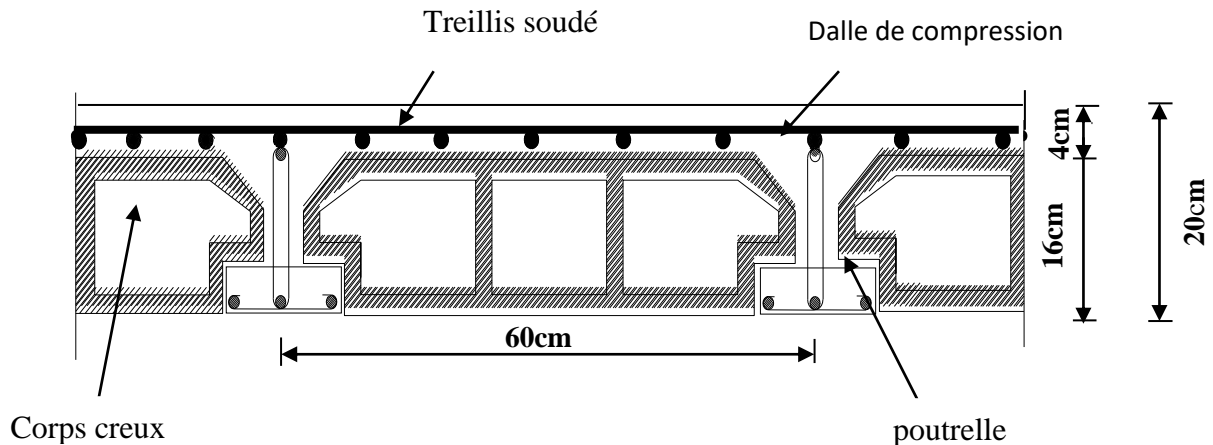


Figure II-1: Coupe Verticale d'un Plancher en Corps Creux

II.2.2. Dalles Pleines:

Une dalle pleine est une plaque mince en béton armé coulé sur place, dont l'épaisseur est moins importante par rapport aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée selon les conditions suivantes :

- ✓ La résistance à la flexion,
- ✓ La résistance au feu
- ✓ L'isolation acoustique

➤ **Dalle pleine pour les portes à faux et les balcons :**

Nos dalles pleines sont toutes destinées pour les balcons et les portes à faux.

a. Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle pour les portes à faux et compris les balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq L_0 / 10$$

$L_0 = 1.005$ m : portée libre du porte à faux 1

e : épaisseur de la dalle.

$$e \geq 100.5 / 10 \rightarrow e \geq 10.05 \text{ cm.}$$

- On adoptera une épaisseur de $e = 15 \text{ cm}$ pour le porte a faux 1

$L_1 = 1.195 \text{ m}$: portée libre du porte à faux 2

$$e \geq 119.5 / 10 \rightarrow e \geq 11.95 \text{ cm}$$

- on adoptera une épaisseur de $e = 15 \text{ cm}$ pour le porte a faux 2

$L_2 = 1.05 \text{ m}$: portée libre du balcon 1

$$e \geq 105 / 10 \rightarrow e \geq 10.5 \text{ cm}$$

- on adoptera une épaisseur de $e = 15 \text{ cm}$ pour le balcon 1

b. Résistance au feu :

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes (**selon l'ouvrage : ouvrage en béton armée H.RENAUD Pages 235**)

$e_p = 11 \text{ cm}$ Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.

$e_p \geq 7 \text{ cm}$Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

c. Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$L = 13,3 \log (10 M)$ si $M < 200 \text{ kg/m}^2$ selon l'ouvrage : **ouvrage en béton armée H.RENAUD page 235**

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc :

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$H_0 = m / \rho$ Tel que :

$$\rho = 2500 \text{ daN/m}^3.$$

$$h_0 = 350/2500 = 14 \text{ cm}$$

Donc :

$$e = \max (15, 15, 14) \Rightarrow e = 15 \text{ cm.}$$

➤ Nous adopterons une épaisseur de **15 cm**.

II.3. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place .Ils sont destinés à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales. Leur dimensionnement sera conforme au **(R.P.A 99 modifié 2003 (Art 7.7.1)** qui préconise les conditions suivantes :

D'après **(l'article 7.7.1 du R.P.A99 version 2003)** les dimensions minimales doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$L \geq 4 a$$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

Où :

- ✓ **L**: étant la longueur minimale du voile (**figure II.3**)
- ✓ **a** : épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires ou poteaux.

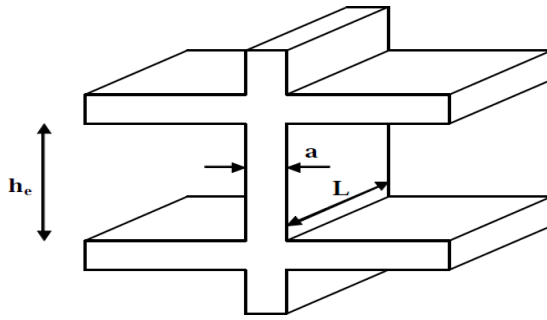
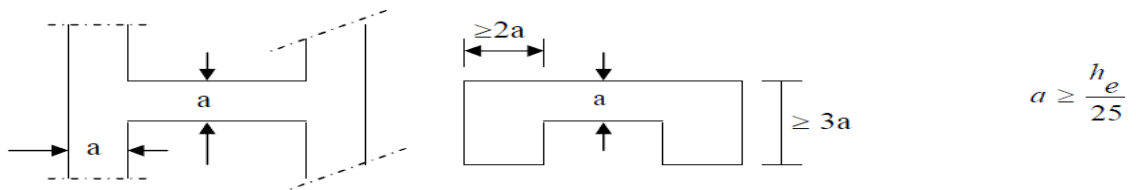


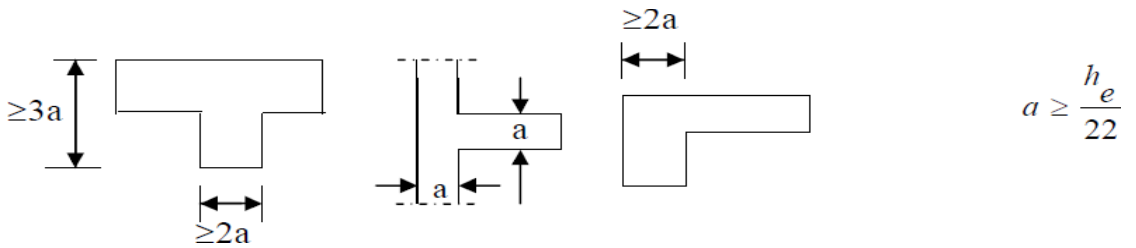
Figure II.2: coupe du voile en élévation.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure II.4.

Le premier cas :



Le deuxième cas :



Le troisième cas :



Figure II.3 : coupes de voile en plan.

Nous opterons pour le 3^{ème} cas puisqu'il est le cas le plus défavorable : $a \geq \frac{he}{20}$

➤ **L'épaisseur :**

a. Pour l'étage courant et le sous-sol :

$$E \geq \frac{306-20}{20} = 14.30$$

✓ On adopte **e = 20 cm**

b. Pour le RDC :

$$e \geq \frac{558-20}{20} = 26.9$$

✓ on adopte pour **e = 30 cm**

• **Remarque :**

Nous passons d'une épaisseur de 20cm à 30cm pour le voile du RDC, dans le but de ne pas avoir un décalage au niveau des armatures entre les étages courants et celui du RDC et à fin de palier aux problèmes de coffrage.

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivants :

➤ **La hauteur h_t :**

$$L_{\max} / 15 \leq h_t \leq L_{\max} / 10.$$

➤ **La largeur de la poutre :**

$$0,4h_t \leq b_p \leq 0,7h_t$$

Avec :

✓ L_{\max} : longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré.

✓ h_p : hauteur de la poutre.

✓ b_p : largeur de la poutre.

Tout en respectant les conditions du **RPA99 modifié 2003(article 7.5.1)**, relatives au coffrage des poutres à savoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

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

➔ **Poutres principales** : qui servent d'appuis aux poutrelles.

➔ **Poutres secondaires** : qui assurent le chainage.

II.4.1. Poutres principales :

• **La hauteur h_t :**

$$L_{\max} / 15 \leq h_t \leq L_{\max} / 10.$$

$$505/15 \leq h_t \leq 505/10$$

$$33.66 \leq h_t \leq 50.5$$

✓ On opte pour : **$h_t = 40 \text{ cm}$**

• **La largeur de la poutre :**

$$0,4h_t \leq b_p \leq 0,7h_t$$

$$40 \leq b_p \leq 0,7 \times 40$$

$$16 \leq b_p \leq 28$$

✓ On opte pour **$b_p=25 \text{ cm}$**

➤ **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1) :**

• $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ → condition vérifiée.

• $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ → condition vérifiée.

• $h_t / b = 40 / 25 = 1.6 \leq 4$ → condition vérifiée.

✓ La section de la poutre principale (**$b \times h_t = (25 * 40) \text{ cm}^2$**).

II.4.2. Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 362 \text{ cm}$$

• **La hauteur h_t :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \Longrightarrow \quad h_t = 30 \text{ cm.}$$

$$\frac{362}{15} \leq h_t \leq \frac{362}{10}$$

$$24.13 \leq h_t \leq 36.2$$

La largeur b_p :

$$0.4 h_t \leq b_p \leq 0.7 h_t$$

$$12 \leq b_p \leq 21 \quad \Longrightarrow \quad b_p = 20 \text{ cm.}$$

Donc :

➤ La section de la poutre secondaire est : **($b \times h_t$) = (20 * 30) cm².**

➤ **Vérification des exigences :**

- $b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t / b = 1.5 \leq 4 \text{ cm} \quad \rightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

→ Poutres principales : **(25 * 40) cm².**

→ Poutres secondaires : **(20 * 30) cm².**

II.5. pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. En plus des armatures longitudinales, nous disposons aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles, et évitent le flambement du poteau. Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en supposant que le béton reprend à lui seul l'effort. Il se fait en calculant la descente

de charges sur un ou plusieurs poteaux et en tenant compte d'une dégression des surcharges d'exploitations. Compte tenu de l'effet du séisme, la combinaison des charges et des surcharges sera exprimée par la relation suivante :

$$N_s = G + Q$$

✓ N_s : l'effort de compression revenant au poteau, Il sera déterminé à partir de la descente de charges.

✓ G : charges permanentes

✓ Q : surcharges d'exploitations

La section d'un poteau est donnée par la formule suivante:

$$S \geq N_s / \sigma_{bc}$$

Avec :

✓ S : section du poteau

✓ σ_{bc} : contrainte limite de service de béton en compression

✓ $\sigma_{bc} : 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Remarque :

On considère, en premier lieu pour nos calculs la section du poteau selon le minimum exigé par le **RPA** qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

II.5.1 Détermination des charges et surcharges :

a. Les charges permanentes :

➤ **Plancher terrasse (inaccessible) :**

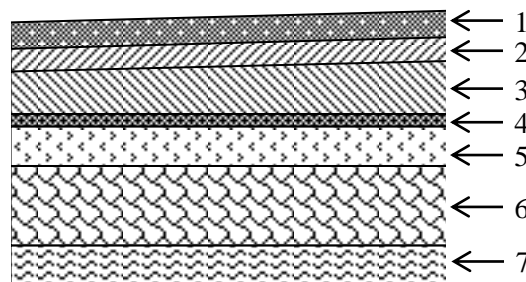


Fig. II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Couche de gravillon	1.5	1.00
2. Etanchéité multicouches	5	0.12
3. Béton en forme de pente	7	1.55
4. Feuille de polyane	/	0.01
5. Isolation thermique en liège	5	0.16
6. Plancher à corps creux	(16+4)	2.80
7. Enduit sous plafond en plâtre	2	0.2
		Gt = 5.84 KN/ m².

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

➤ **Plancher d'étage courant:**

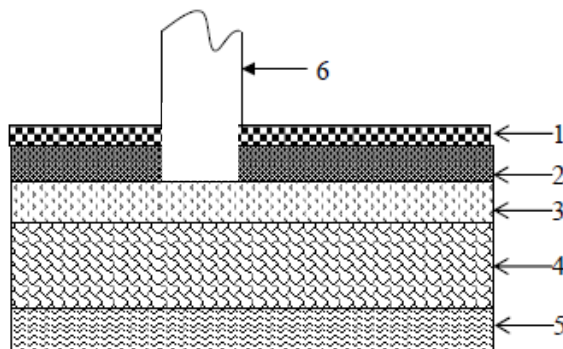


Figure II-4 : Coupe transversale du plancher de l'étage courant

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1-revêtement en carrelage	2	0.4
2-mortier de pose	3	0.4
3-couche de sable	3	0.36
4-dalle en corps creux	20	2.80
5-enduit de plâtre	2	0.20
6-cloisons	10	0.90
		G_T = 5.06KN/m²

Tableau II-2 : Charges permanentes d'étage courant

➤ Maçonnerie:

a. Murs extérieurs :

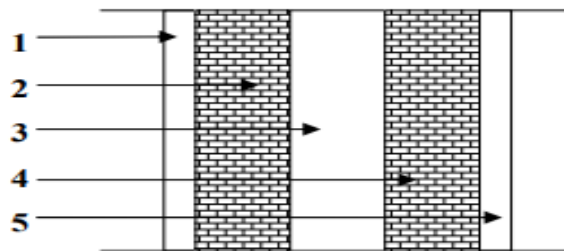


Figure II- 5 : Coupe verticale d'un mur

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1-enduit de ciment	2	0.36
2-brique creuse	10	0.90
3-lame d'air	5	/
4-brique creuse	10	0.90
5-enduit plâtre	2	0.20
		G_T = 2.36 (KN/m²)

Tableau II-3 : Charges permanentes du mur extérieur

Murs intérieurs :

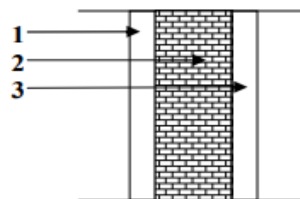


Figure II- 6 : Coupe horizontale du mur intérieur

Eléments	Epaisseur (cm)	Charge (KN/m ²)
1-enduit plâtre	2	0.20
2-brique creuse	10	0.90
3-enduit de plâtre	2	0.20
		G_T = 1.30 (KN/m²)

Tableau II-4 : Charge permanente du mur intérieur

➤ balcon :

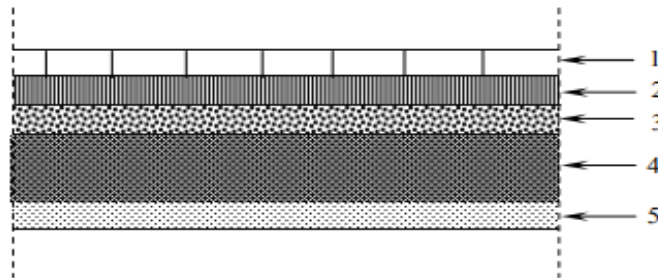


Fig II-7- Coupe verticale d'un balcon

Eléments	Epaisseur (cm)	Charge (kn/m ²)
1-revêtement en carrelage	2	0.40
2-mortier de pose	3	0.40
3-couche de sable	3	0.36
4-dalle pleine en BA	15	3.75
5-enduit de ciment	2	0.36
		G_T = 5.27(kn/m²)

Tableau II-5 : Charges permanentes du balcon

b. Charges d'exploitation :

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

Eléments	Surcharges(KN/m ²)
Plancher étage terrasse	1
Plancher d'étage courant	1.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Plancher à usage de bureaux	2.5

Tableau II-6 : Charges d'exploitations des différents éléments.

c. Descente de charge :

La descente de charge est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges sont distribuées en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre poteau et voile) appelée surface d'influence.

II.5.2. charges et surcharges revenants au poteau le plus sollicité :

a. Surface d'influence :

Le plancher :

Le pré dimensionnement se fera pour le poteau le plus sollicité qui est repéré par (B3). La surface qui lui revient vaut :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

Avec:

$$S1 = 2.425 \times 1.625 = 3.94m^2$$

$$S2 = 2.425 \times 0.975 = 2.36m^2$$

$$S3 = 2.375 \times 1.625 = 3.86m^2$$

$$S4 = 2.375 \times 0.975 = 2.31m^2$$

$$S = 12.47 m^2$$

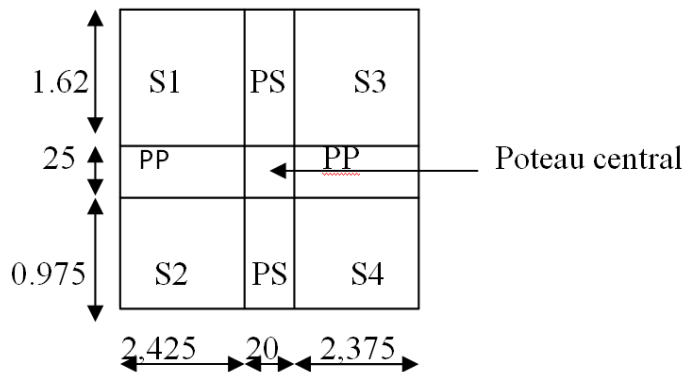


Figure II-8 : surface d'influence du poteau

➤ **Poids revenant à chaque plancher:**

a. Plancher étage terrasse :

$$P = 5.84 \times 12.47 = 72.82 \text{ KN}$$

b. Plancher étage courant:

$$P = 5.06 \times 12.47 = 63.1 \text{ KN}$$

➤ **Poids revenant à chaque poutre:**

a. **Poutres principales:**

$$P = (2.425 + 2.375) \times 25 \times 0.25 \times 0.30 = 9\text{KN}$$

b. **Poutres secondaires:**

$$P = (162.5 + 97.5) \times 25 \times 0.2 \times 0.30 = 3.9\text{KN}$$

✓ **D’ou le poids total :**

$$P = 9 + 3.9 \text{ Ce qui donne:}$$

$$P = 12.9 \text{ kN}$$

➤ **Poids revenant aux poteaux :**

a. **Poteau RDC :**

$$P = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 5.58 = 8.72 \text{ KN}$$

b. **Poteau sous-sol et étage courant :**

$$P = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = 4.78 \text{ KN}$$

➤ **Surcharges d’exploitation :**

✓ Plancher d’étage terrasse..... $Q_0 = 1 \times 12.47 = 12.47 \text{ KN}$

✓ Plancher d’étage courant..... $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = 1.5 \times 12.47 = 18.705\text{KN}$

✓ RDC $Q_6 = 2.5 \times 12.47 = 31.175\text{kN}$

✓ Etage de cave (sous-sol) $Q_7 = 2.5 \times 12.47 = 31.175\text{kN}$

II.5.3. Loi de dégression de charge en fonction du nombre d’étage :

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

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est 05, ce qui est le cas du bâtiment étudié

La loi de dégression est :

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

Q₀ : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

$$\Sigma 0 = Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma n = Q_0 + [(3+n)/2n]. (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Pour n ≥ 5 :

0	
1	Q ₀
2	Q ₀ + Q ₁
3	Q ₀ + 0.95 (Q ₁ + Q ₂)
4	Q ₀ + 0.9 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃)
5	Q ₀ + 0.85 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄)
RDC	Q ₀ + 0.80 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅)
Sous-sol	Q ₀ + 0.75 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆)

- **Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression :**
- ✓ **Niveau 7 :** $Q_0 = 12.47\text{KN}$.
- ✓ **Niveau 6 :** $Q_0 + Q_1 = 31.175\text{KN}$.
- ✓ **Niveau 5 :** $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 48.0095\text{KN}$.
- ✓ **Niveau 4 :** $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 62.97 \text{ KN}$.
- ✓ **Niveau 3 :** $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 76.067 \text{ KN}$.
- ✓ **Niveau RDC :** $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 87.29 \text{ KN}$.
- ✓ **Niveau sous-sol :** $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 105.995 \text{ KN}$.

NIVEAUX	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des Planchers	Poids des poteaux	Poids des poteaux	G _{totale}	G _{cumul}	Q _i	Q _c	N=G _c +Q _c [kN]	Section trouvée	Section adoptée
5	72.82	1	4.78	90.5	90.5	12.47	12.47	102.97	68.64	30x30
4	63.1	1	4.78	80.78	71.28	18.705	31.175	202.455	134.97	30x30
3	63.1	1	4.78	80.78	52.06	18.705	48.01	300.07	200.04	30x30
2	63.1	1	4.78	80.78	32.84	18.705	62.97	395.81	263.87	35x35
1	63.1	1	4.78	80.78	13.62	18.705	76.97	490.59	327.06	35x35
DC	63.1	1	8.72	84.72	98.34	31.175	87.29	585.63	390.42	35x35
SOUS-SOL	63.1	1	4.78	80.78	79.12	3.175	105.995	685.115	456.74	40x40

Remarque :

Suite aux dégâts constatés lors du séisme du 21 Mai à Boumerdes, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau (pour éviter la rotule plastique)

Ceci nous a conduit à augmenter la section de nos poteaux afin de :

- ✓ Respecter les recommandations des experts
- ✓ Avoir une bonne répartition des aciers dans la section

II.5.4. Vérification relative aux coffrages : (RPA 99 version 2003 / Art 7.4.1)

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min } (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

h_e : est la hauteur libre du poteau.

- ✓ **Poteau (30x30) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) = 30 \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min } (b, h) = 30 \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4 \end{array} \right.$$

- ✓ **Poteau (35x35) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) = 35 \geq 25 \\ \text{Min } (b, h) = 35 \geq \frac{538}{20} = 26.9 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ **Poteau (40x40) :**

$$\begin{cases} \text{Min (b, h)} = 40 \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min (b, h)} = 40 \geq 14.3 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < 1 < 4 \end{cases}$$

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

III.5.5. Vérification de la résistance de poteau au flambement :

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

Cette instabilité dépend de :

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

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

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

- ✓ λ : Elancement du poteau.
- ✓ L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 l_0$).
- ✓ $L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.
- ✓ i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)
- ✓ I : Moment d'inertie du poteau : $I = b^4/12$
- ✓ B : section transversale du poteau ($B = b^2$)

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

$$\lambda = 2.42 \frac{l_0}{h}$$

→ Poteaux étage 5, 4 ,3 (30 x 30)..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.3 =$
 $24.684 \leq 50$

→ Poteaux étage 1, 2 (35 x 35)..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.35 =$
 $21.16 \leq 50$

→ Poteau RDC (35×35)..... $\lambda = 2.42 \times 5.58 / 0.35 =$
 $38.58 \leq 50$

→ Poteaux sous-sol (40 x40)..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.40 =$
 $18.51 \leq 50$

➤ **Vérification de l'effort normal réduit(Art 7, 4, 3,1) :**

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

$$V = N / B.f_{c28} < 0.3$$

✓ N : désigne l'effort normal de calcul

✓ B : section de poteau

• **Pour (30×30) :**

$$V = 102.97 \times 10 / 30 \times 30 \times 25 = 0.045 < 0.3 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$V = 202.455 \times 10 / 30 \times 30 \times 25 = 0.089 < 0.3 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$V = 300.07 \times 10 / 30 \times 30 \times 25 = 0.133 < 0.3 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Pour (35×35) :**

$$V = 395.81 \times 10 / 35 \times 35 \times 25 = 0.129 < 0.3 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$V = 490.59 \times 10 / 35 \times 35 \times 25 = 0.160 < 0.3 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$V = 585.63 \times 10 / 35 \times 35 \times 25 = 0.191 < 0.3 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Pour (40×40) :**

$$V = 685.115 \times 10 / 40 \times 40 \times 25 = 0.171 < 0.3 \dots\dots\dots \text{CV}$$

II.6. Conclusion :

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement, donc la condition de flambement des poteaux est vérifiée.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, nous passons dans ce chapitre au calcul des différents éléments de la structure tels que : l’acrotère, plancher, escalier et balcon.

La détermination des armatures se fera pour une bande de 1m de largeur à l’ELU, et les vérifications seront faites à l’ELS.

III.2. calcul de l’acrotère

L’acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse. Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumise à un effort

« G » dû à son poids propre et à un effort latéral « P » dû à la main courante provoquant un moment de renversement « M » dans la section d’encastrement.

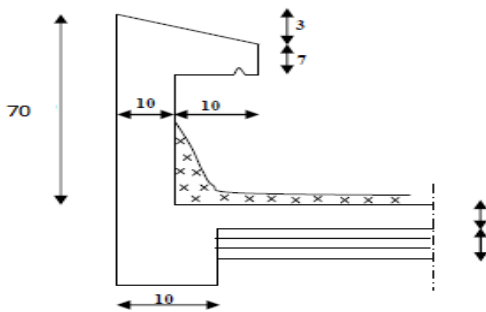


Figure III-1-Coupe transversale de l’acrotère

➤ **Schéma statique :**

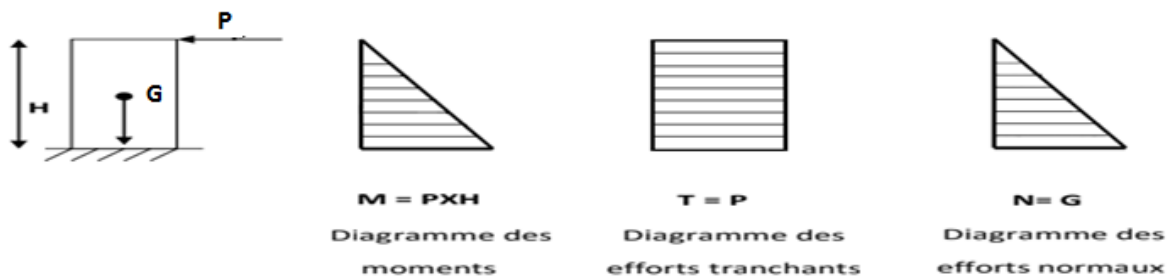


Figure- III-2. Représentation des diagrammes des efforts internes.

III.2.1. Calcul des sollicitations de l'acrotère :

- **Poids propre :** $G = \rho \times S \times 1 \text{ m}$

Avec :

- ✓ ρ : poids volumique du béton ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$).
- ✓ S : section longitudinale de l'acrotère.

$$S = [(0,60 \times 0,10) + (0,07 \times 0,20) + (0,03 \times 0,20) / 2]$$

$$S = 0,077 \text{ m}^2.$$

D'où: $G = 0,077 \times 25 = 1,925 \text{ KN/m}$.

- **Surcharge d'exploitation :** $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- **Effort normal dû au poids propre :** $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,925 \text{ KN}$.
- **Effort tranchant dû à l'effort horizontal p :** $T = p \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$.
- **Calcul du moment de renversement M dû à la surcharge Q :**

$$M_p = p \times H = 1 \times 0,70 = 0,70 \text{ KN.m}$$

- ✓ P : Poussée latérale : $p = 1 \text{ KN/ml}$.
- ✓ H : hauteur de l'acrotère.

➤ **Combinaison de charges à considérée :****a. A l'ELU :**

- La combinaison de charge est : **$1.35N + 1.5Q$** .
- **Effort normal dû à G :** $N_u = 1,35 N = 1,35 \times 1,925 = 2,59 \text{ KN}$
- **Moment de flexion dû à Q :** $M_u = 1,5 \times M_p = 1,5 \times 0,70 = 1,05 \text{ KN.m}$
- **Effort tranchant :** $T_U = 1,5 T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

b. A l'ELS :

- La combinaison de charge est : **$G + Q$**
- **Effort normal dû à G:** $N_s = G = 1,925 \text{ KN/ml}$.

- **Moment de flexion dû a Q :** $M_s = M_p = 0,70 \text{ KN.m}$.
- **Effort tranchant :** $T_s = T = 1 \text{ KN}$

III.2.2. Ferraillage de l'acrotère :

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée, et sera donnée par mètre linéaire, pour le calcul on considère une section $(b \times h) \text{ cm}^2$ soumise à la flexion composée.

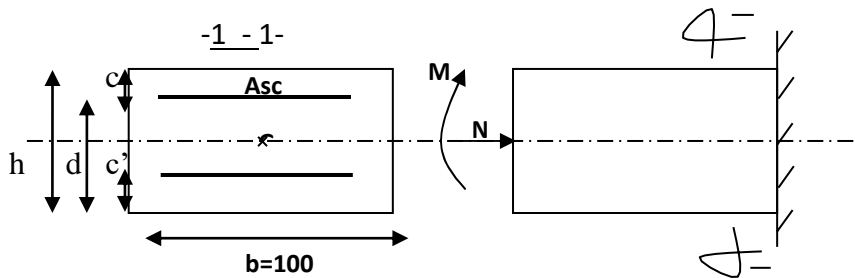


Figure III.3 Section rectangulaire soumise à la flexion composée

- ✓ h: épaisseur de la section = 10 cm ;
- ✓ $d = h - c$: hauteur utile 8 cm ;
- ✓ c et c' : enrobage = 2 cm ;
- ✓ b: largeur de la section = 100 cm
- ✓ M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

➤ **Calcul des armatures à l'ELU :**

a. Position de centre de pression à l'ELU :

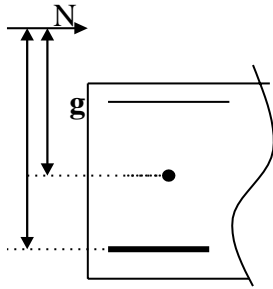
Soit :

- ✓ C : Centre de pression ; (Position de point d'application de l'effort normal).
- ✓ e : Excentricité.

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.05}{2.59} = 0.405 \text{ m}$$

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

$$\Rightarrow e_u \leq \frac{h}{2} - c$$



Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal N est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f », puis on se ramènera à la flexion composée où la section d'armature qui sera déterminée est en fonction du celle préalablement calculée.

➤ **Le moment fictif M_f :**

Il est donné par :

$$M_f = M_u + N_u (h/2 - c)$$

Avec : $M_f = 1.05 + 2.59 (3.10^{-2}) = 1.127 \text{KN.m}$

➤ **Le moment réduit μ_u :**

Avec :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.127}{1(0.08)^2 \times 14.2 (10)^3} = 0.012$$

$$\mu_u = 0,012 < \mu_l = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{sc} = 0$$

$$\mu_u = 0.012 \Rightarrow \beta = 0,994$$

➤ **Les armatures fictives** : (Flexion simple)

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.127}{0.994 \times 0.08 \times 348 \times (10)^3} = 0.407 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

• **Les armatures réelles** : (Flexion composée) :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.407 - \frac{2.59 \times 0.1}{348} = 0.406 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.406 \text{ cm}^2$$

III.2.3. Les Vérifications à (L'ELU) :

• **Condition de non fragilité du béton** :

La formule est donnée par : le **BAEL, Art.A.4.2.1.**

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{(e_u - 0.455.d)}{(e_u - 0.185.d)}$$

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{40.5 - 0.455 \times 8}{40.5 - 0.185 \times 8} = 0.912 \text{ cm}^2$$

On a : $A_{\min} > A_u$

Donc :

✓ On adoptera une section de **A = 0,912cm²**.

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, on adopte alors la section minimale qui est :

$$A = A_{\min} = 0,912 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de :

$$e = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min(30 ; 33 \text{ cm})$$

$e = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

Soit :

✓ $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25 cm.

➤ **Vérification au cisaillement**[BAEL91 art 5.1.1] :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{10^3 \times 80} = 0.01875 \text{ MPa}$$

$$T_u = V_u = 1,5.Q = 1,5 \text{ KN}$$

- ✓ T_u : Valeur de l'effort tranchant
- ✓ b : Largeur de la bande considérée.
- ✓ d : Hauteur utile de la section.

Nous avons une fissuration préjudiciable,

Donc :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{t28}, 4\text{MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa})$$

Avec :

$$\gamma_b = 1.5 \quad \Longleftrightarrow \text{situation courante}$$

$$\tau_u = 0,01875 < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

- La condition est vérifiée, pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres** [BAEL 91, Art 6.1.3]

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

✓ $\Psi_s = 1$ pour les ronds lisses

✓ $\Psi_s = 1.5$ pour les H.A

✓ Ψ : Coefficient cisaillement

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

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

✓ n : nombre de barre

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 8 \times 10.048 \times 10} = 2.073 \text{ MPa}$$

• $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ La condition d'adhérence des barres est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Encrage des barres**..... (Art. A.6.1,21/ BAEL91) :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{se}}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.218 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{On prend } L_s = 30 \text{ cm}$$

• L_s dépasse l'épaisseur de la dalle dans laquelle elle sera ancrée, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$.

Alors :

$$L_a = 0,4L_s = 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad L_a = 12 \text{ cm}$$

III.2.4. Vérification à L'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier:

➤ **Vérification des contraintes de compression dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec :

$\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_s = \min [226.66, 201.63] = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \quad \beta_1 = 0.920$$

$$\alpha = 3 (1 - \beta_1) = 3 (1 - 0.920) = 0,24$$

$$K_1 = 47.50$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.021$$

$$\sigma_s = \frac{0.7 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 47.317 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 47.317 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$; **Donc la condition est vérifiée**

➤ **vérification des contraintes de compression dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.021 \times 47,317 = 0.993 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée.

➤ **Vérification de l'acrotère au séisme** (Art 6.2.3 / RPA 99)

L'action des forces horizontales F_p doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q , elle est calculée sous l'action horizontale suivant la formule :

$$F_p = 4 A.C_p. W_p.$$

Avec :

✓ A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas Zone IIa, groupe 2 $A = 0,15$
 [Tableau 4-1 RPA99]

✓ C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8
 On prend : 0,8 [élément en console]

✓ W_p : poids de l'acrotère est égale à 1,925 KN/m. KN/ml.

D'ou : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,925 = 0,924 \text{ KN/m} < Q$

✓ la condition est vérifiée ; alors le ferrailage adopté précédemment reste convenable

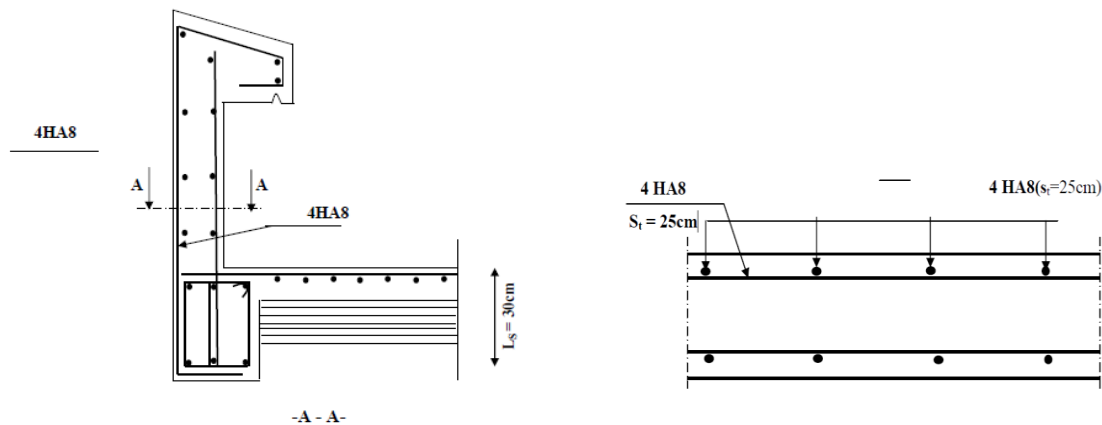


Figure III.4 Ferrailage de l'acrotère

III.3. calcul Les planchers :

Le bâtiment dispose d'un seul type du plancher; à savoir le plancher à corps creux associé à des poutrelles préfabriquées, avec une dalle de compression. Les poutrelles sont disposées dans le sens de la petite portée.

Le plancher en corps creux est constitué de:

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier.

III.3.1. Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles A_{\perp} :

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

Avec :

$L = 65 \text{ cm}$; distance entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$)

$F_e = 520 \text{ MPa}$

D'où :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :

✓ $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement du 20 cm.

➤ Armatures parallèle aux poutrelles // :

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

Soit :

✓ $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm.

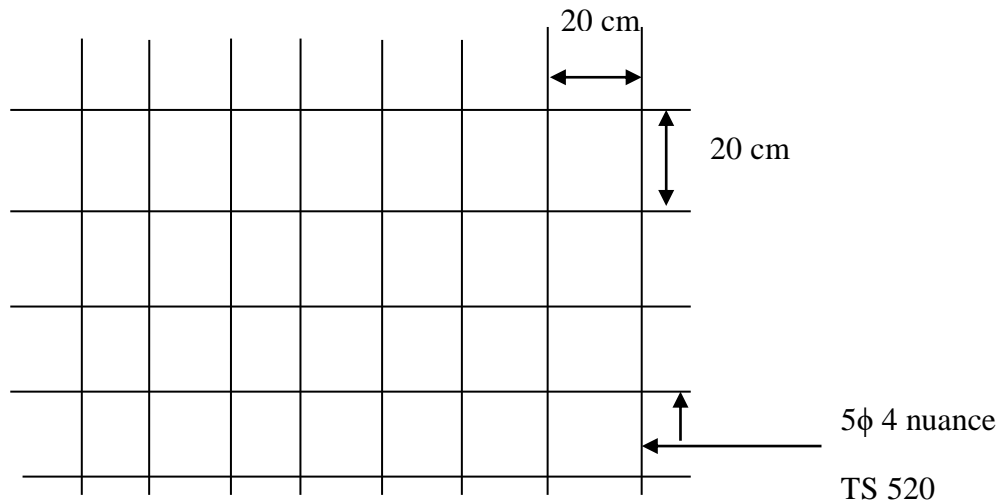


Fig.III.4. : ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé de 20 x20 cm

• Conclusion :

On adoptera donc un treillis soudé (TS 520) de (4 x 4 x 200 x 200) mm⁴.

➤ Dimensionnement de la section en Te :

✓ Hauteur de la section..... $h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$.

✓ L'épaisseur de la table de compression..... $h_0 = 4 \text{ cm}$.

✓ L'enrobage $c = 2 \text{ cm}$.

✓ La hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$.

✓ b_1 : La largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous:

✓ L: Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

✓ L_1 : Longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$$L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

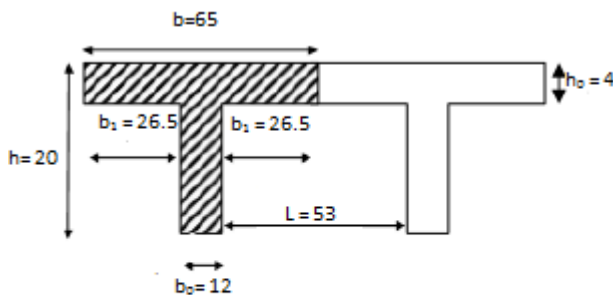
$$L_1 = 3.50 \text{ m} = 350 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_1}{10}; \frac{L}{2}; 8h_0 \right\}$$

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{350}{10}; \frac{53}{2}; 8 \times 4 \right\} = 26.5 \text{ cm}$$

✓ b : largeur de la table de compression.

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$



Dimensionnement de la section en T é en cm

III.3.2. Étude des poutrelles :

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

a. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur les poutres principales, soumise aux charges suivantes :

➤ Charges permanentes :

➤ Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

➤ Poids propre du corps creux :

$$G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

$$G = G1 + G2 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charges d'exploitation (surcharge) :**

Poids de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

➤ **Combinaison de charges à l'ELU :**

$$q_u = 1.35 G + 1.35 Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul du moment en travée :**

$$M = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.62^2}{8} = 4.09 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.62}{2} = 4.52 \text{ KN}$$

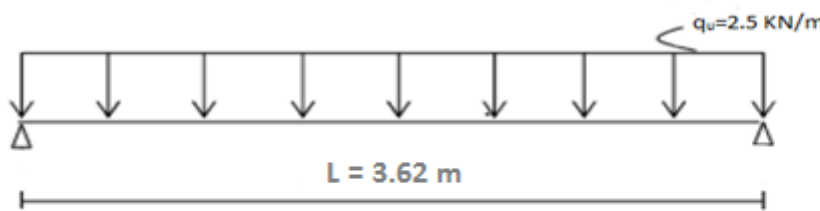
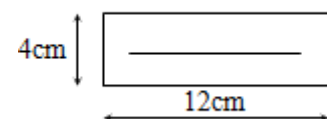


Schéma statique de la travée poutrelle

➤ **Calcul des armatures :**



Avec :

$$b = 12 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad h = 4 \text{ cm} \quad d = h - c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.09}{12 \times 2^2 \times 14.2 \times 10^{-3}} = 6 \gg 0.392$$

⇒ Donc notre section est doublement armée (SDA)

- Comme la section de la poutrelle est très réduite on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

b. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T reposant sur plusieurs appuis, partiellement encastrée à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

➤ **Détermination des charges revenant à la poutre (P) :**

- Charges permanentes G : $G = G_p \times b = 5.06 \times 0.65 = 3.289 \text{ KN/ml}$

- Charges exploitation Q : $Q = Q_p \times b = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

➤ **Les combinaisons de charge :**

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.289 + 1.5 \times 0.975 = 5.902 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.289 + 0.975 = 4.264 \text{ KN/ml}$

III.3.3. Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type du plancher; à l'aide des méthodes suivantes:

- **Méthode forfaitaire**
- **Méthode de Caquot**
- **Méthode des trois moments**

a. 1^{er} choix : méthode forfaitaire

L'application de la méthode forfaitaire de calcul implique que les conditions suivantes soient réunies [Art B.6.2,210/BAEL91 modifiée99] :

• **Condition (01) :**

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

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

On a: $2G = 2 \times 3.289 = 6.578 \text{ KN/m}^2$

$Q = 0.975 \text{ KN/ml} \leq \max (6.578; 5 \text{ KN/m}^2)$ condition vérifiée.

• **Condition (02) :**

Les moments d’inertie transversales sont les mêmes dans les différentes travées (l’épaisseur est la même dans les différentes travées.....condition vérifiée.

• **Condition (03) :**

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3,62}{3,5} = 1.03 \leq 1.25$$
condition vérifiée.

$$0.8 \leq \frac{3,62}{3,62} = 1 \leq 1.25$$
.....condition vérifiée.

$$0.8 \leq \frac{3,5}{3,62} = 0.96 \leq 1.25$$
.....condition vérifiée.

$$0.8 \leq \frac{2,20}{3,5} = 0.62 \leq 1.25$$
.....condition vérifiée.

• **Condition (04) :**

La fissuration est non préjudiciable.....condition vérifiée.

➤ **Conclusion :**

La méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs.

• **Principe de la méthode forfaitaire:**

La méthode forfaitaire 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 M_0 , dans la travée dite de comparaison c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charges que la travée considérée.

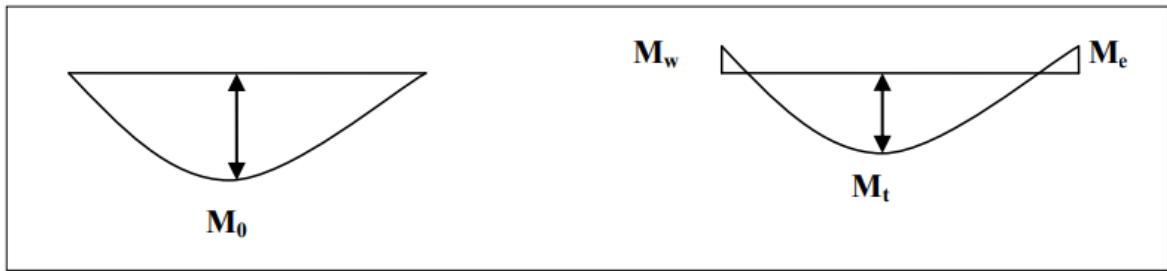


Figure III-2:diagramme des moments

Exposé de la méthode :

Le rapport α des charges d’exploitation à la somme des charges permanentes et d’exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Ce coefficient varie entre 0 et 2/3 pour un plancher à surcharge d’exploitation modérée.

En effet pour $Q = 0 \rightarrow \alpha = 0$

$$Q = 2 G \rightarrow \alpha = \frac{2}{3}$$

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d’appuis $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

Avec:

- ✓ L: longueur de la travée entre nus d’appuis
- ✓ q: charge uniformément répartie

M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l’appui de gauche et de droite respectivement

M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

$$M_t \geq - \frac{M_e + M_w}{2} + \max (1.05 M_0 ; (1 + 0,3 \alpha) M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \alpha}{2} M_0 \dots \dots \dots \text{ dans le cas d’une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \dots \dots \dots \text{ dans le cas d’une travée de rive.}$$

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

0.6M₀ dans le cas d’une poutre à deux travées.

0.5M₀ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d’une poutre à plus de deux travées.

$0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

$0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés.

Dans notre cas nous avons une poutre sur 05 appuis et une poutre à 02 appuis , comme présentée dans le diagramme suivant:

➤ **Premier cas :**

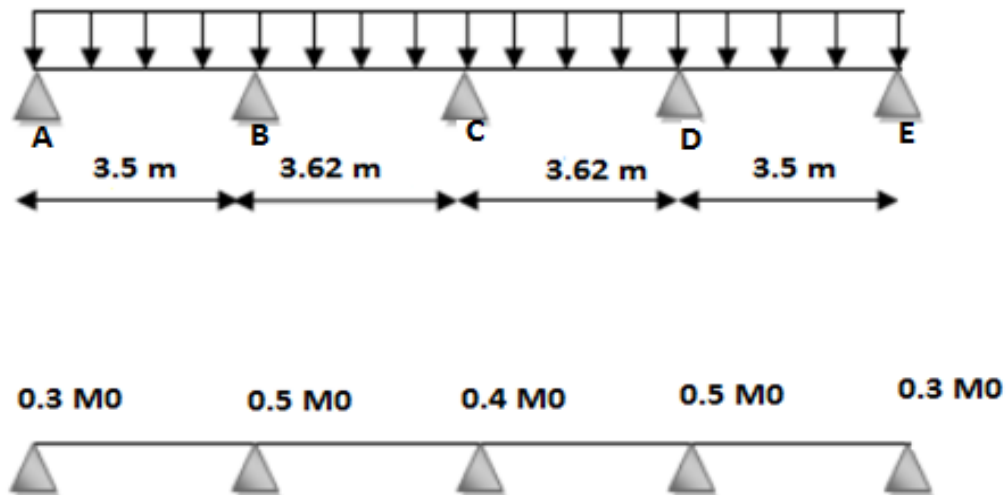


Figure III-3: Schéma statique de la poutrelle

• **Calcul des coefficients:**

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.975}{0.975+3.289} = 0.22 \longrightarrow 0 < \alpha < \frac{2}{3}$$

On aura après calcul: $\alpha = 0.22$

$$1 + 0.3 \alpha = 1 + 0.3 (0.22) = 1.066$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.533 \longrightarrow \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.633$$

• **Calcul des moments isostatique l'ELU:**

$$M_1 = M_4 = \frac{qL^2}{8} = \frac{5.902 \times 3.5^2}{8} = 9.03 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_3 = \frac{qL^2}{8} = \frac{5.902 \times 3.62^2}{8} = 9.66 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments fléchissant:**

- **Les moments aux appuis:**

$$M_A = M_E = 0.3 \times M_1 = 0.3 \times 9.03 = 2.709 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_D = 0.5 \times \max(M_1 ; M_2) = 0.5 \times 9.66 = 4.83 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0.4 \times \max (M_3 ; M_2) = 0.4 \times 9.66 = 3.864 \text{ KN.m}$$

Les moments calculés par la méthode forfaitaire correspondent à un matériau homogène. A cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes:

Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis:

On aura aux appuis les résultats suivants:

$$M_A = M_E = 1.806 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_D = 3.22 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 2.576 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travées:** Par symétrie on a:

$$M^t_{AB} = M^t_{DE}$$

$$M^t_{BC} = M^t_{CD}$$

- **Travée de rive:**

$$M_t \geq - \frac{M_e + M_w}{2} + \max (1.05 M_0 ; (1 + 0,3 \alpha) M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0$$

- **Travée de rive AB et DE:**

$$M^t_{AB} \geq 1.066 M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.066 \times 9.03 - \left(\frac{2.709 + 4.83}{2} \right) = 5.85 \text{ KN.m}$$

$$M^t_{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 = 0.633 \times 9.03 = 5.71 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M^t_{AB} = M^t_{DE} = 5.85 \text{ KN.m}$$

- Travées intermédiaires:

$$M_t \geq -\frac{Me+Mw}{2} + \max(1.05 M_0 ; (1 + 0,3 \alpha) M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3 \alpha}{2} M_0$$

- Travées intermédiaires BC et CD:

$$M_t^{BC} \geq 1.066 M_2 - \frac{MB+MC}{2} = 1.066 \times 9.66 - \left(\frac{4.83+3.864}{2}\right) = 5.95 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3 \alpha}{2} M_0 = 0.533 \times 9.66 = 5.14 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_t^{BC} = M_t^{CD} = 5.95 \text{ KN.m}$$

Augmentation de 1/3 pour les moments en travée:

$$M_t^{AB} = M_t^{DE} = 7.8 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = M_t^{CD} = 7.93 \text{ KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchant:

$$T_w = \frac{Mw-Me}{L} + \frac{qu \times L}{2}$$

$$T_e = \frac{Mw-Me}{L} - \frac{qu \times L}{2}$$

Avec:

$$q_u = 5.902 \text{ KN/ml}$$

Travée AB :

$$T_w = \frac{MB-MA}{L} + \frac{qu \times L}{2} = \frac{-4.83 - (-2.709)}{3.5} + \frac{5.902 \times 3.5}{2} = 9.71 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{MB-MA}{L} - \frac{qu \times L}{2} = \frac{-4.83 - (-2.709)}{3.5} - \frac{5.902 \times 3.5}{2} = -10.92 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_w = \frac{MC-MB}{L} + \frac{qu \times L}{2} = \frac{-3.864 - (-4.83)}{3.62} + \frac{5.902 \times 3.62}{2} = 10.94 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{MC-MB}{L} - \frac{qu \times L}{2} = \frac{-3.864 - (-4.83)}{3.62} - \frac{5.902 \times 3.62}{2} = -10.41 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_w = \frac{MD-MC}{L} + \frac{qu \times L}{2} = \frac{-4.83 - (-3.864)}{3.62} + \frac{5.902 \times 3.62}{2} = 10.41 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{MD-MC}{L} - \frac{qu \times L}{2} = \frac{-4.83 - (-3.864)}{3.62} - \frac{5.902 \times 3.62}{2} = -10.94 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_w = \frac{ME-MD}{L} + \frac{qu \times L}{2} = \frac{-2.709 - (-4.83)}{3.5} + \frac{5.902 \times 3.5}{2} = 10.92 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{ME-MD}{L} - \frac{qu \times L}{2} = \frac{-2.709 - (-4.83)}{3.5} - \frac{5.902 \times 3.5}{2} = -9.71 \text{ KN}$$

- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant:

1. Diagramme des moments fléchissant:

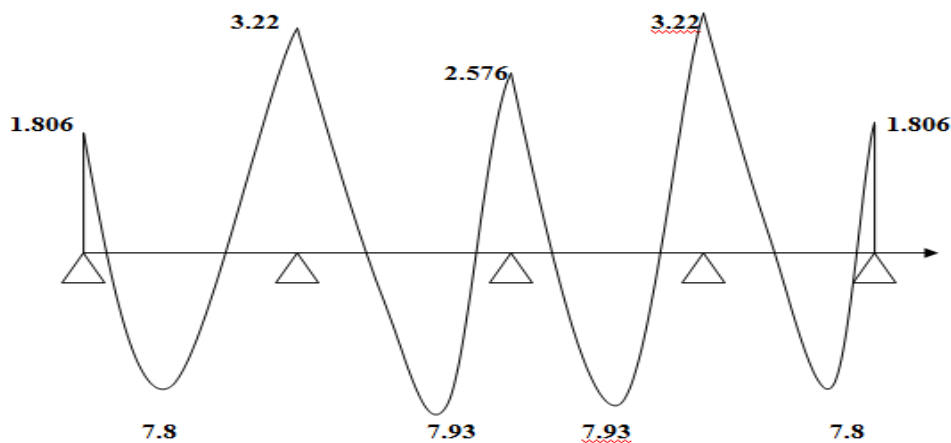


Figure III-4: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

2- diagrammes de l'effort tranchant:

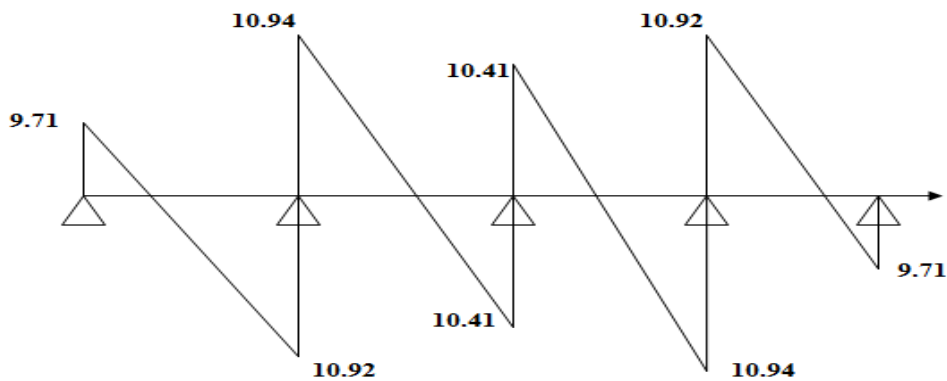


Figure III-5: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

III.1.4. Calcul des poutrelles à l'ELS:

- Calcul des moments isostatique P'ELS:

$$M_1 = M_4 = \frac{qs \times L^2}{8} = \frac{4.264 \times 3.5^2}{8} = 6.52 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_3 = \frac{qs \times L^2}{8} = \frac{4.264 \times 3.62^2}{8} = 6.98 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant:

- Les moments aux appuis:

$$M_A = M_E = 0.3 \times M_1 = 0.3 \times 6.52 = 1.956 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_D = 0.5 \times \max (M_1 ; M_2) = 0.5 \times 6.98 = 3.49 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0.4 \times \max (M_3; M_2) = 0.4 \times 6.98 = 2.792 \text{ KN.m}$$

Les moments calculés par la méthode forfaitaire correspondent à un matériau homogène. A cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes:

Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis:

On aura aux appuis les résultats suivants:

$$M_A = M_E = 1.304 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_D = 2.32 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 1.861 \text{ KN.m}$$

- Les moments en travées: Par symétrie on a:

$$M^t_{AB} = M^t_{DE}$$

$$M^t_{BC} = M^t_{CD}$$

- Travée de rive:

$$M_t \geq - \frac{M_e + M_w}{2} + \max (1.05 M_0 ; (1 + 0,3 \alpha) M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0$$

- Travée de rive AB et DE:

$$M^t_{AB} \geq 1.066 M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.066 \times 6.52 - \left(\frac{1.956 + 3.49}{2} \right) = 4.22 \text{ KN.m}$$

$$M^t_{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 = 0.633 \times 6.52 = 4.12 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_{AB}^t = M_{DE}^t = 4.22 \text{ KN.m}$$

- Travées intermédiaires:

$$M_t \geq -\frac{Me+Mw}{2} + \max (1.05 M_0 ; (1 + 0,3 \alpha) M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3 \alpha}{2} M_0$$

- Travées intermédiaires BC et CD:

$$M_t^{BC} \geq 1.066 M_2 - \frac{MB+MC}{2} = 1.066 \times 6.98 - \left(\frac{3.49+2.792}{2}\right) = 4.29 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3 \alpha}{2} M_0 = 0.533 \times 6.98 = 3.72 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_t^{BC} = M_t^{CD} = 4.29 \text{ KN.m}$$

Augmentation de 1/3 pour les moments en travée:

$$M_{AB}^t = M_{DE}^t = 5.62 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = M_t^{CD} = 5.72 \text{ KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchant:

$$T_w = \frac{Mw-Me}{L} + \frac{qs \times L}{2}$$

$$T_e = \frac{Mw - Me}{L} - \frac{qs \times L}{2}$$

Avec:

$$q_s = 4.264 \text{ KN/ml}$$

Travée AB :

$$T_w = \frac{MB-MA}{L} + \frac{qs \times L}{2} = \frac{-3.49-(-1.956)}{3.5} + \frac{4.264 \times 3.5}{2} = 7.02 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{MB-MA}{L} - \frac{qs \times L}{2} = \frac{-3.49 - (-1.956)}{3.5} - \frac{4.264 \times 3.5}{2} = -7.90 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_w = \frac{MC-MB}{L} + \frac{qs \times L}{2} = \frac{-2.792 - (-3.49)}{3.62} + \frac{4.264 \times 3.62}{2} = 7.90 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{MC-MB}{L} - \frac{qs \times L}{2} = \frac{-2.792 - (-3.49)}{3.62} - \frac{4.264 \times 3.62}{2} = -7.51 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_w = \frac{MD-MC}{L} + \frac{qs \times L}{2} = \frac{-3.49 - (-2.792)}{3.62} + \frac{4.264 \times 3.62}{2} = 7.51 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{MD-MC}{L} - \frac{qs \times L}{2} = \frac{-3.49 - (-2.792)}{3.62} - \frac{4.264 \times 3.62}{2} = -7.90 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_w = \frac{ME-MD}{L} + \frac{qs \times L}{2} = \frac{-1.956 - (-3.49)}{3.5} + \frac{4.264 \times 3.5}{2} = 7.90 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{ME-MD}{L} - \frac{qs \times L}{2} = \frac{-1.956 - (-3.49)}{3.5} - \frac{4.264 \times 3.5}{2} = -7.02 \text{ KN}$$

- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant:

1- Diagramme des moments fléchissant:

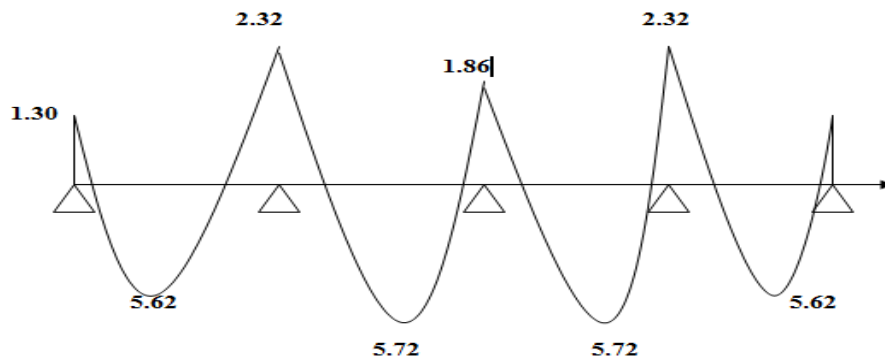


Figure III-6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

2- Diagramme de l'effort tranchant:

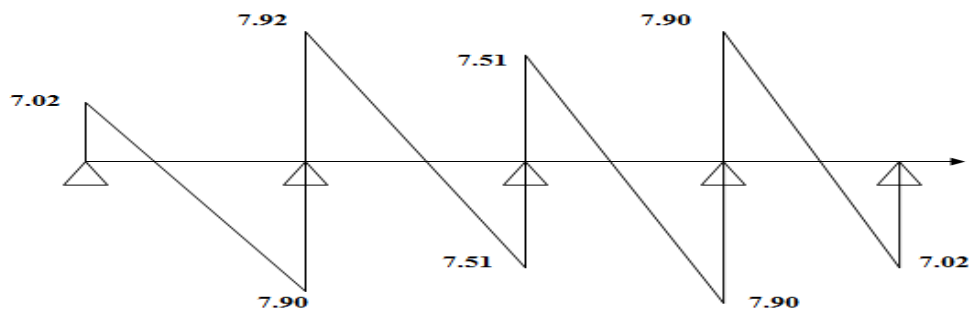
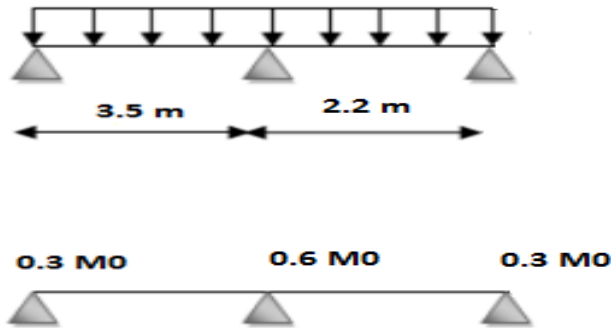


Figure III-7: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

➤ **Deuxième cas :**



• **Calcul des moments isostatique l'ELU:**

$$M_1 = \frac{qL^2}{8} = \frac{5.902 \times 3.5^2}{8} = 9.03 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{qL^2}{8} = \frac{5.902 \times 2.2^2}{8} = 3.57 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments fléchissant:**

- **Les moments aux appuis:**

$$M_A = M_C = 0.3 \times M_1 = 0.3 \times 9.03 = 2.709 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \times \max(M_1 ; M_2) = 0.6 \times 9.03 = 5.41 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.3 \times M_2 = 0.3 \times 3.57 = 1.07 \text{ KN.m}$$

Les moments calculés par la méthode forfaitaire correspondent à un matériau homogène. A cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes:

Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis:

On aura aux appuis les résultats suivants:

$$M_A = 1.80 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 3.60 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0.72 \text{ KN.m}$$

- **Travée de rive AB :**

$$M_{AB}^t \geq 1.066 M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.066 \times 9.03 - \left(\frac{2.709 + 5.41}{2} \right) = 5.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 = 0.633 \times 9.03 = 5.71 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{AB}^t = 5.71 \text{ KN.m}$

- Travée de rive BC :

$$M_{BC}^t \geq 1.066 M_2 - \frac{MB+MC}{2} = 1.066 \times 3.57 - \left(\frac{5.41 + 1.07}{2}\right) = 1.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_2 = 0.633 \times 3.57 = 2.25 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{BC}^t = 2.25 \text{ KN.m}$

Augmentation de 1/3 pour les moments en travée:

$$M_{AB}^t = 7.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t = 3 \text{ KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchant:

$$T_w = \frac{Mw - Me}{L} + \frac{qu \times L}{2}$$

$$T_e = \frac{Mw - Me}{L} - \frac{qu \times L}{2}$$

Avec: $q_u = 5.902 \text{ KN/ml}$

Travée AB :

$$T_w = \frac{MB - MA}{L} + \frac{qu \times L}{2} = \frac{-5.41 - (-2.709)}{3.5} + \frac{5.902 \times 3.5}{2} = 9.54 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{MB - MA}{L} - \frac{qu \times L}{2} = \frac{-5.41 - (-2.709)}{3.5} - \frac{5.902 \times 3.5}{2} = -11.09 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_w = \frac{MC - MB}{L} + \frac{qu \times L}{2} = \frac{-1.07 - (-5.41)}{2.2} + \frac{5.902 \times 2.2}{2} = 8.46 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{MC - MB}{L} - \frac{qu \times L}{2} = \frac{-1.07 - (-5.41)}{2.2} - \frac{5.902 \times 2.2}{2} = -4.51 \text{ KN}$$

- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant:

1. Diagramme des moments fléchissant:

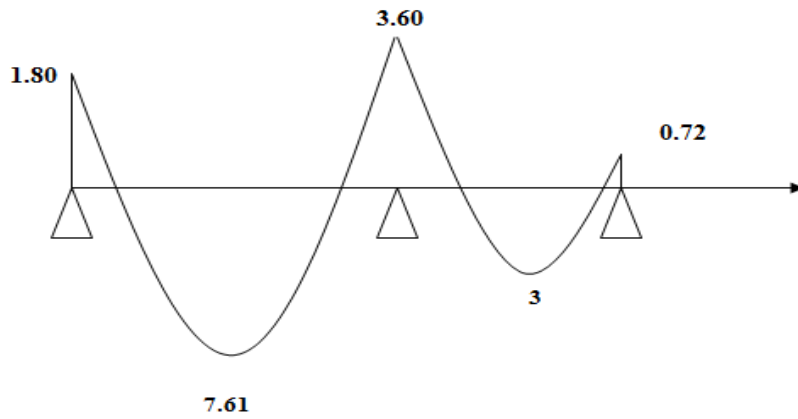


Figure III-8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

2- diagrammes de l'effort tranchant:

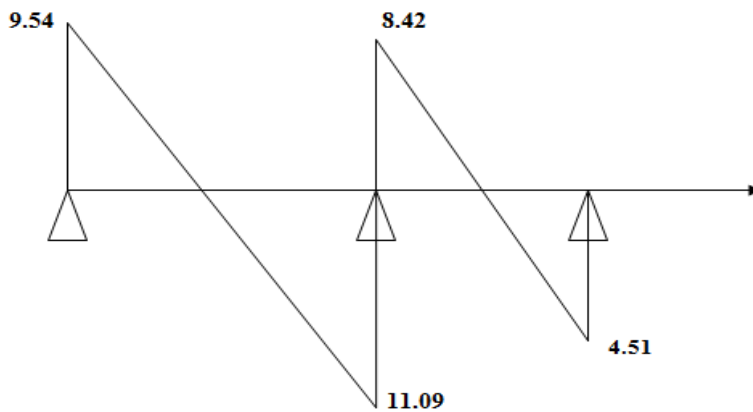


Figure III-9: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III.1.5. Calcul des poutrelles à l'ELS:

- Calcul des moments isostatique l'ELS:

$$M_1 = \frac{qs \times L^2}{8} = \frac{4.264 \times 3.5^2}{8} = 6.52 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{qs \times L^2}{8} = \frac{4.264 \times 2.2^2}{8} = 2.57 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant:

- Les moments aux appuis:

$$M_A = 0.3 \times M_1 = 0.3 \times 6.52 = 1.956 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \times \max (M_1 ; M_2) = 0.6 \times 6.52 = 3.91 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0.3 \times M_2 = 0.3 \times 2.57 = 0.77 \text{ KN.m}$$

Les moments calculés par la méthode forfaitaire correspondent à un matériau homogène. A cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes:

Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis:

On aura aux appuis les résultats suivants:

$$M_A = 1.3 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 2.61 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.52 \text{ KN.m}$$

- Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq 1.066 M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.066 \times 6.52 - \left(\frac{1.95 + 3.91}{2} \right) = 4.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_1 = 0.633 \times 6.52 = 4.12 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{AB}^t = 4.12 \text{ KN.m}$

- Travée de rive BC :

$$M_{BC}^t \geq 1.066 M_2 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.066 \times 2.57 - \left(\frac{3.91 + 0.77}{2} \right) = 0.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_2 = 0.633 \times 2.57 = 1.62 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{BC}^t = 1.62 \text{ KN.m}$

Augmentation de 1/3 pour les moments en travée:

$$M_{AB}^t = 5.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t = 2.16 \text{ KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchant:

$$T_w = \frac{Mw - Me}{L} + \frac{qu \times L}{2}$$

$$T_e = \frac{Mw - Me}{L} - \frac{qu \times L}{2}$$

Avec: $q_s = 4.264 \text{ KN/ml}$

Travée AB :

$$T_w = \frac{MB-MA}{L} + \frac{qs \times L}{2} = \frac{-3.91 - (-1.95)}{3.5} + \frac{4.264 \times 3.5}{2} = 6.9 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{MB-MA}{L} - \frac{qs \times L}{2} = \frac{-3.91 - (-1.95)}{3.5} - \frac{4.264 \times 3.5}{2} = - 8.02 \text{ KN}$$

Travée BC :uy

$$T_w = \frac{MC-MB}{L} + \frac{qu \times L}{2} = \frac{-0.77 - (-3.91)}{2.2} + \frac{4.264 \times 2.2}{2} = 6.11 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{MC-MB}{L} - \frac{qu \times L}{2} = \frac{-0.77 - (-3.91)}{2.2} - \frac{4.264 \times 2.2}{2} = -3.27 \text{ KN}$$

- **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant:**

1. Diagramme des moments fléchissant:

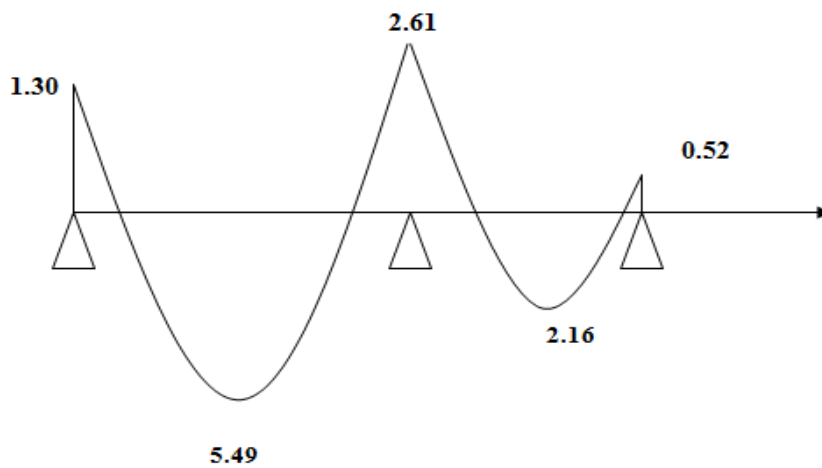


Figure III-10: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

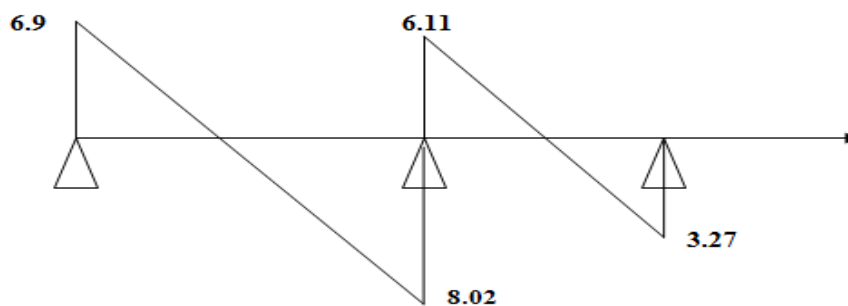


Figure III-11: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

III.2.5. Calcul des armatures :

a. A'ELU :

✓ M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

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

$$M_{t \max} = 7.93 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

Donc :

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur ($b = 65 \text{ cm}$) et de hauteur ($h = 20 \text{ cm}$).

III.3.5. Ferraillage des poutrelles :**➤ Calcul des armatures longitudinales :****• En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.93 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392 \implies (\text{SSA}) \dots\dots A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0.026 \implies \beta = 0.987$$

➤ Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.93 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.28 \text{ cm}^2$$

On adopte:

$$A_t = 3 \text{ HA10} = 2.35 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis:

$$M_a = 3.60 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur

$b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{Ma}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.60 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.065 < 0.392 \implies \text{(SSA)}$$

$$\mu = 0.065 \implies \beta = 0.966$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.60 \times 10^3}{0.966 \times 18 \times 348} = 0.59 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_a = 2 \text{ HA8} = 1 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales :**

D'après l'article A.7.2.12.BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{lmax} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

Avec :

- ✓ ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.
- ✓ ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.
- ✓ h : hauteur du plancher
- ✓ b_0 : largeur de lame.

$$A_t = 2 \text{ HA8} = 1 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des espacements entre cadre :**

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{11.09 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.513 \text{ MPa}$$

$$\rho_{t0} = \frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\tau_{max} - 0.3 f_{t28}}{0.9 \sigma_{st}} = 3.83 \cdot 10^{-4}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\rho_{tmin} = \frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2 f_e}, \frac{0.4}{f_e} \right\} = 10^{-3}$$

$$\rho_t = \max \left\{ \rho_{tmin}, \rho_t \right\} = \frac{A_t}{b_0 \times s_t} = 10^{-3}$$

$$\implies S_t \leq \frac{At}{b_0 \times 10^{-3}} = 83.33 \text{ cm}$$

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

$$S_t = \frac{At \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{12 \times 0.4} = 47.5 \text{ cm}$$

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

III.3.6. Les vérifications à l'ELU :

a. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

• **En travée :**

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_a = 1 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte de cisaillement(Art A.5.211/BAEL91 modifiée99)

$$T_{\max} = 11.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{11.09}{12 \times 18} = 0.51 \text{ MPa}$$

✓ La fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

Avec :

$$\gamma b = 1.5$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.51 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

c. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres(Art A.5.211/BAEL91 modifiée99).

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

✓ $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures.

✓ V_u : effort tranchant maximal.

$$\tau_{se} = \frac{11.09 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.726 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.726 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

d. La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{se}} ; \text{ avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2_s \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.33 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \times L_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4 \times 35.27 = 14.13 \text{ cm}$$

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

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left\{ V_u^{\max} + \frac{M_a \max}{0.9 \times d} \right\}$$

$$A \geq \left\{ \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \cdot 11.09 - \frac{3.60}{0.9 \times 0.18} \right\} = -0.31 < 0$$

✓ Donc les armatures calculées sont suffisantes.

f. Influence de l'effort tranchant sur le béton(Art A.1.313/BAEL91 modifiée99).

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \times a \times b_0 \quad \text{avec : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$0.4 \times \left(\frac{25}{1.5} \right) \times 16.2 \times 12 \times 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 11.09 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.3.7. Vérification à L'ELS :

a. Vérification de la résistance à la compression du béton :

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1}{12 \times 18} = 0.46$$

$$\beta_1 = 0.896$$

$$K_1 = 33.08$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{a \max}}{\beta_1 l \times d \times A} = \frac{2.61 \times 10^6}{0.896 \times 180 \times 1 \times 10^2} = 161.83 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{161.83}{33.08} = 4.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.89 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **En travées :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.08$$

$$\beta_1 = 0.856$$

$$K_1 = 19.72$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{Mt \max}{\beta l \times d \times A} = \frac{5.72 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 157.97 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{157.97}{19.72} = 8.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.01 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu nuisible \implies Aucune vérification n'est nécessaire

c. Etat limite de déformation :

Lorsqu'on prévoit des étais, on peut se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{15M_0}$
3. $\frac{At}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$

Avec :

- ✓ h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle comprise)
- ✓ M₀ : Moment isostatique.
- ✓ L : portée libre.
- ✓ M_t : Moment de flexion.
- ✓ b₀ : largeur de la nervure.

$$1. \frac{h}{L} = \frac{20}{362} = 0.055 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{h}{L} = 0.055 > \frac{Mt}{15M_0} = \frac{5.49}{15 \times 6.98} = 0.052 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$M_0 = \frac{qs \times l^2}{8} = \frac{4.264 \times 3.62^2}{8} = 6.98 \text{ KN.m}$$

3. $\frac{At}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01 > \frac{4.2}{fe} = 0.010 \dots \dots \dots \text{condition n'est pas vérifiée.}$

d. Calcul de la flèche :

$$f = \frac{Mt \times L^2}{10 \times Ev \times Ifv} \leq \overline{f} = \frac{L}{500}$$

- ✓ \overline{f} : La flèche admissible
- ✓ E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,865$ MPa)
- ✓ I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée
- ✓ $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda}$
- ✓ I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène

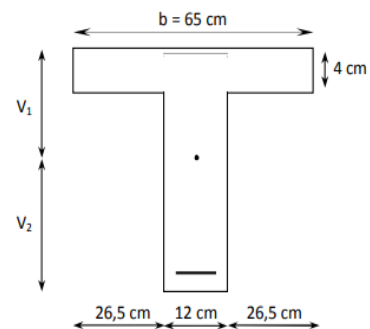
$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times ft28}{4 \times \rho \times \gamma_s + ft28} ; 0 \right)$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times ft28}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \times \rho}$$

Avec :

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{Ast}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01$$



Calcul des paramètres :

$$S_{xx} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{xx} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.35 \times 18) = 3458.5 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.35) = 487.25 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times (h_0^3 / 12) + (b - b_0) \times h_0 \times (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 \times A_t \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.09^3 + 12.91^3) + (65 - 12) \times (4^3 / 12) + (65 - 12) \times 4 \times (7.09 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 2.35 \times (12.91 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.26 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{100 \times Aa}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1}{12 \times 18} = 0.46$$

$$\beta_1 = 0.896$$

$$K_1 = 33.08$$

La contrainte dans les aciers tendus est :

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta l \times d \times Aa} = \frac{2.61 \times 10^{-3}}{0.896 \times 0.18 \times 1 \times 10^{-4}} = 161.83 < \bar{\sigma}_s$$

Calcul des coefficients :

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.46 \times 1.15 + 2.1} ; 0 \right) = 0.12$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.46} = 0.035$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 20003.26}{1 + 0.12 \times 0.035} = 21911.55 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5.72 \times 10^6 \times 3500^2}{10 \times 10818,865 \times 21911.55 \times 10^4} = 2.95 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{3620}{500} = 7.24 \text{ mm}$$

$$f = 2.95 \text{ mm} < \bar{f} = 7.24 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

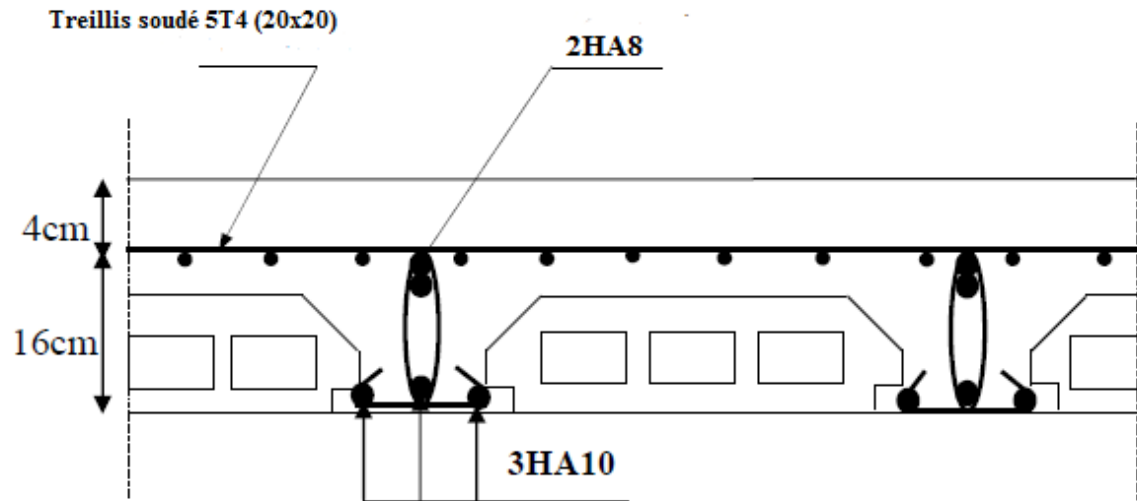


Schéma de ferrailage de plancher

III.4. calcul de la dalle pleine (Les balcons) :

Le balcon est en dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher .Il travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, et libre de l'autre extrémité. Il est soumis à son poids propre, au poids du revêtement et au poids du garde corps (en brique creuse de 10cm d'épaisseur). Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, dont la section est soumise à la flexion simple sous les sollicitations suivantes:

- ✓ Q: charges et surcharges verticales revenant au balcon.
- ✓ G: charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde corps en briques creuses, d'une hauteur de 1m, et d'une épaisseur de 10 cm

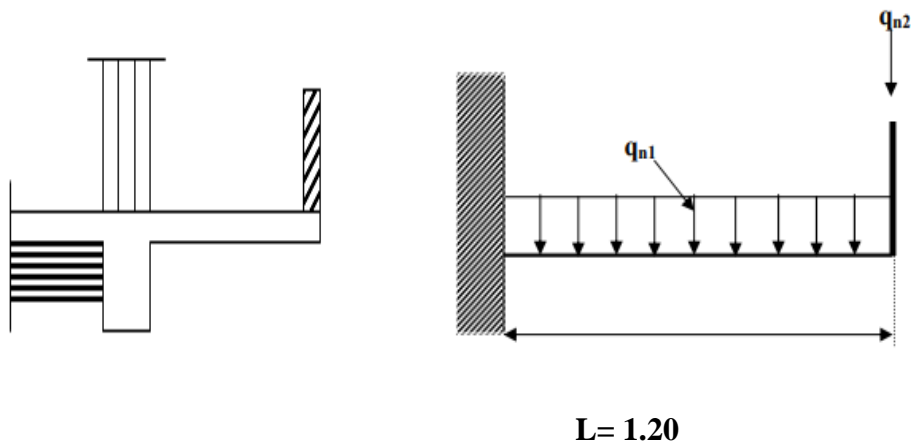


Figure III.3.1 : Schéma statique du balcon

III.4.1. pré dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du balcon est déterminée comme suit :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{1.20}{10} = 20 \text{ cm}$$

Soit :

$$e_p = 20 \text{ cm}$$

III.4.2. Détermination des charges et surcharges :• Charges permanentes :

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (Kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Couche de sable	18	0.02	0.36
la dalle pleine	25	0.20	5
Enduit en mortier de ciment	18	0.02	0.36
			G = 6.56 KN/ml

➤ Garde corps :

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (Kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	18	2 x 0.02	0.72
			g = 1.62 KN/ml

• surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

• Remarque :

Le moment provoquer par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

III.4.3. calcul du ferrailage de la dalle :a. Calcul à l'ELU :

Le balcon est calculé en flexion simple.

➤ **Combinaison des charges :**

- **Dalle pleine :**

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = [(1.35 \times 6.56) + 1.5 (3.5)] \times 1 = 14.106 \text{ KN/ml}$$

- **Garde de corps :**

$$q_{u2} = 1.35 \times (1.62) = 2.187 \text{ KN/ml}$$

• **Le moment provoquer par la charge q_{u1} est:**

$$M_{qu1} = \frac{qu1 \times L^2}{8} = \frac{14.106 \times 1.20^2}{8} = 2.53 \text{ KN.m}$$

• **Le moment provoquer par la charge q_{u2} est:**

$$M_{qu2} = q_{u2} \times L = 2.187 \times 1.20 = 2.624 \text{ KN.m}$$

• **Le moment total :**

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 5.154 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures principales :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; \quad c = 2 \text{ cm} ; \quad d = 18 \text{ cm}$$

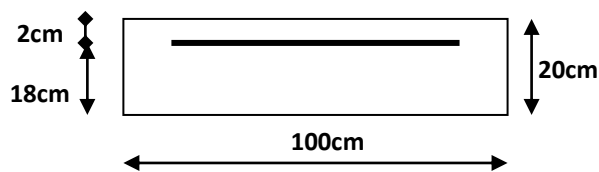


Figure III.3.1

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.154 \times 10^6}{10^3 \times 180^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu_1 = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.011 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.994$$

$$A = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5.154 \times 10^6}{0.994 \times 180 \times 348} = 82.77 \text{ mm}^2 = 0.827 \text{ cm}^2$$

On adopte:

4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement de st = 25 cm

➤ **Armature de répartition :**

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

Soit :

4HA6 = 1.13 cm² avec s_t = 25 cm

III.4.4. Vérification à l'ELU :

a. **Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL91) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}$$

A = 3.14 > A_{min} = 2.173 cm \implies **condition vérifiée.**

b. **Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art. A.6.13 / BAEL91)**

$$V_u = q_u \times L + G_1 = 14.106 \times 1.20 + 1.62 = 18.547 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \sum u_i = 3.14 \times 4 \times 1 = 12.56 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{18.547 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 12.56 \times 10} = 0.911 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \implies \text{condition vérifiée.}$$

c. **Vérification au cisaillement:**

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

$$\tau_u = \frac{18.547 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0.103 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ \implies condition vérifiée.

d. Vérification de l'écartement des barres :

➤ **Armatures principales:**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

➤ **Armature de répartition:**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

e. Ancrage rectiligne des barres :

La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec :

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

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

On prend :

$$l_s = 40 \text{ cm}$$

Soit la longueur de crochet égale à :

$$L_{cr} = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

III.4.5. Vérification à l'ELS :

➤ **Combinaison des charges :**

- **Dalle pleine :**

$$q_s = G + Q = 6.56 + 3.5 = 10.06 \text{ KN/ml}$$

- **Garde corps :**

$$g_s = 1.62 \times 1 \text{ m} = 1.62 \text{ KN/ml}$$

• **Moment fléchissant :**

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + g_s \times L = \frac{10.06 \times 1.2^2}{2} + 1.62 \times 1.2 = 9.187 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

a. la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.932 \\ k_1 = 58.53 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{9.187 \times 10^3}{0.932 \times 18 \times 3.14} = 174.403 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

b. La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{174.403}{58.53} = 2.979 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la flèche :

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

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

$$\frac{20}{120} = 0.166 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0}$$

$$\frac{20}{120} = 0.166 > \frac{9.187}{10 \times 9.187} = 0.1 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{3.14}{100 \times 18} = 0.001 < 0.010 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

✓ Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

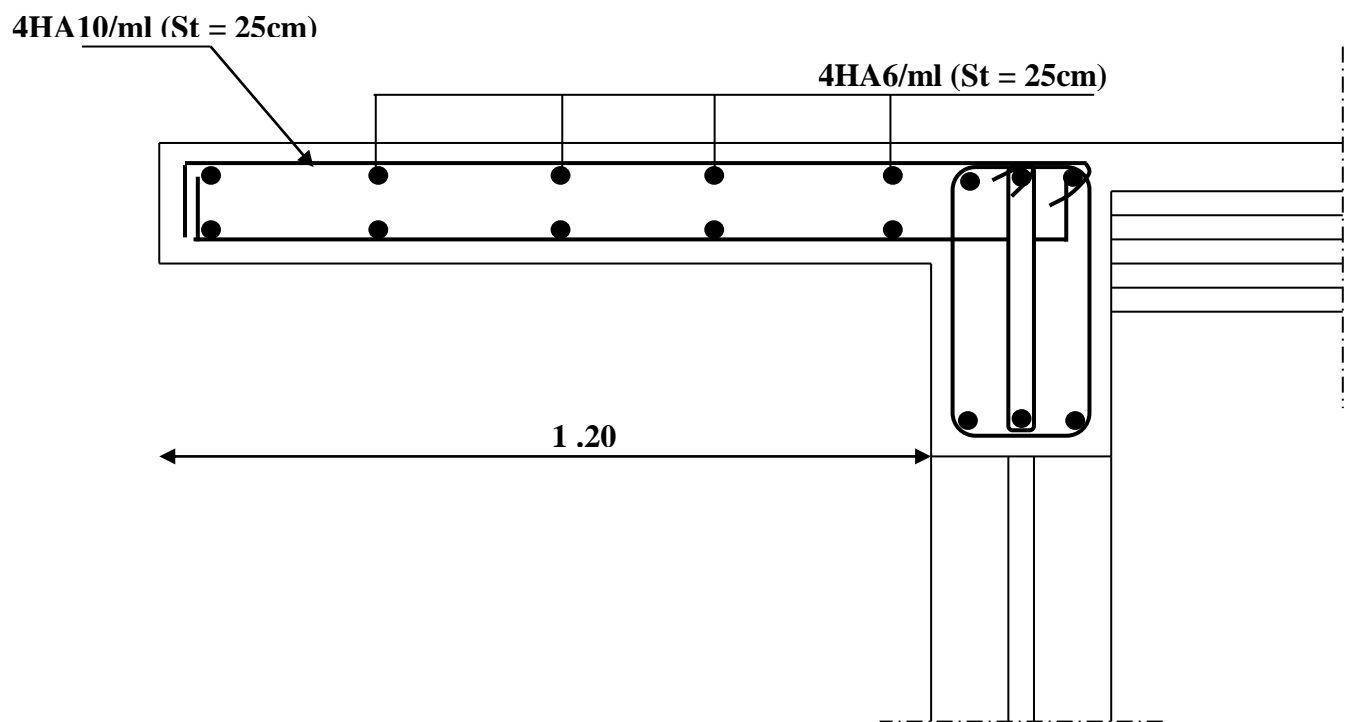


Figure III.3.2 : Ferrailage du balcon

III.5.1. Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage réalisé en béton armé coulé sur place qui permet la circulation entre les différents étages du bâtiment.

Notre bâtiment est composé de deux types d'escaliers :

-Escalier du RDC : comporte trois volées avec deux paliers intermédiaires.

-Escaliers d'autres niveaux : sont à deux volées avec un palier intermédiaire.

➤ Terminologie :

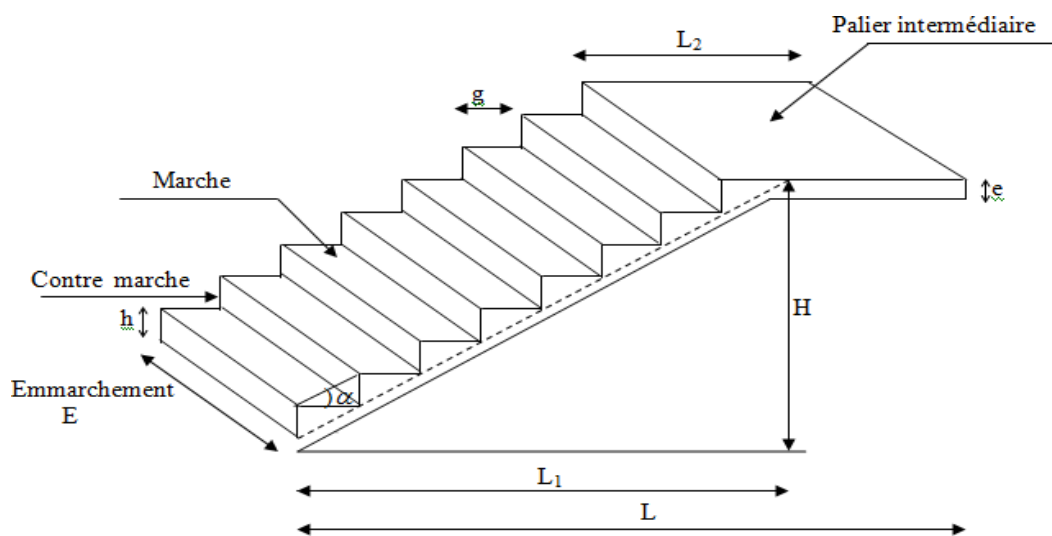


Fig.III.4.1: Coupe verticale de l'escalier

- **La marche** :

Est la surface plane sur laquelle se pose le pied.

- **La contre marche** :

Est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.

- **Le giron g :**

Est la distance en plan séparant deux contre marches successives.

- **La volée :**

Est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est L_1 .

- **La paillasse d'épaisseur e :**

Est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.

- **L'embranchement E :**

Représente la largeur de la marche.

- **Le palier :**

De longueur L_2 , est l'élément intermédiaire entre deux volées.

- **La montée H :**

Représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs.

➤ **Notation utilisées :**

✓ g : largeur des marches.

✓ h: hauteur des contre marches.

✓ H : hauteur de la volée

✓ L_1 : longueur de la paillasse projetée.

✓ L_2 : Largeur du palier.

✓ e : Epaisseur de la paillasse et du palier.

III.5.2. Pré dimensionnement des escaliers :

Dans cette partie, on a étudié les escaliers d'étage courant et sous-sol qui comporte deux

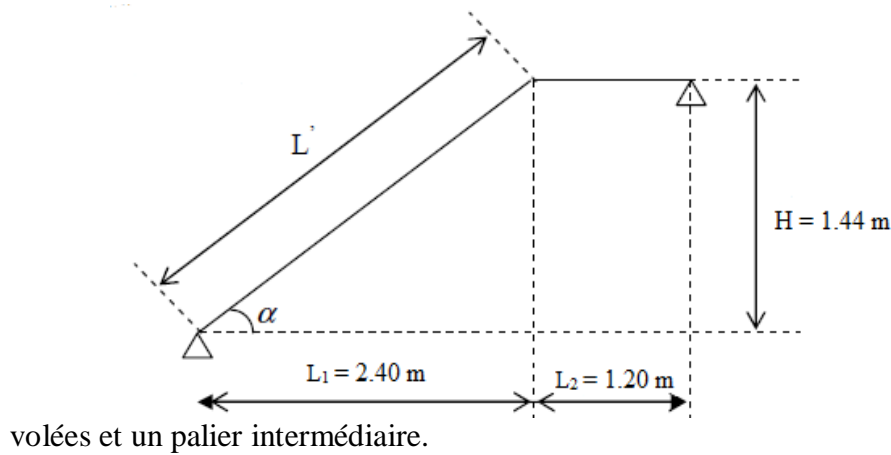


Figure .III.4.2: Coupe verticale de la volée

✓ Les escaliers seront dimensionnés à l'aide de la formule BLONDEL en tenant compte des dimensions données sur les plans.

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ [cm]}$$

➤ On a les conditions suivantes :

• **Pour un bâtiment a usage d'habitation :**

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \quad 59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}.$$

✓ Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

✓ Le nombre de marches : $m = n - 1$

✓ Raideur de l'escalier : $r = \frac{h}{g}$

• En habitation collectives l'embranchement doit être ≥ 120 cm

• **La profondeur :**

$$L_1 \geq 3g \text{ ou } L_1 \geq 110 \text{ cm}$$

➤ **Application** :

On adopte :

$$h = 16 \text{ cm.}$$

✓ la hauteur de la contre marche : $14 \leq h \leq 18 \text{ [cm]} \Rightarrow 14 \leq 16 \leq 18$
 [cm].....**CV**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{144}{16} = 9$$

$$m = n - 1 = 8 \text{ marches}$$

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \quad \text{et} \quad 27 \text{ cm} \leq g \leq 34 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L1}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Ou :

a. le giron g :

$$27 \leq g \leq 34 \text{ [cm]} \Rightarrow 27 \leq 30 \leq 34 \text{ [cm]} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$g + 2h = 30 + (2 \times 16) = 62 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h = 62 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b. L'emmarchement :

Est de 120 cm.

c. La paillasse D'après le (BAEL91, modifiée99)

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

L : longueur projetée du palier et de la paillasse ;

$$L = L_1 + L_2$$

$$\frac{360}{30} \leq e_p \leq \frac{360}{20} \implies 12 \leq e_p \leq 18$$

Soit : $e_p = 15$ cm.

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{144}{240} = 0.6 \quad \alpha = 30.96^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \quad L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = 280.046 \text{ cm}$$

III.5.3. Détermination des charges et des surcharges :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse ; on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de projection horizontale et pour un emmarchement de 1m, en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

➤ **Charges permanentes :**

a. **La volée :**

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids KN/m ²
Poids propre des marches	16	$25 \times \frac{0.16}{2} = 2$
Poids propre de la paillasse	15	$\frac{\rho \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.15}{\cos 30.96} = 4.373$
Revêtement en carrelage	2	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	2	$20 \times 0.02 = 0.40$
Couche de sable	2	$18 \times 0.02 = 0.36$
Garde corps	/	0.30
Enduit de ciment	1.5	$18 \times 0.015 = 0.27$
		G = 8,143

Tableau III.4.1 : charge permanente de la volée.

b. Le palier :

Eléments	Epaisseur en (cm)	Poids propre KN/m ²
Palier	15	$25 \times 0.15 = 3.75$
Mortier de pose	2	$22 \times 0.02 = 0.44$
Carrelage	2	$22 \times 0.02 = 0.44$
Couche de sable	2	$18 \times 0.02 = 0.36$
		G = 4,99

Tableau III.4.2 : charge permanente du palier.

Les surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR, qui est la même pour la volée et le palier pour une construction à usage d'habitation et de service :

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Combinaison des charges :****a. A l'ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m}$$

• **Volée :**

$$q_{u1} = (1.35 \times 8.143 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 14.743 \text{ KN/m}$$

• **Palier :**

$$q_{u2} = (1.35 \times 4.99 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.486 \text{ KN/m}$$

b. A l'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$$

• **Volée :**

$$q_{s1} = (8.143 + 2.5) \times 1 = 10.643 \text{ KN/m}$$

- Palier :

$$q_{s2} = (4.99 + 2.5) \times 1 = 7.49 \text{ KN/m}$$

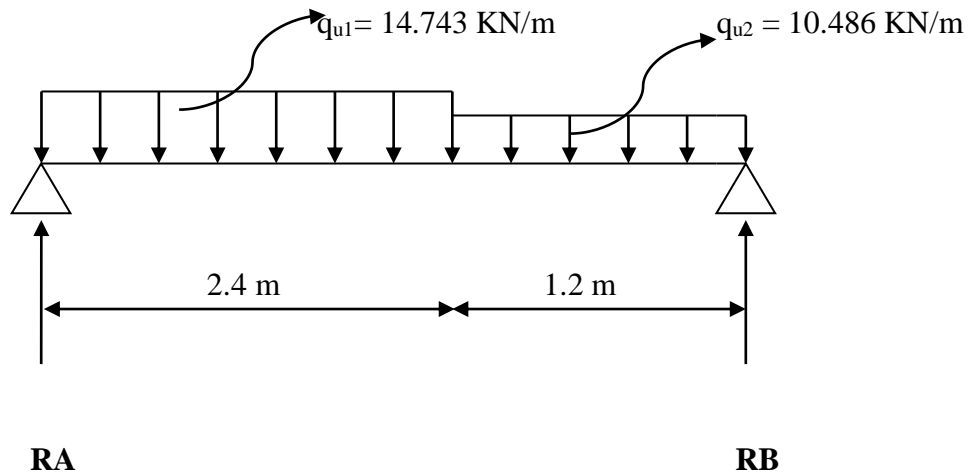


Figure III.4.3 : schéma de chargement à l'ELU

➤ Calcul des efforts internes :

a. Réactions d'appuis :

- $\Sigma F/y = 0$

$$\rightarrow R_A + R_B = q_{u1} \times 2.4 + q_{u2} \times 1.2 = 14.743 \times 2.4 + 10.486 \times 1.2 = 47.966 \text{ KN}$$

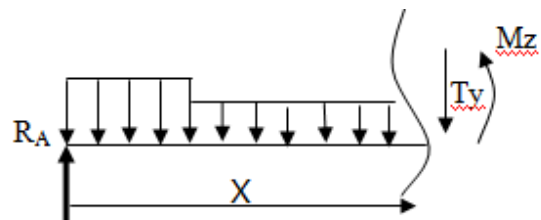
$R_A + R_B = 47.966 \text{ KN}$

- $\Sigma M/A = 0$

$$\rightarrow q_{u1} \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + q_{u2} \times 1.2 \times 3 - R_B \times 3.6 = 0$$

$$80.20944 - R_B \times 3.6 = 0$$

$$R_B \times 3.6 = 80.20944$$



$$R_B = \frac{80.20944}{3.6} = 22.280 \text{ KN}$$

$$\implies R_A = 47.966 - R_B$$

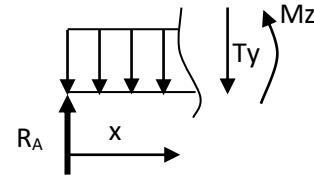
$$R_A = 25.685 \text{ KN}$$

• **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

Tronçon1: $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$- \sum F_v = 0$$

$$T_Y = R_A - qu_1 \times x = 25.685 - 14.743 x$$



$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \quad \implies T_Y(0) = 25.685 \text{ KN} \\ X = 2.4 \text{ m} \quad \implies T_Y(2.4) = - 9.698 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_z = R_A \times x - qu_1 \times \frac{x^2}{2} = 25.685 x - 14.743 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \quad \implies M_z = 0 \\ X = 2.4 \text{ m} \quad \implies M_z(2.4) = 19.184 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Tronçon 2: $2.4 \text{ m} \leq x \leq 3.6 \text{ m}$

$$T_Y = R_A - qu_1 \times 2.4 - qu_2 (x - 2.4)$$

$$T_Y = 25.685 - 14.743 \times 2.4 - 10.486 (x - 2.4)$$

$$T_Y = - 9.6982 - 10.486x + 25.1664$$

$$T_Y = -10.486 x + 15.4682$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 2.4 \text{ m} \quad \implies T(2.4) = - 9.698 \text{ KN} \\ X = 3.6 \text{ m} \quad \implies T(3.6) = - 22.281 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_z = R_A \times x - qu_1 \times 2.4 \times (x - \frac{2.4}{2}) - qu_2 \times \frac{(x-2.4)^2}{2}$$

$$M_z = 25.685 x - 14.743 \times 2.4 (x - 1.2) - 10.486 \times \frac{(x-2.4)^2}{2}$$

$$M_z = 25.685x - 35.383(x - 1.2) - 5.243(x - 2.4)^2$$

$$M_z = 25.685x - 35.383x + 42.459 - 5.243(x^2 + 5.76 - 4.8x)$$

$$M_z = -9.698x + 42.459 - 5.243x^2 - 30.199 + 25.166x$$

$$M_z = -5.243x^2 + 15.468x + 12.26$$

$$\begin{cases} X = 2.4 \text{ m} & \Rightarrow M(2.4) = 19.184 \text{ KN.m} \\ X = 3.6 \text{ m} & \Rightarrow M(3.6) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul de M_{\max} :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = T_Y$$

Donc :

$$T_Y = 0 \quad \Rightarrow \quad M_z = M_z^{\max}$$

$$T_Y = 0 \quad \Rightarrow \quad T_Y = 25.685 - 14.743x = 0$$

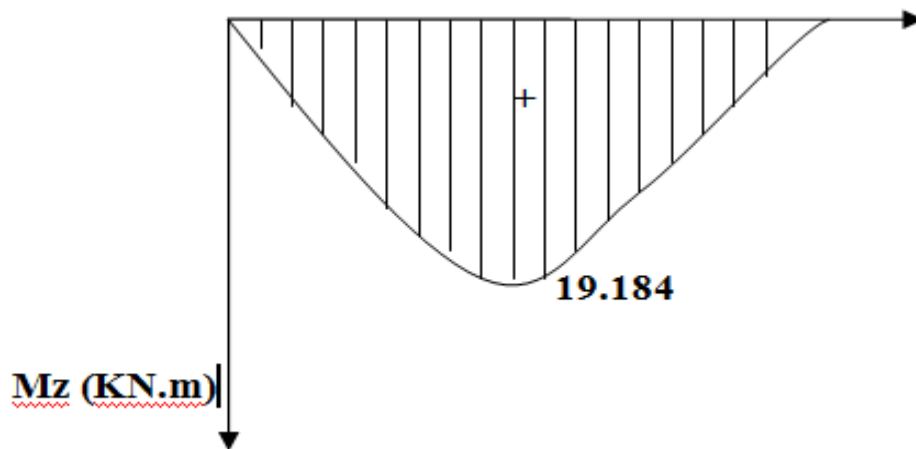
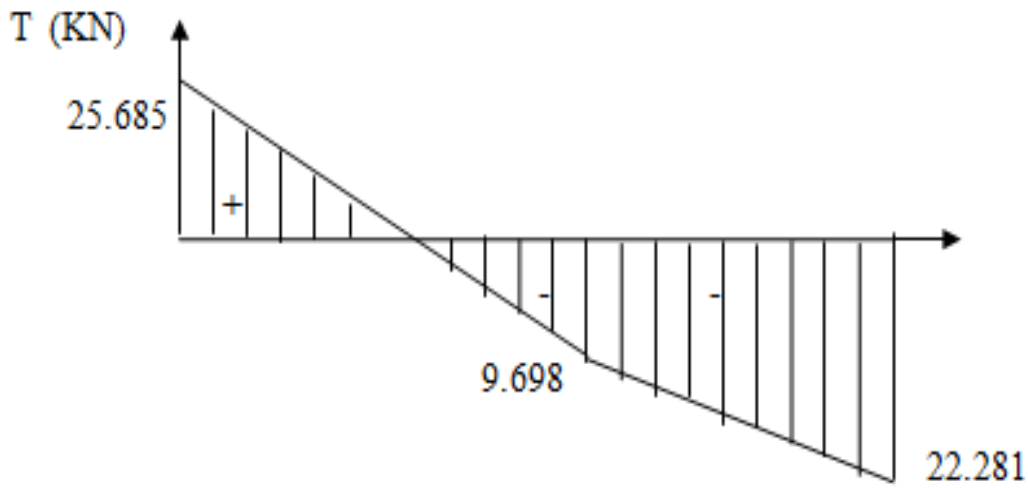
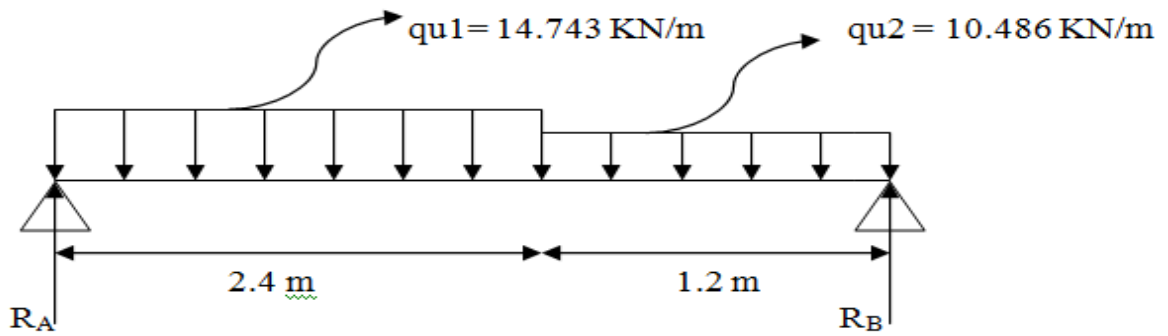
$$X = 1.742 \text{ m}$$

$$M_z = 25.685x - 14.743 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_z = 25.685(1.742) - 14.743 \left(\frac{1.742^2}{2} \right)$$

$$M_z^{\max} = 22.373 \text{ KN.m}$$

III.4.4.1. Diagramme des efforts :



- **Remarque :**

A fin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u \max}$ au niveau des appuis et en travée.

a. Aux appuis :

$$M_u^a = -0.3 M_{\max} = -0.3 (22.373) = -6.711 \text{ KN.m}$$

b. En travée :

$$m_u^t = 0.85 M_{\max} = 0.85 (22.373) = 19.017 \text{ KN.m}$$

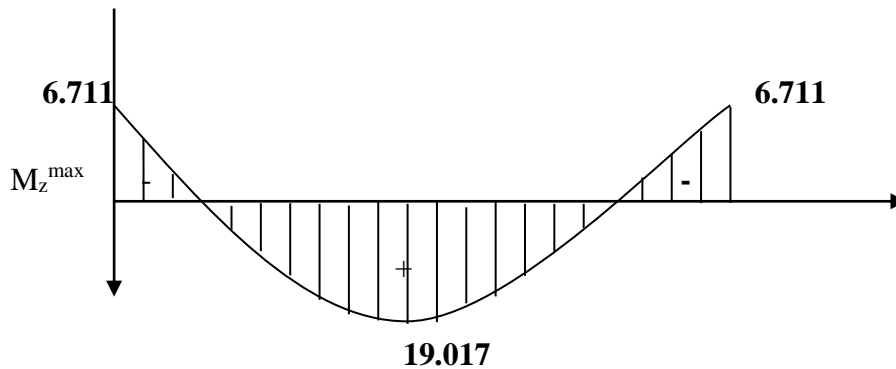
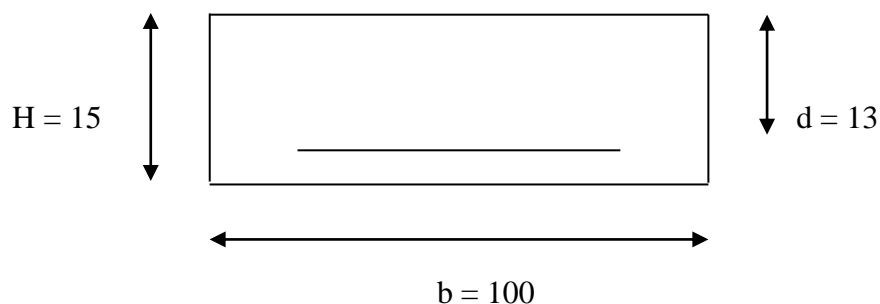


Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de l'encastrement partiel.

III.4.5. ferrailage des escaliers :

➤ **Calcul des armatures:**

Les calculs se feront en flexion simple en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, pour une bonde de 1m de largeur.



a. Armatures principales :➤ **Aux appuis :**

$$M_u = 6.711 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.711 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.027 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_a = 0.027 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.9865$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{6.711 \times 10^2}{0.9865 \times 13 \times 34.8} = 1.503 \text{ cm}^2$$

On opte pour :

4HA8 ($A_a = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

➤ **En travées :**

$$M_t = 19.017 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19.017 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.079 < \mu_r = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{la section est simplement}$$

armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0.079 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.9585$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19.017 \times 10^2}{0.9585 \times 13 \times 34.8} = 4.385 \text{ cm}^2$$

On opte pour :

4HA12 ($A_t = 4.52 \text{ cm}^2$) avec : un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$

b. Armatures de répartition :➤ **Aux appuis :**

$$A_{ra} = \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On opte pour :

4HA6 ($A_{ra} = 1,13 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **En travées :**

$$A_{rt} = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour :

4HA8 ($A_{ra} = 2.01 \text{ cm}^2$), avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.5.5. Vérification à l'ELU :**a. Condition de non fragilité [BEAL 91, Art. A.4.2.1]**

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,569 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **En travées :**

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,569 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

b. Espacement des barres [BAEL91, Art.8.2.4]

L'écartement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

• **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \{3 \times 15 ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = \{4 \times 15 ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

c. Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_{u \text{ max}} = 25.685 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{bd} = \frac{25.685 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.197 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = \{3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.197 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

d. Vérification de la contrainte d'adhérence des barres.....(BAEL 91, Art A.6.1.3)

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

$$\tau_{se} = \frac{T \text{ max}}{0.9 d \sum u_i}$$

Avec :

✓ $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

➤ **Aux appuis :** 4HA8

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25.685 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 100.48} = 2.184 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.184 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :** 4HA12

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25.685 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.456 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.456 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

✓ Pas de risque d'entraînement des barres.

e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis ... (BAEL91; Art A 5.132) :

- **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq V_u = 0.4 \times \frac{f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d$$

$$T_{\max} \leq V_u = 0.4 \times \frac{25 \times 10^3 \times 0.9 \times 130 \times 10^{-3}}{1.5} = 780 \text{ KN}$$

$$T_{\text{umax}} = 25.685 \text{ KN} \leq V_u = 780 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Influence sur Les armatures :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(T_{\max} + \frac{Ma}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left(25.685 \times 10^3 + \frac{(-6.711 \times 10^6)}{0.9 \times 130} \right) = -0.910 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \geq -0.910 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

f. Ancrage des armatures aux appuis :

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.18 \text{ mm} = 28.218 \text{ cm}$$

L_s est supérieur à la largeur de la poutre palière ($b = 20$) dans lequel il sera ancré, on optera donc un crochet dont la longueur d'ancrage est fixé à $0,4 L_s$

$$L_c = L_s \times 0,4 = 28.218 \times 0,4 = 11.287 \text{ cm.}$$

III.5.6. Vérification a l'ELS :

Après avoir fait tous les calculs a l'ELU on obtient les résultats suivants :

- ✓ $R_A = 25.685 \text{ KN}$
- ✓ $R_B = 22.280 \text{ KN}$
- ✓ $M_z^{\text{max}} = 22.373 \text{ KN.m}$
- ✓ $T_s^{\text{max}} = 25.685 \text{ KN}$
- ✓ $M_s^t = 19.017 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_a^t = - 6.711 \text{ KN.m}$

a. Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que :

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

➤ **En travées** : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.347 \implies \beta = 0.908 \implies \alpha_1 = 0.276 \implies K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.276}{15(1-0.276)}$$

$$K = 0.025$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta \times d} = \frac{19.017 \times 10^3}{4.52 \times 0.908 \times 13} = 356.430 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.025 \times 356.430 = 8.910 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.910 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **Aux appuis** : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0.154 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.154 \Longrightarrow \beta = 0.935 \Longrightarrow \alpha_1 = 0.195 \Longrightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.195}{15(1-0.195)}$$

$$K = 0.016$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{At \times \beta \times d} = \frac{6.711 \times 10^3}{2.01 \times 0.935 \times 13} = 274.685 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.016 \times 274.685 = 4.394 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.394 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée}$$

b. Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

a- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h}{L} = \frac{16}{360} = 0.044 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \Longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$

b- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{Mt}{M_0}$

c- $\frac{At}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

✓ La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E_v \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

✓ E_v : Module de la déformation différée.

✓ $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818.86 \text{ MPa}$

✓ $q_s = \max (q_{s1}, q_{s2}) = \max \{10.643 \text{ KN/m}, 7.49 \text{ KN/m}\} = 10.643 \text{ KN/m}$

✓ I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 A_t (v_2 - c)^2$$

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

✓ S_{xx} : moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 13$$

$$S_{xx} = 12131.4 \text{ cm}^3$$

✓ B_0 : surface de section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = (100 \times 15) + (15 \times 4.52) = 1567.8 \text{ cm}^2$$

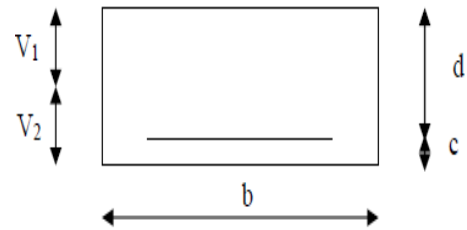
$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12131.4}{1567.8} = 7,737 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.737 = 7.263 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (7.737^3 + 7.263^3) + 15 \times 4.52 (7.263 - 2)^2$$

$$I = 30087.257 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5 \times 10.643 \times 3.6^4 \times 10^{12}}{384 \times 10818.86 \times 30087.257 \times 10^4} = 7.150 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3600}{500} = 7.2 \text{ mm} \implies \text{la condition est vérifiée}$$



III.6. calcul de la poutre palière :**III.6.1. Introduction :**

Les paliers intermédiaires à mi-étage de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux et sa portée et de 2,8m (entre nu d'appuis).



Figure III-6-1 : Schéma de la poutre palière

III.6.2. Pré dimensionnement de la poutre palière :**a. La Hauteur :**

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

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

Avec :

- ✓ h_t : hauteur de la poutre
- ✓ L_{max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 280 \text{ cm}$$

$$\frac{280}{15} = 18.66 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{280}{10} = 28 \text{ cm}$$

- Selon le **RPA 99 (modifiée en 2003)** h_t doit être inférieur ou égale à 28 cm.

On opte pour : $h_t = 25 \text{ cm}$

b. La Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par:

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$0,4 \times 25 = 10 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 25 = 17,5 \text{ cm}$$

Soit :

$$b = 20 \text{ cm}$$

➤ Selon le RPA 99 version 2003

1. $b \geq 20 \text{ cm}$ $20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \implies$ **condition vérifiée.**

2. $h_t \geq 30 \text{ cm}$; mais h peut-être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voile ;

$h_t = 25 \text{ cm} \implies$ **condition vérifiée.**

3. $\frac{h_t}{b} \leq 4$ $\frac{25}{20} = 1,25 \leq 4 \implies$ **condition vérifiée.**

➤ Donc la poutre palière a pour dimensions: **(b × h) = (20×25) cm².**

III.6.3. Détermination des charges et surcharges

- **Poids propre :**

$$G = 0,20 \times 0,25 \times 25 = 1,25 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}$$

- **L'effort tranchant à l'appui A :**

$$\text{ELU : } T_u = 25,685 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 22,280 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison de charges :**- **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times G + T_u = 1,35 \times 1,25 + 25,685 = 27,372 \text{ KN/m}$$

- **ELS:**

$$q_s = G + T_s = 1,25 + 22,280 = 23,53 \text{ KN/m}$$

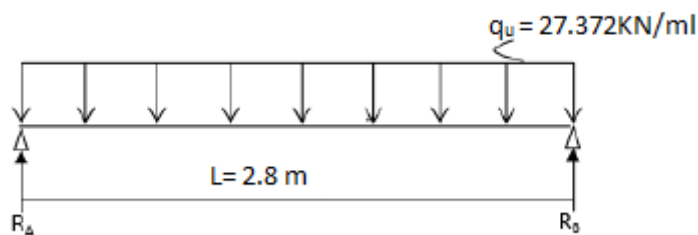
III.6.4. Calcul des efforts internes à l'ELU :

Fig.III.6.2: Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

• **Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = 38,32 \text{ KN}$$

• **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = 26,824 \text{ KN.m}$$

• **Moment corrigé :**- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 22,80 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 \times M_0 = -8,047 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant :

$$T_{\max} = R_A = R_B = 38,32 \text{ KN}$$

➤ Diagramme des efforts interne :

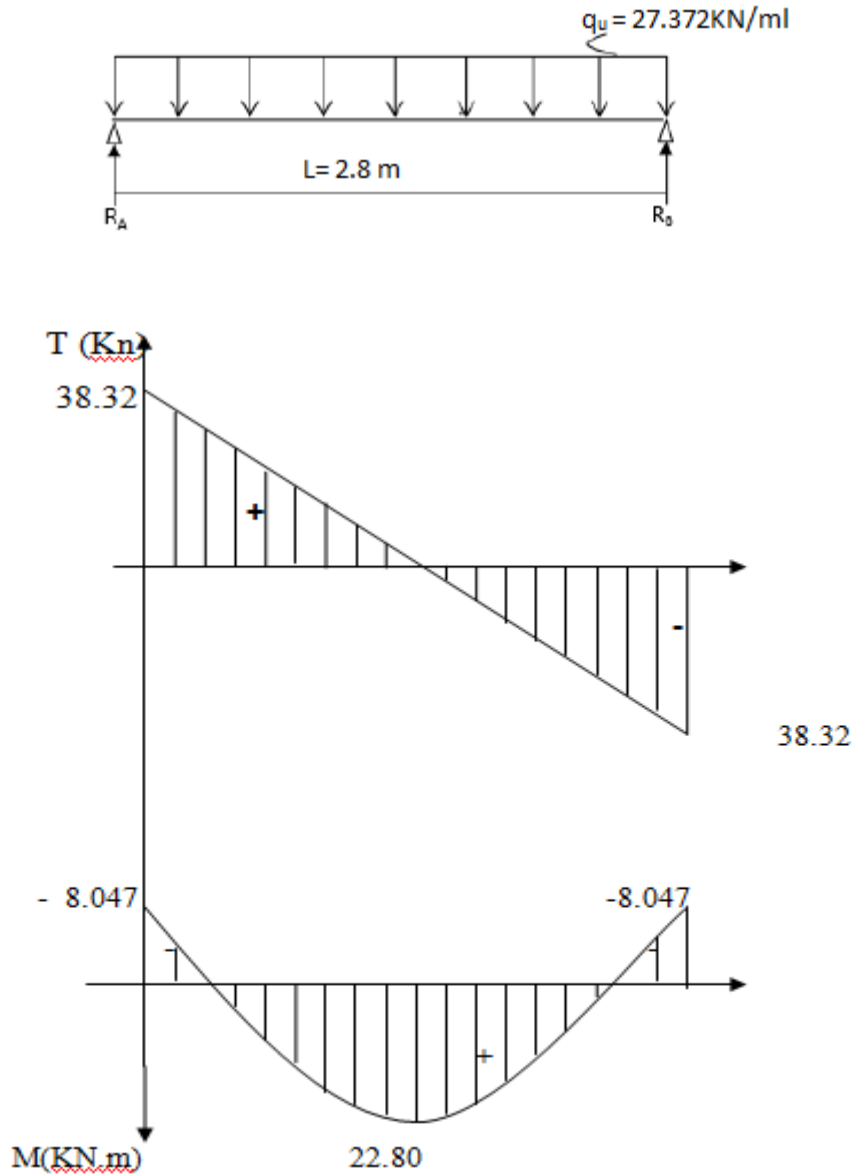


Fig.III.6.3: Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELU

III.6.5. Ferraillage de la poutre palière :

➤ Aux appuis :

$$M_a = 8.047 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.047 \times 10^6}{200 \times 230^2 \times 14.2} = 0.053 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.053 \rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.047 \times 10^6}{0.972 \times 230 \times 348} = 1.034 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_a = 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 22.80 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{Mt}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.80 \times 10^6}{200 \times 230^2 \times 14.2} = 0.151 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.151 \rightarrow \beta = 0.917$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22.80 \times 10^6}{0.972 \times 230 \times 348} = 3.106 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_t = 4\text{HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

III.6.6. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 0.555 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.555 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.555 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

b- Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.211/BAEL 91/modifiée 99)

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{38.32 \times 10^3}{200 \times 230} = 0.833 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.833 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

c- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313/BAEL 91/modifiée 99)

• **Influence sur le béton :**

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d = 20.7 \text{ cm}$$

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 207 \times 200 = 276000 \text{ N} = 276 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 38.32 \text{ KN} \leq 276 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Influence de l'acier :**

$$\left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec :

$$T_{\max} = 38.32 \text{ KN} ; M_{\max} = 8,047 \text{ KN.m}$$

$$\left(38.32 - \frac{8.047 \times 10^2}{0.9 \times 23} \right) \times \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = - 0.015 \text{ cm}^2 < A_a = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

✓ ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi = 1,5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec:

✓ $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 1 = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{38,32}{0,9 \times 23 \times 12,56} \times 10 = 1,473 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,473 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

✓ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

e- Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (**Art A.7.2.1BAEL91**).

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \emptyset_l ; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec:

✓ Φ_t : diamètre des armatures transversal.

✓ ϕ_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{25}{35} ; 0,6 ; \frac{20}{10} \right\} = 0,6 \text{ cm}$$

Soit : $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$

f- Espacement des armatures transversales (Art : A.5-22. BAEL91)

$$s_{t \max} \leq \min \{ 0.9 \times d ; 40 \text{ cm} \} = 20.7 \text{ cm}$$

On prend :

$$s_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2) :**

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

- **Aux appuis :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \varnothing ; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{25}{4} ; 12 \times 0.6 ; 30 \right\} = 6.25 \text{ cm}$$

Soit :

$$s_t = 6 \text{ cm}$$

- **En travée :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

Soit :

$$s_t = 12 \text{ cm}$$

III.6.7. Calcul des efforts internes à L'ELS:

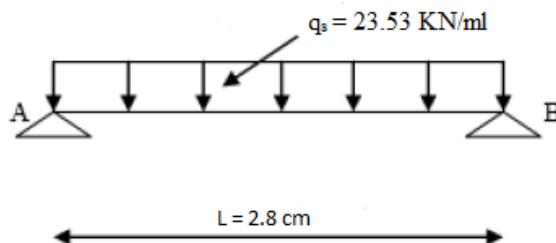


Fig.III.5.4: Schéma statique de la poutre palière a l'ELS.

➤ Réaction aux appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{23.53 \times 2.8}{2} = 32.942 \text{ KN}$$

➤ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = 23.059 \text{ KN.m}$$

➤ Correction des moments :-Aux appuis :

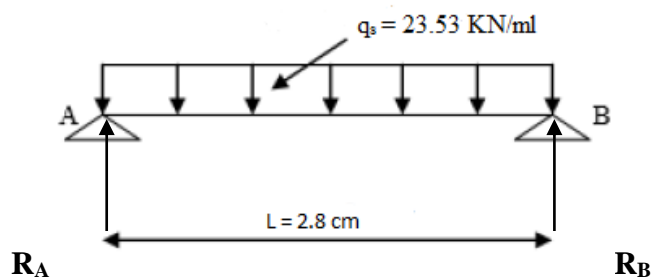
$$M_a = -0.3 \times M_0 = -6.917 \text{ KN.m}$$

-En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 19.6 \text{ KN.m}$$

➤ L'effort tranchant :

$$T_{\max} = R_a = R_b = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{23.53 \times 2.8}{2} = 32.942 \text{ KN}$$

➤ Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

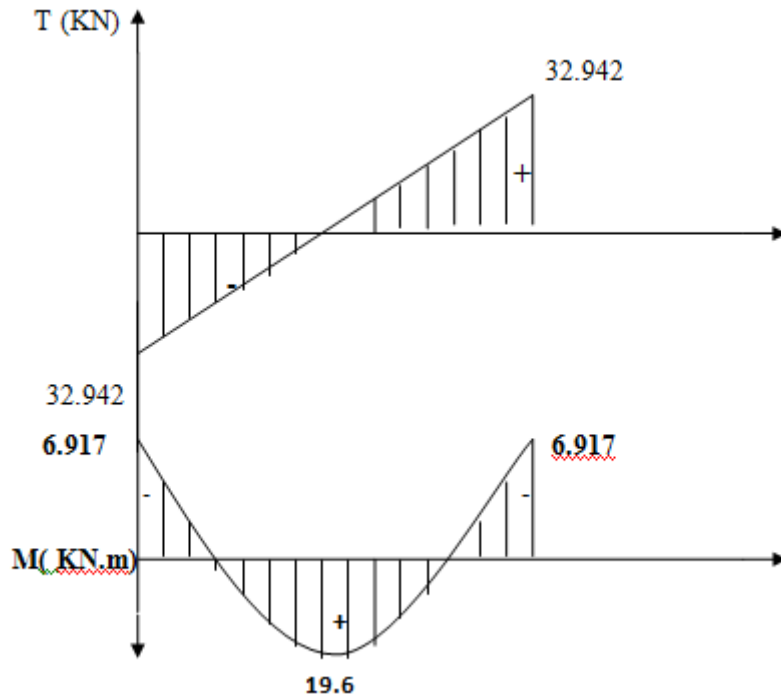


Fig.III.6.4. Diagrammes des efforts internes à l'ELS

III.6.8. Vérification des contraintes à l'ELS :

a. Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifiée que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = k \sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **En travées** : $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{20 \times 23} = 0.682$$

$$\rho = 0,682 \Rightarrow \beta_1 = 0.879 \Rightarrow \alpha_1 = 0.363 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.363}{15(1-0.363)}$$

$$k = 0.037$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \times \beta \times d} = \frac{19.6 \times 10^6}{3.14 \times 10^2 \times 0.879 \times 230} = 308.751 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_{st} = 0.037 \times 308.751 = 11.423 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,423 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis** : $A_a = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 1.13}{20 \times 23} = 0,245$$

$$\rho = 0.245 \Rightarrow \beta_1 = 0.921 \Rightarrow \alpha_1 = 0.237 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$k = 0.020$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{A_a \times \beta \times d} = \frac{6.917 \times 10^6}{1.13 \times 10^2 \times 0.921 \times 230} = 288.969 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_{st} = 0.020 \times 288.969 = 5.779 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.779 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissures..... (BAEL91.Art B.6.3) :

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

c. Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées ; donc on ne calcule pas la flèche.

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

b- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{Mt}{M_0}$

c- $\frac{At}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{25}{28} = 0.89 \geq 0.0625 \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$0.89 \geq 0.1 \times \frac{19.6}{23.059} = 0.084 \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{3.14}{20 \times 23} = 0.0068 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Il n'y a donc pas lieu de vérifier la flèche.

III.7. calcul de la poutre de chaînage :**III.7.1. Introduction :**

Son rôle est de chaîner entre deux poutres principales, elle est destinée à supporter son poids propre et celui du plancher.

III.6.2. Pré dimensionnement de la poutre de chaînage :**a. Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

✓ $L = 3,50$ m : Longueur libre de la poutre.

$$\frac{350}{15} = 23,33 \leq h \leq \frac{350}{10} = 35 \quad (\text{cm})$$

On prend :

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

b. largeur de la poutre :

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

$$0,4 \times 30 = 12 \leq b \leq 0,7 \times 30 = 21 \quad (\text{cm})$$

On prend :

$$b = 20 \text{ cm}$$

- **Remarque :**

On a choisi h et b selon les exigences de l'article (7.5.1 RPA2003).

✓ $b \geq 20 \text{ cm}$

✓ $h \geq 30 \text{ cm}$

✓ $\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$

❖ **Donc notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$**

III.7.3. Calcul des effort internes à l'ELU :➤ **Charges et surcharges :**- **Poids propre de la poutre :**

$$0,30 \times 0,20 \times 25 = 1,5 \text{ KN/m}$$

- **Poids du plancher :**

$$5,902 \times \left(\frac{0,65}{2}\right) = 1,918 \text{ KN/m}$$

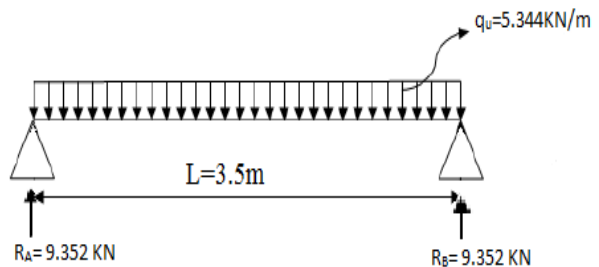
$$G_t = 3,418 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,487 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison des charges :**

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

$$q_u = 1,35 \times 3,418 + 1,5 \times 0,487 = 5,344 \text{ KN/ml}$$

**a. Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_a = R_b = \frac{q_u \times L}{2} = 9,352 \text{ KN}$$

$$R_a = R_b = 9,352 \text{ KN}$$

b. Effort tranchant :

$$T(x) = - q_u x + R_a = - 5,344 x + 9.352$$

$$X = 0 \quad \Rightarrow \quad T(x) = 9.352 \text{ KN}$$

$$X = 3.5 \text{ (m)} \quad \Rightarrow \quad T(x) = - 9.352 \text{ KN}$$

c. Moment fléchissant :

$$M_{\max} = M_0 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5.344 \times 3.5^2}{8} = 8.183 \text{ KN.m}$$

• **Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

- **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 = 6.95 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_a = - 0.3 M_0 = - 2.45 \text{ KN.m}$$

➤ **Diagrammes des efforts interne à l'ELU :**

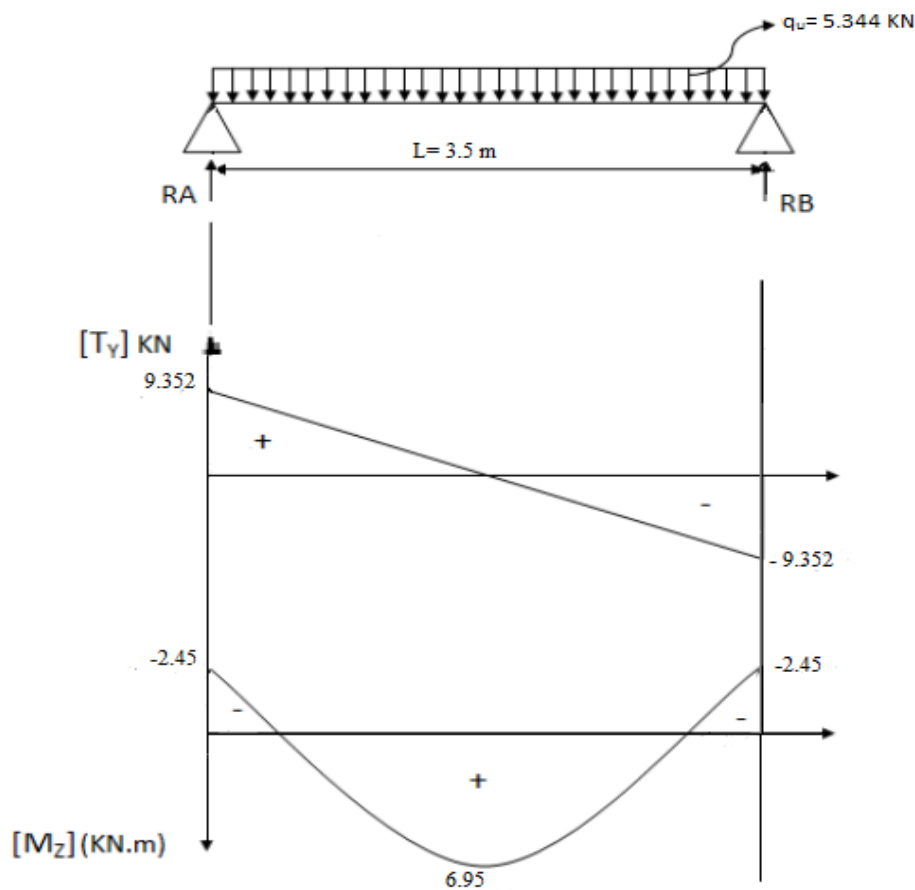


Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.7.4. ferrailage de la poutre de chaînage :

➤ Calcul des armatures :

a. Armatures longitudinales :

	Aux appuis	En travées
Moment (KN.m)	2.45	6.95
Moment réduit (μ)	$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{2.45 \times 10^2}{20.28^2 \cdot 1.42} =$ $0.011 < \mu l = 0.392 \Rightarrow$ S.S.A	$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{6.95 \times 10^2}{20.28^2 \cdot 1.42} = 0.031 < \mu l =$ $0.392 \Rightarrow$ S.S.A
$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu})$	0.013	0.039
$\beta = 1 - 0.4 \alpha$	0.994	0.984
Armatures principales A_t (cm ²)	$A_a = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{2.45 \times 10^2}{0.994 \times 28 \times 34.8} = 0.252$	$A_t = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{6.95 \times 10^2}{0.984 \times 28 \times 34.8} =$ 0.72
A_{adop} (cm ²)	3HA12 = 3,39	3HA12 = 3,39

Tableau III.7.1. Calcul des armatures longitudinales

b. Armatures transversales(Article .A.7.2,2 BAEL99) :

$$\emptyset t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \emptyset l ; \frac{b}{10} \right) = \min (8,57 ; 12 ; 20)$$

$$\emptyset t \leq 8,57 \text{ mm}$$

On adopte :

$$2HA8 = 1 \text{ cm}^2$$

• Espacement des barres (art A.1, 22 BAEL 99) :

$$S_t \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min (25.2 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Suivant (l'article 7.5.2 RPA2003) :

L'espacement est donné selon deux zones :

a. Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min (7,5 ; 12) \implies s_t = 7 \text{ cm}$$

b. Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \implies s_t = 12 \text{ cm}$$

III.7.5. Vérification à l'ELU :

a. Vérification de la condition de non fragilité ... (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1):

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{fe}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.676 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.676 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.676 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte de cisaillement (art A.51.211 BAEL 99) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{\text{adm}}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{9.352 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min \left(0,2 \times \frac{fc_{28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,167 < \tau_{\text{adm}} = 3,33 \text{ (MPa)} \implies \text{pas de risque de cisaillement.}$$

c. Vérification de la condition d'entraînement des barres (art A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99) :

On doit vérifier que : $\tau_s \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

Avec :

$$\sum u_i = n \times \emptyset \times \pi = 3 \times 12 \times 3,14 = 113,04 \text{ mm}$$

✓ n : nombre de barres.

✓ \emptyset : Diamètre des barres.

$$\tau_s = \frac{9,352 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 0,328 \text{ MPa}$$

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

$\tau_s = 0,328 < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ (MPa)} \implies$ **Donc il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.**

d. Calcul de la longueur de scellement droit (Art A.6.1,221/ BAEL99) :

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

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \implies L_s = 42,32 \text{ cm}$$

❖ **Soit les crochets de longueur** (Art .A.6.1, 253 BAEL99)

$$L_a = 0,4 L_s = 16,92 \text{ cm}$$

e. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis ... (Art.A5.1,313/BAEL99)

On doit vérifier que : $T_{\max} < V_u$

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times d \times b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25000 \times 0,9 \times 0,28 \times 0,20}{1,5} = 336 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 9,352 < v_u = 336 \quad (\text{KN}) \implies \text{condition vérifiée.}$$

III.7.6. Calcul des efforts internes à l'ELS :

➤ Charges et surcharges :

$$G_t = 3,418 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,487 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison des charges :

$$q_s = G + Q = 3,418 + 0,487 = 3,90 \text{ KN/ml}$$

➤ Détermination des efforts internes :

a. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_s \times L}{2} = 6,83 \text{ KN}$$

$$R_a = R_b = 6,83 \text{ KN}$$

b. Effort tranchant :

$$T(x) = - q_s x + R_a = - 3,90 x + 6,83$$

$$X = 0 \implies T(x) = 6,83 \text{ KN}$$

$$X = 3.5 \text{ (m)} \implies T(x) = - 6,83 \text{ KN}$$

c. Moment fléchissant :

$$M_{\max} = M_0 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{3,905 \times 3.5^2}{8} = 5,97 \text{ KN.m}$$

• Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

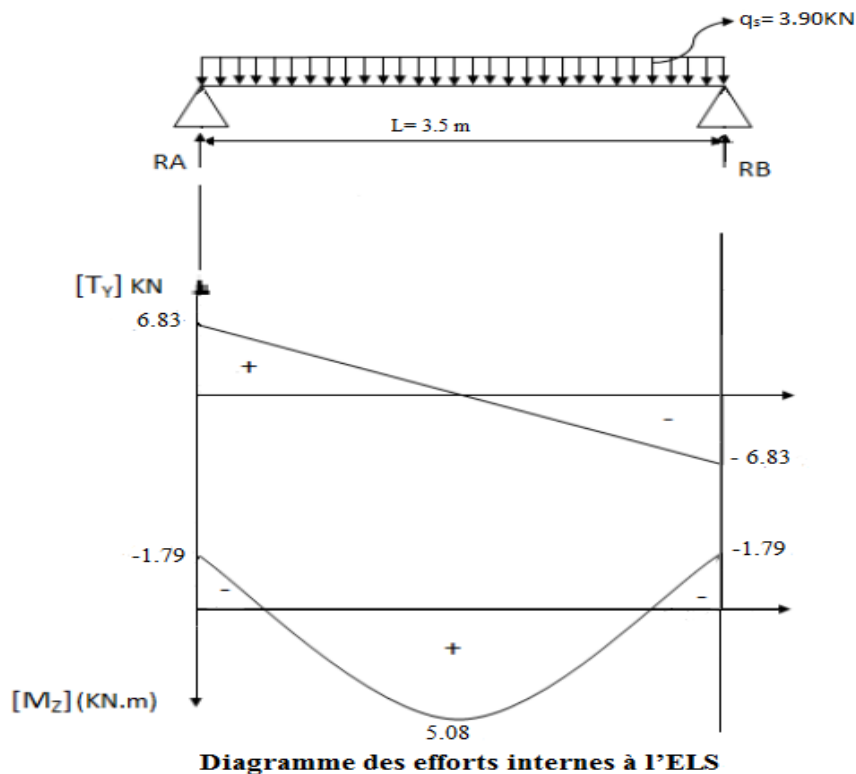
- Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_0 = 5,08 \text{KN}.$$

- Moments aux appuis :

$$M_a = - 0.3 M_0 = - 1,79 \text{ KN.m}$$

➤ Diagramme des efforts interne à l'ELS :



III.7.7. Vérifications à l'ELS :

a. Vérification des contraintes dans l'acier et le béton :

- La contrainte dans l'acier :

il faut vérifier que :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{\beta l . d . Ast}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_l = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d}$$

- **La contrainte dans le béton :**

Il faut s'assurer que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_l}$$

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

	Appuis	Travées
M_s (MPa)	1,79	5,08
A_{st} (cm²)	3,39	3,39
ρ_l	0,605	0,605
β_l	0,885	0,885
k_l	28,48	28,48
σ_s	21.30	60,47
σ̄_s	348	348
σ_{bc}	0,74	2,12
σ̄_{bc}	15	15
Condition	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.6.2. Vérification des contraintes.

b. Etat limite d'ouverture des fissures (Art .B.6.3 BAEL99) :

La fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification à effectuer.

c. Vérification de la flèche (Art B.6.5,1 BAEL99) :

Nous devons vérifier que :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{350} = 0,08 \geq \frac{1}{16} = 0,06$ condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{Ms}{10.M0} \Rightarrow \frac{30}{350} = 0,08 \geq \frac{5,08}{10 \times 5,97} = 0,08$ condition vérifiée.
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{3,39}{20 \times 28} = 0,006 \leq \frac{4,2}{400} = 0,010$ condition vérifiée.

✓ Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

CHAPITRE IV
ETUDE DE CONTREVENTEMENT

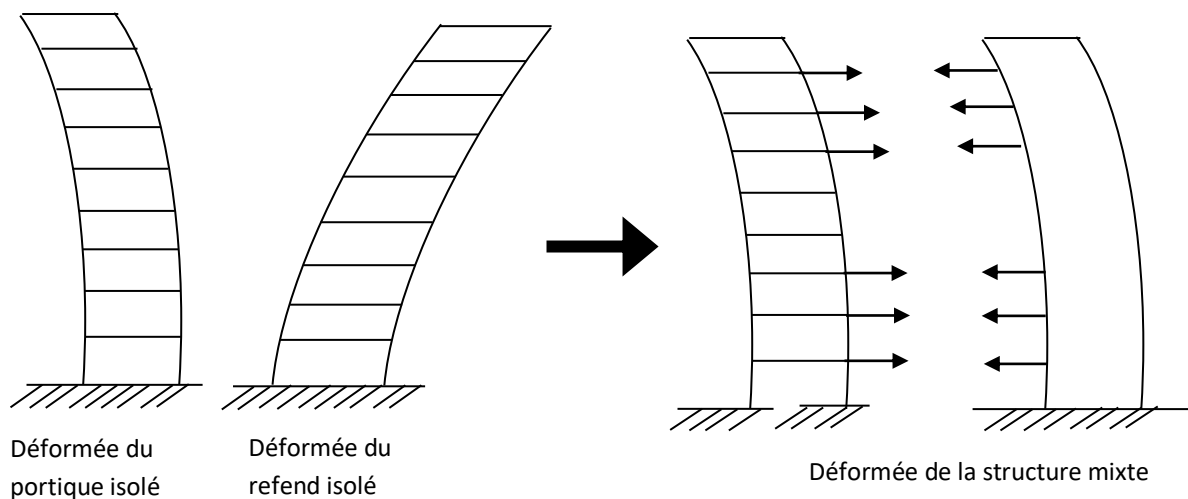
IV. Etude du contreventement :

IV.1. Introduction :

Les portiques seuls sont utilisés comme contreventement dans les bâtiments de faible hauteur, de moyenne hauteur ou de grande hauteur ; ils ne constituent pas un système susceptible de résister efficacement aux forces horizontales tant qu'ils ne sont pas associés à des murs de contreventement.

Sous l'action des forces horizontales, un refend et un portique présentent des déformées fondamentalement différentes ; la déformation de refend étant régie par la flexion d'ensemble et celle de portique par la flexion des barres (due à l'effort tranchant de l'ensemble).

La liaison entre un refend et un portique a pour résultat de créer une structure mixte.



Indépendamment des caractéristiques géométriques de la structure le refend reprend la totalité de l'effort tranchant à la base de la structure et le portique la totalité de l'effort au sommet.

Selon le règlement parasismique algérien **RPA 99 révisé 2003 (Art 3.4)** la classification

Des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur

- Fiabilité.
- Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

IV.2. Calcul des inerties des refends:➤ Inerties des refends pleins :a. Les refends longitudinaux :

$$I_y = \frac{L^3 \times e}{12} \quad ; \quad I_x = \frac{e^3 \times L}{12}$$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe (y-y), donc on prend $I_x = 0$.

b. Les refends transversaux :

$$I_x = \frac{L^3 \times e}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{e^3 \times L}{12}$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X, donc on prend $I_y = 0$.

Avec :

- $e = 20 \text{ cm}$: épaisseur du voile.
- $L = 2,40 \text{ m}$ et $L = 1 \text{ m}$: longueur du voile dans le sens longitudinal.
- $L = 2,50 \text{ m}$ et $L = 1 \text{ m}$: longueur du voile dans le sens transversal.

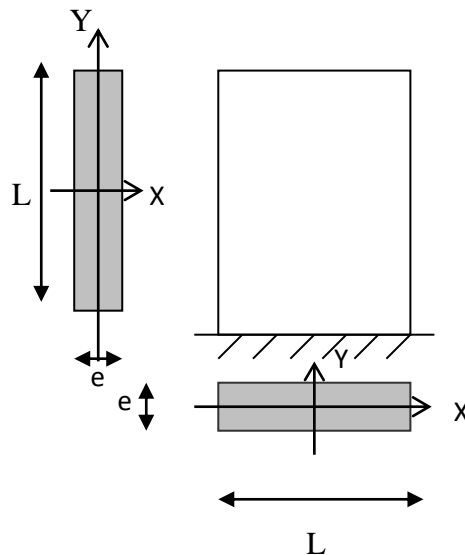


Figure IV.1.

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assurer la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesurée au dernier niveau où la section des poteaux est (30x30).

➤ **Application numérique :**1. **Refends transversaux :**

niveaux	Voile	Li (m)	ei (m)	I (m ⁴)	I tot (m ⁴)
Du RDC au ET 5	VT 1	1	0,2	0,016	0,064
	VT 2	1	0,2	0,016	
	VT 3	1	0,2	0,016	
	VT 4	1	0,2	0,016	

niveaux	Voile	Li (m)	ei (m)	I (m ⁴)	I tot (m ⁴)
Du RDC au ET 5	VT 1	2,5	0,2	0,26	0,26

Tableau IV.1. Inertie des voiles suivant le sens transversal

2. **Refends longitudinaux :**

Niveaux	Voile	Li (m)	ei (m)	I (m ⁴)	I tot (m ⁴)
Du RDC au ET 5	VL 1	2,4	0,2	0,230	0,92
	VL2	2,4	0,2	0,230	
	VL 3	2,4	0,2	0,230	
	VL 4	2,4	0,2	0,230	

Niveaux	Voile	Li (m)	ei (m)	I (m ⁴)	I tot (m ⁴)
Du RDC au ET 5	VL 1	1	0,2	0,016	0,066
	VL 2	1	0,2	0,016	
	VL 3	1	0,2	0,016	
	VL 4	1	0,2	0,016	

Tableau IV.2. Inertie des voiles suivant le sens longitudinal.

IV.3. Caractéristiques géométrique des portiques:

➤ Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

a. Hypothèse de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérés concentrés au niveau de plancher .
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux .
- La raideur des travées adjacente d’une même portée ne doit pas être trop différente .

IV.4. Rigidité linéaire des portiques :

a. Rigidité linéaire d’un poteau :

$$K_{\text{poteau}} = \frac{I(\text{poteau})}{h(\text{calculée})} = \frac{I_p}{hc}$$

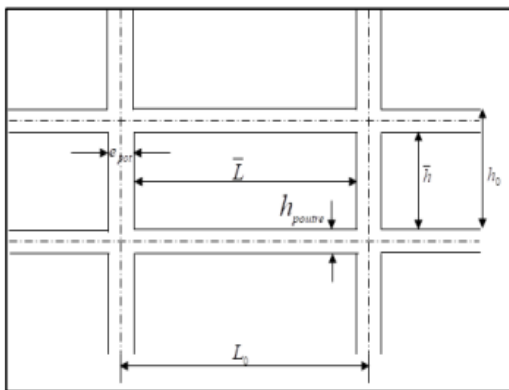


Figure IV-1: Identification des paramètres.

b. Rigidité linéaire d'une poutre :

$$K_{\text{poutre}} = \frac{I(\text{poutre})}{h(\text{calculée})} = \frac{I_{pt}}{h_c}$$

Avec :

- ✓ I_p : moment d'inertie de l'élément.
- ✓ h_c : hauteur calculée du poteau.
- ✓ L_c : longueur calculée de la poutre.
- ✓ $h_c = \min (h+1/2 e_{\text{poteau}}, h_0)$.
- ✓ $L_c = \min (1+1/2 e_{\text{poutre}}, L_0)$.

IV.2.2. Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

- Cas de niveau terrasse et étage courant : $\bar{K} = \frac{\sum K_{\text{poutre}}}{2K_{\text{poteau}}}$

Avec :

$\sum K_{\text{poutre}}$: la somme des deux poutres supérieures encadrant le poteau et des deux poutres inférieures encadrant le poteau.

- Cas de RDC : $\bar{K} = \frac{\sum K_{\text{poutre}}}{K_{\text{poteau}}}$

Avec :

$\sum K_{\text{poutre}}$: la somme des deux poutres supérieures encadrant le poteau.

IV.2.3. Calcul des coefficients des rigidités des poteaux « a_{ij} » :

- Cas de niveau terrasse et étage courant : $a_j^i = \frac{K'}{2 + K'}$
- Cas de RDC : (avec encastrement du poteau à sa base) : $a_j^i = \frac{0,5+K'}{2+K'}$

IV.2.4. Calcul des rigidités des poteaux du portique « i » du niveau « j » :

$$R_{ij} = \frac{12 \times E_i \times I_{\text{poteau}}}{h_c \times 3} \times a_j^i$$

Avec :

- ✓ E_i : module de déformations instantanées du béton $E = 3,216 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Rigidités des poteaux suivant les sens (x-x):**

Niveaux	b(cm)	h(cm)	I(cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	h'(cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K(cm ³)
ET5	30	30	67500.00	306	40	266	30	281	240,21
ET4	30	30	67500.00	306	40	266	30	281	240,21
ET3	30	30	67500.00	306	40	266	30	281	240,21
ET2	35	35	125052,08	306	40	266	35	283,5	441,10
ET1	35	35	125052,08	306	40	266	35	283,5	441,10
RDC	35	35	125052,08	558	40	518	35	535,5	233,52
S-SOL	40	40	213333,33	306	40	266	40	286	745,92

Tableau IV.3. Rigidité des poteaux suivant le sens longitudinal

➤ **Rigidités des poteaux suivant les sens (y-y):**

Niveaux	b(cm)	h(cm)	I(cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	h'(cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K(cm ³)
ET5	30	30	67500.00	306	30	276	30	291	231,95
ET4	30	30	67500.00	306	30	276	30	291	231,95
ET3	30	30	67500.00	306	30	276	30	291	231,95
ET2	35	35	125052,08	306	30	276	35	293,5	426,07
ET1	35	35	125052,08	306	30	276	35	293,5	426,07
RDC	35	35	125052,08	558	30	528	35	545,5	229,24
S-SOL	40	40	213333,33	306	30	276	40	296	720,72

Tableau IV.4. Rigidité des poteaux suivant le sens transversal

➤ Rigidités des poutres suivant les sens (x-x):

Niveaux	Travées	b	H	I(cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	L'(cm)	h _{poutre} (cm)	L _c (cm)	K(cm ³)
ET5	1-2	25	40	133333,33	505	30	465	40	495	269,36
	2-3	25	40	133333,33	495	30	455	40	455	293,04
ET4	1-2	25	40	133333,33	505	30	465	40	495	269,36
	2-3	25	40	133333,33	495	30	455	40	455	293,04
ET3	1-2	25	40	133333,33	505	30	465	40	495	269,36
	2-3	25	40	133333,33	495	30	455	40	455	293,04
ET2	1-2	25	40	133333,33	505	35	465	40	490	272,10
	2-3	25	40	133333,33	495	35	455	40	480	277,77
ET1	1-2	25	40	133333,33	505	35	465	40	490	272,10
	2-3	25	40	133333,33	495	35	455	40	480	277,77
RDC	1-2	25	40	133333,33	505	35	465	40	490	272,10
	2-3	25	40	133333,33	495	35	455	40	480	277,77
S-SOL	1-2	25	40	133333,33	505	40	465	40	485	274,91
	2-3	25	40	133333,33	495	40	455	40	475	280,70

Tableau IV.4. : Rigidités des poutres suivant le sens longitudinal.

➤ Rigidités des poutres suivant les sens (y-y):a. Coté gauche :

Niveaux	Travées	b	H	I(cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	L' (cm)	h _{poutre} (cm)	L _c (cm)	K(cm ³)
ET5	1-2	20	30	45000	350	30	320	30	335	134,32
	2-3	20	30	45000	364	30	334	30	349	128,93
	3-4	20	30	45000	360	30	330	30	345	130,43
	4-5	20	30	45000	350	30	320	30	335	134,32
ET4	1-2	20	30	45000	350	30	320	30	335	134,32
	2-3	20	30	45000	364	30	334	30	349	128,93
	3-4	20	30	45000	360	30	330	30	345	130,43
	4-5	20	30	45000	350	30	320	30	335	134,32
ET3	1-2	20	30	45000	350	30	320	30	335	134,32
	2-3	20	30	45000	364	30	334	30	349	128,93
	3-4	20	30	45000	360	30	330	30	345	130,43
	4-5	20	30	45000	350	30	320	30	335	134,32
ET2	1-2	20	30	45000	350	35	320	30	330	136,36
	2-3	20	30	45000	364	35	334	30	344	130,81
	3-4	20	30	45000	360	35	330	30	340	132,35
	4-5	20	30	45000	350	35	320	30	330	136,36
ET1	1-2	20	30	45000	350	35	320	30	330	136,36
	2-3	20	30	45000	364	35	334	30	344	130,81
	3-4	20	30	45000	360	35	330	30	340	132,35
	4-5	20	30	45000	350	35	320	30	330	136,36
RDC	1-2	20	30	45000	350	35	320	30	330	136,36
	2-3	20	30	45000	364	35	334	30	344	130,81
	3-4	20	30	45000	360	35	330	30	340	132,35
	4-5	20	30	45000	350	35	320	30	330	136,36
S-SOL	1-2	20	30	45000	350	40	320	30	325	138,46
	2-3	20	30	45000	363	40	333	30	338	133,13
	3-4	20	30	45000	362	40	332	30	337	133,53

Tableau IV.5. Rigidités des poutres suivant le sens transversal (coté gauche).

b. Coté droit :

Niveaux	Travées	B	H	I(cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	L' (cm)	h _{poutre} (cm)	L _c (cm)	K(cm ³)
ET5	1-2	20	30	45000	350	30	320	30	335	134,32
	2-3	20	30	45000	224	30	194	30	209	215,31
	3-4	20	30	45000	220	30	190	30	205	219,51
	4-5	20	30	45000	350	30	320	30	335	134,32
ET4	1-2	20	30	45000	350	30	320	30	209	215,31
	2-3	20	30	45000	224	30	194	30	205	219,51
	3-4	20	30	45000	220	30	190	30	335	134,32
	4-5	20	30	45000	350	30	320	30	209	215,31
ET3	1-2	20	30	45000	224	30	320	30	205	219,51
	2-3	20	30	45000	220	30	194	30	335	134,32
	3-4	20	30	45000	350	30	190	30	209	215,31
	4-5	20	30	45000	350	30	320	30	205	219,51
ET2	1-2	20	30	45000	224	35	320	30	204	220,58
	2-3	20	30	45000	220	35	194	30	200	225,00
	3-4	20	30	45000	350	35	190	30	330	136,36
	4-5	20	30	45000	350	35	320	30	330	136,36
ET1	1-2	20	30	45000	224	35	320	30	204	220,58
	2-3	20	30	45000	220	35	194	30	200	225,00
	3-4	20	30	45000	350	35	190	30	330	136,36
	4-5	20	30	45000	350	35	320	30	330	136,36
RDC	1-2	20	30	45000	224	35	320	30	204	220,58
	2-3	20	30	45000	220	35	194	30	200	225,00
	3-4	20	30	45000	350	35	190	30	330	136,36
	4-5	20	30	45000	350	35	320	30	330	136,36
S-SOL	1-2	20	30	45000	350	40	320	30	325	138,46
	2-3	20	30	45000	224	40	194	30	199	226,13
	3-4	20	30	45000	220	40	190	30	195	230,76

Tableau IV.6. Rigidités des poutres suivant le sens transversal (coté droit).

➤ Rigidités des portiques suivant les sens (x-x):

Niveaux	Travée	K_{poutre}	poteau	K_{poteau}	K'	A_{ij}	E	h_c (cm)	$R_{ij\ x}$	$\Sigma R_{ij\ x}$
ET5	1-2	269,36	1	240,21	1,12	0,35	32164,2	281,0	410,96	845,41
	2-3	293,04	2	240,21	1,21	0,37	32164,2	281,0	434,45	
ET4	1-2	269,36	1	240,21	1,12	0,35	32164,2	281,0	410,96	845,41
	2-3	293,04	2	240,21	1,21	0,37	32164,2	281,0	434,45	
ET3	1-2	269,36	1	240,21	1,12	0,35	32164,2	281,0	410,96	845,41
	2-3	293,04	2	240,21	1,21	0,37	32164,2	281,0	434,45	
ET2	1-2	272,10	1	441,10	0,61	0,23	32164,2	283,5	487,20	974,4
	2-3	277,77	2	441,10	0,62	0,23	32164,2	283,5	487,20	
ET1	1-2	272,10	1	441,10	0,61	0,23	32164,2	283,5	487,20	974,4
	2-3	277,77	2	441,10	0,62	0,23	32164,2	283,5	487,20	
RDC	1-2	272,10	1	233,52	1,16	0,36	32164,2	535,5	113,15	229,44
	2-3	277,77	2	233,52	1,18	0,37	32164,2	535,5	116,29	
S-SOL	1-2	274,91	1	745,92	0,36	0,15	32164,2	286,0	527,96	1055,92
	2-3	280,70	2	745,92	0,37	0,15	32164,2	286,0	527,96	

Tableau IV.7. Rigidités des portiques suivant le sens longitudinal.

➤ Rigidités des portiques suivant les sens (y-y) :a. Coté gauche :

Niveaux	Travée	K_{poutre}	Poteau	K_{poteau}	K'	A_{ij}	E	H_c (cm)	$R_{ij y}$	$\Sigma R_{ij y}$
ET5	1-2	134,32	1	231,95	0,57	0,22	32164.2	291	232,59	909,22
	2-3	128,93	2	231,95	0,55	0,21	32164.2	291	222,02	
	3-4	130,43	3	231,95	0,56	0,21	32164.2	291	222,02	
	4-5	134,32	4	231,95	0,57	0,22	32164.2	291	232,59	
ET4	1-2	134,32	1	231,95	0,57	0,22	32164.2	291	232,59	909,22
	2-3	128,93	2	231,95	0,55	0,21	32164.2	291	222,02	
	3-4	130,43	3	231,95	0,56	0,21	32164.2	291	222,02	
	4-5	134,32	4	231,95	0,57	0,22	32164.2	291	232,59	
ET3	1-2	134,32	1	231,95	0,57	0,22	32164.2	291	232,59	909,22
	2-3	128,93	2	231,95	0,55	0,21	32164.2	291	222,02	
	3-4	130,43	3	231,95	0,56	0,21	32164.2	291	222,02	
	4-5	134,32	4	231,95	0,57	0,22	32164.2	291	232,59	
ET2	1-2	136,36	1	426,07	0,32	0,13	32164.2	293,5	248,17	992,68
	2-3	130,81	2	426,07	0,30	0,13	32164.2	293,5	248,17	
	3-4	132,35	3	426,07	0,31	0,13	32164.2	293,5	248,17	
	4-5	136,36	4	426,07	0,32	0,13	32164.2	293,5	248,17	
ET1	1-2	136,36	1	426,07	0,32	0,13	32164.2	293,5	248,17	992,68
	2-3	130,81	2	426,07	0,30	0,13	32164.2	293,5	248,17	
	3-4	132,35	3	426,07	0,31	0,13	32164.2	293,5	248,17	
	4-5	136,36	4	426,07	0,32	0,13	32164.2	293,5	248,17	
RDC	1-2	136,36	1	229,24	0,59	0,22	32164.2	545,5	65,41	261,64
	2-3	130,81	2	229,24	0,57	0,22	32164.2	545,5	65,41	
	3-4	132,35	3	229,24	0,57	0,22	32164.2	545,5	65,41	
	4-5	136,36	4	229,24	0,59	0,22	32164.2	545,5	65,41	
S-SOL	1-2	138,46	1	720,72	0,19	0,08	32164.2	296	253,99	761,97
	2-3	133,13	2	720,72	0,18	0,08	32164.2	296	253,99	
	3-4	133,53	3	720,72	0,18	0,08	32164.2	296	253,99	

Tableau IV.8. Rigidités des portiques suivant le sens transversal (coté gauche).

a. Coté droit :

Niveaux	Travées	K_{poutre}	Poteau	K_{poteau}	K'	A_{ij}	E	H_c (cm)	$R_{ij y}$	$\Sigma R_{ij y}$
ET5	1-2	134,32	1	231,95	0,57	0,22	32164.2	291,0	232,59	940,66
	2-3	215,31	2	231,95	0,92	0,31	32164.2	291,0	237,74	
	3-4	219,51	3	231,95	0,94	0,31	32164.2	291,0	237,74	
	4-5	134,32	4	231,95	0,57	0,22	32164.2	291,0	232,59	
ET4	1-2	215,31	1	231,95	0,92	0,31	32164.2	291,0	237,74	945,81
	2-3	219,51	2	231,95	0,94	0,31	32164.2	291,0	237,74	
	3-4	134,32	3	231,95	0,57	0,22	32164.2	291,0	232,59	
	4-5	215,31	4	231,95	0,92	0,31	32164.2	291,0	237,74	
ET3	1-2	219,51	1	231,95	0,94	0,31	32164.2	291,0	237,74	945,81
	2-3	134,32	2	231,95	0,57	0,22	32164.2	291,0	232,59	
	3-4	215,31	3	231,95	0,92	0,31	32164.2	291,0	237,74	
	4-5	219,51	4	231,95	0,94	0,31	32164.2	291,0	237,74	
ET2	1-2	220,58	1	426,07	0,51	0,20	32164.2	293,5	381,81	1259,96
	2-3	225,00	2	426,07	0,52	0,20	32164.2	293,5	381,81	
	3-4	136,36	3	426,07	0,32	0,13	32164.2	293,5	248,17	
	4-5	136,36	4	426,07	0,32	0,13	32164.2	293,5	248,17	
ET1	1-2	220,58	1	426,07	0,51	0,20	32164.2	293,5	381,81	1259,96
	2-3	225,00	2	426,07	0,52	0,20	32164.2	293,5	381,81	
	3-4	136,36	3	426,07	0,32	0,13	32164.2	293,5	248,17	
	4-5	136,36	4	426,07	0,32	0,13	32164.2	293,5	248,17	
RDC	1-2	220,58	1	229,24	0,96	0,32	32164.2	545,5	95,15	321,12
	2-3	225,00	2	229,24	0,98	0,32	32164.2	545,5	95,15	
	3-4	136,36	3	229,24	0,59	0,22	32164.2	545,5	65,41	
	4-5	136,36	4	229,24	0,59	0,22	32164.2	545,5	65,41	
S-SOL	1-2	138,46	1	720,72	0,19	0,08	32164.2	296	253,99	1079,47
	2-3	226,13	2	720,72	0,31	0,13	32164.2	296	412,74	
	3-4	230,76	3	720,72	0,32	0,13	32164.2	296	412,74	

Tableau IV.9. : Rigidités des portiques suivant le sens transversal (coté droit).

IV.3. Calcul des inerties fictives des portiques:

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES (approximation successive).

IV.3.1. Caractéristiques géométriques des refends:**➤ Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives:**

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « **CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME** » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refend à 1m^4 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds (voiles) et pour les portiques.

IV.3.2. Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires:

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I = 1\text{m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égal à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «**moment des aires**». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit: $f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{E \times I}$

Avec :

✓ S_i : surface du trapèze

✓ d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

- Sachant que la section du trapèze égale à: $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

- La distance du CDG d'un trapèze à sa petite base : $d_i = \frac{h_i (2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

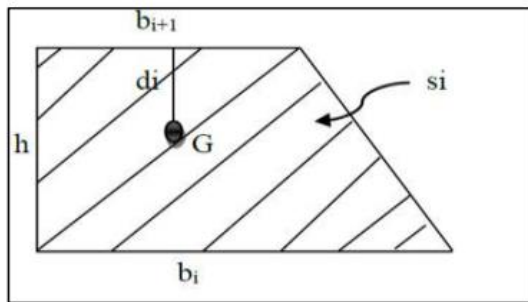


Figure IV.2. La notation adoptée pour calculer la surface d'un trapèze.

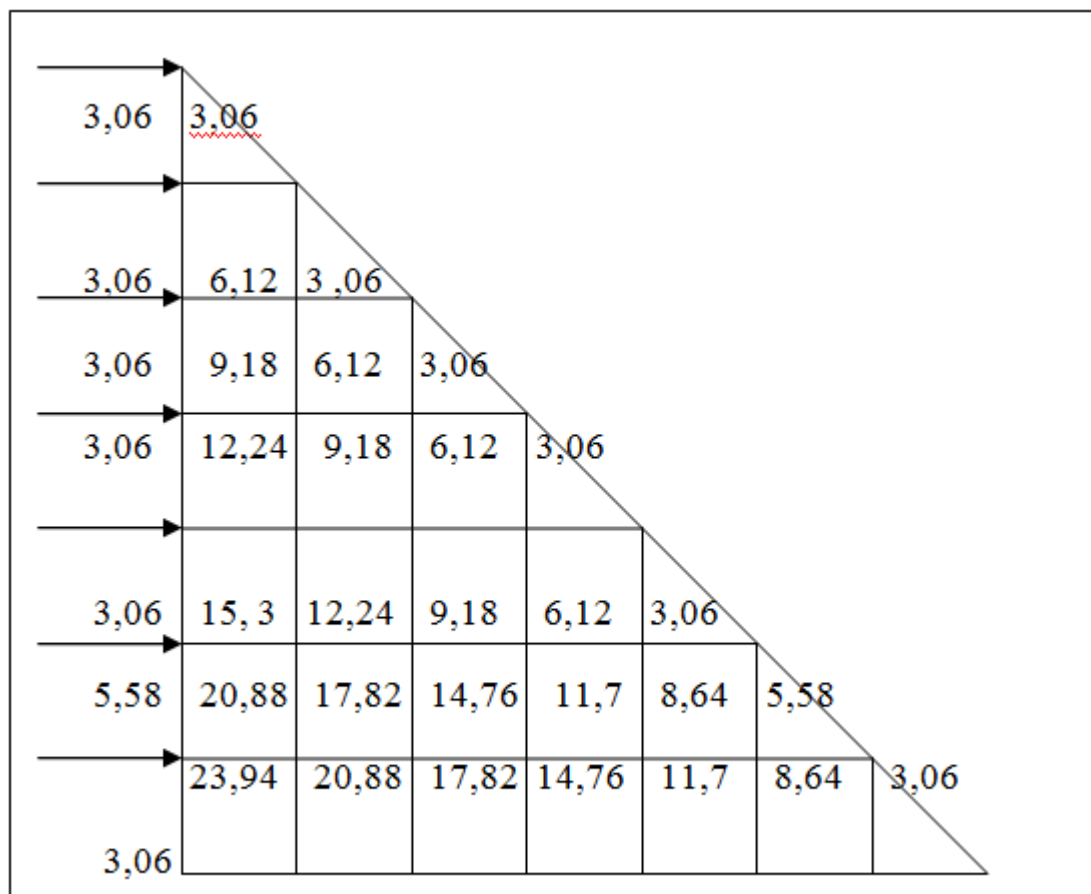


Figure IV.3. Diagramme des moments des aires.

➤ Les résultats de calcul sont comme suit:

➤ Les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau:

Niveaux	h (m)	B _i	B _{i+1}	S _i (m ²)	d _i	S _i × d _i	f _i × E _i
ET5	3,06	3,06	00	4,68	2,04	9,54	1892,85
ET4	3,06	9,18	3,06	18 ,72	1,78	33,32	1883,31
ET3	3,06	18,36	9,18	42,13	1,7	71,62	1849,99
ET2	3,06	30,6	18,36	74,90	1,65	123,58	1778,37
ET1	3,06	45,9	30,6	117,04	1,63	190,77	1654,79
RDC	5,58	76,38	45,9	341,16	3,02	1030,30	1464,02
S-SOL	3,06	100,8	76,38	271,08	1,6	433,72	433,72

Tableau IV.10. les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

IV.3.3. Calcul du déplacement des portiques :

➤ Le déplacement de chaque niveau:

$$\Delta_n = \Psi \times h$$

Avec :
$$E\Psi = \frac{Mn}{12 \cdot \sum Kpn} + \frac{E \theta_n + E \theta_{n+1}}{2}$$

➤ Le déplacement du portique au niveau « i » :

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

➤ La rotation d'un poteau encastré à la base au 1er niveau:

$$E. \theta_1 = \frac{M1+M2}{24 \cdot \sum Ktl + 2 \sum Kpl}$$

➤ La rotation de chaque poteau articulé au 1er niveau:

$$E. \theta_1 = \frac{M1+M2}{24 \cdot \sum Ktl}$$

➤ La rotation d'un poteau des étages courants:

$$E. \theta_n = \frac{Mn+Mn+1}{24 \cdot \sum Ktn}$$

Avec :

$$M_n = T_n \cdot h$$

- T_n : Effort tranchant au niveau (n).
- K_{tn} : Raideur des poutres. $K = \frac{It_n}{L}$
- K_{pn} : Raideur des poteaux. $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$
- h_e : Hauteur d'étage.
- L : Portée libre de la poutre.
- ✓ **Inerties fictives des portiques:**

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

Avec :

- ✓ f_n : Flèche des refends au niveau(n)
- ✓ Δ_n : Déplacement du portique au niveau(n).

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux suivant:

➤ Inerties fictives des portiques transversaux:

a. Coté gauche :

Niveaux	Raideur et moment					Rotations et déplacements				Flèche	Inertie fictives	
	Portiques	$\sum K_{pn}$ (m ³)	$\sum K_{in}$ (m ³)	M_n (m)	M_{n+1} (m)	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \sum \Delta_n$	Ef_n	I_{en}	$\sum I_{en}$
ET5	A-B	0,0039315	0,00052800	3,06	0	241,47	306,33	937,36	4488,37	1892,85	0,42	1,68
	B-C	0,0039315	0,00052800	3,06	0	241,47	306,33	937,36		1892,85	0,42	
	C-D	0,0039315	0,00052800	3,06	0	241,47	306,33	937,36		1892,85	0,42	
	D-E	0,0039315	0,00052800	3,06	0	241,47	547,81	1676,29		1892,85	0,42	
ET4	A-B	0,0039315	0,00052800	6,12	3,06	724,43	854,15	2613,69	11194,47	1883,31	0,16	0,64
	B-C	0,0039315	0,00052800	6,12	3,06	724,43	854,15	2613,69		1883,31	0,16	
	C-D	0,0039315	0,00052800	6,12	3,06	724,43	854,15	2613,69		1883,31	0,16	
	D-E	0,0039315	0,00052800	6,12	3,06	724,43	1095,62	3352,59		1883,31	0,16	
ET3	A-B	0,0039315	0,00052800	9,18	6,12	1207,38	1401,96	4289,99	17860,86	1849,99	0,1	0,4
	B-C	0,0039315	0,00052800	9,18	6,12	1207,38	1401,96	4289,99		1849,99	0,1	
	C-D	0,0039315	0,00052800	9,18	6,12	1207,38	1401,96	4289,99		1849,99	0,1	
	D-E	0,0039315	0,00052800	9,18	6,12	1207,38	1631,01	4990,89		1849,99	0,1	
ET2	A-B	0,00724319	0,00053588	12,24	9,18	1665,48	1806,3	5527,27	22837,12	1778,37	0,07	0,28
	B-C	0,00724319	0,00053588	12,24	9,18	1665,48	1806,3	5527,27		1778,37	0,07	
	C-D	0,00724319	0,00053588	12,24	9,18	1665,48	1806,3	5527,27		1778,37	0,07	
	D-E	0,00724319	0,00053588	12,24	9,18	1665,48	2044,22	6255,31		1778,37	0,07	
ET1	A-B	0,00724319	0,00053588	15,30	12,24	2141,33	2317,35	7091,09	29691,97	1654,79	0,05	0,2
	B-C	0,00724319	0,00053588	15,30	12,24	2141,33	2317,35	7091,09		1654,79	0,05	
	C-D	0,00724319	0,00053588	15,30	12,24	2141,33	2317,35	7091,09		1654,79	0,05	
	D-E	0,00724319	0,00053588	15,30	12,24	2141,33	2751,21	8418,70		1654,79	0,05	
RDC	A-B	0,00389708	0,00053588	20,88	17,82	3009,06	3455,54	19281,91	81593,54	1664,02	0,02	0,08
	B-C	0,00389708	0,00053588	20,88	17,82	3009,06	3455,54	19281,91		1664,02	0,02	
	C-D	0,00389708	0,00053588	20,88	17,82	3009,06	3455,54	19281,91		1664,02	0,02	
	D-E	0,00389708	0,00053588	20,88	17,82	3009,06	4255,88	23747,81		1664,02	0,02	
S-SOL	A-B	0,01225224	0,00040512	23,94	20,88	4609,74	4751,75	14540,35	36568,15	433,72	0,01	0,03
	B-C	0,01225224	0,00040512	23,94	20,88	4609,74	4751,75	14540,35		433,72	0,01	
	C-D	0,01225224	0,00040512	23,94	20,88	4609,74	2446,88	7487,45		433,72	0,01	

b. Coté doit :

Niveaux	Raideur et moment					Rotations et déplacements				Flèche	Inertie fictives	
	Portiques	$\sum K_{pn}$ (m ³)	$\sum K_{tn}$ (m ³)	M _n (m)	M _{n+1} (m)	Eθ _n	EΨ _n	EΔ _n	D _n = $\sum \Delta_n$		E _{fn}	I _{en}
ET5	A-B	0,0039315	0,0007	3,06	0	182,14	247	755,82	3580,62	1892,85	0,52	2,08
	B-C	0,0039315	0,0007	3,06	0	182,14	247	755,82		1892,85	0,52	
	C-D	0,0039315	0,0007	3,06	0	182,14	247	755,82		1892,85	0,52	
	D-E	0,0039315	0,0007	3,06	0	182,14	429,14	1313,16		1892,85	0,52	
ET4	A-B	0,0039315	0,0007	6,12	3,06	546,42	676,14	2068,98	8833,27	1883,31	0,21	0,84
	B-C	0,0039315	0,0007	6,12	3,06	546,42	676,14	2068,98		1883,31	0,21	
	C-D	0,0039315	0,0007	6,12	3,06	546,42	676,14	2068,98		1883,31	0,21	
	D-E	0,0039315	0,0007	6,12	3,06	546,42	858,28	2626,33		1883,31	0,21	
ET3	A-B	0,0039315	0,0007	9,18	6,12	910,71	1105,29	3382,18	14086,07	1849,99	0,13	0,52
	B-C	0,0039315	0,0007	9,18	6,12	910,71	1105,29	3382,18		1849,99	0,13	
	C-D	0,0039315	0,0007	9,18	6,12	910,71	1105,29	3382,18		1849,99	0,13	
	D-E	0,0039315	0,0007	9,18	6,12	910,71	1287,43	3939,53		1849,99	0,13	
ET2	A-B	0,00724319	0,0007	12,24	9,18	1275	1415,82	4332,40	17886,95	1778,37	0,09	0,36
	B-C	0,00724319	0,0007	12,24	9,18	1275	1415,82	4332,40		1778,37	0,09	
	C-D	0,00724319	0,0007	12,24	9,18	1275	1415,82	4332,40		1778,37	0,09	
	D-E	0,00724319	0,0007	12,24	9,18	1275	1597,96	4889,75		1778,37	0,09	
ET1	A-B	0,00724319	0,0007	15,30	12,24	1639,28	1815,3	5554,81	23235,59	1654,79	0,07	0,28
	B-C	0,00724319	0,0007	15,30	12,24	1639,28	1815,3	5554,81		1654,79	0,07	
	C-D	0,00724319	0,0007	15,30	12,24	1639,28	1815,3	5554,81		1654,79	0,07	
	D-E	0,00724319	0,0007	15,30	12,24	1639,28	2147,44	6571,16		1654,79	0,07	
RDC	A-B	0,00389708	0,0007	20,88	17,82	2303,57	2750,05	15345,27	65374,75	1464,02	0,02	0,08
	B-C	0,00389708	0,0007	20,88	17,82	2303,57	2750,05	15345,27		1464,02	0,02	
	C-D	0,00389708	0,0007	20,88	17,82	2303,57	2750,05	15345,27		1464,02	0,02	
	D-E	0,00389708	0,0007	20,88	17,82	2303,57	3465,76	19338,94		1464,02	0,02	
S-SOL	A-B	0,01225224	0,0005	23,94	20,88	3735	3897,82	11927,32	30067,41	433,72	0,01	0,03
	B-C	0,01225224	0,0005	23,94	20,88	3735	3897,82	11927,32		433,72	0,01	
	C-D	0,01225224	0,0005	23,94	20,88	3735	2030,32	6212,77		433,72	0,01	

c. Inerties fictives des portiques longitudinaux :

Niveaux	Raideur et moments					Rotations et déplacements				Flèche	Inerties fictives	
	Portique	$\sum K_{pn}$ (m ³)	$\sum K_{tn}$ (m ³)	M _n (m)	M _{n+1} (m)	Eθ _n	EΨ _n	EΔ _n	D _n = ΣΔ _n		Efn	I _{en}
ET5	A-B	0,004	0,0005	3,06	0	255	318,75	975,37	2731,0 4	1892,85	0,69	1,38
	B-C	0,004	0,0005	3,06	0	255	573,75	1755,67		1892,85	0,69	
ET4	A-B	0,004	0,0005	6,12	3,06	765	892,5	2731,05	6242,4	1883,31	0,30	0,6
	B-C	0,004	0,0005	6,12	3,06	765	1147,5	3511,35		1883,31	0,30	
ET3	A-B	0,004	0,0005	9,18	6,12	1275	1466,25	4486,72	9753,7 4	1849,99	0,18	0,36
	B-C	0,004	0,0005	9,18	6,12	1275	1721,25	5267,02		1849,99	0,18	
ET2	A-B	0,007	0,0005	12,24	9,18	1785	1930,71	5907,97	12596, 24	1778,37	0,14	0,28
	B-C	0,007	0,0005	12,24	9,18	1785	2185,71	6688,27		1778,37	0,14	
ET1	A-B	0,007	0,0005	15,30	12,24	2295	2477,14	7580,04	16582, 98	1654,79	0,09	0,18
	B-C	0,007	0,0005	15,30	12,24	2295	2942,14	9002,94		1654,79	0,09	
RDC	A-B	0,003	0,0005	20,88	17,82	3225	3805	21231,9	43886, 7	1464,02	0,03	0,06
	B-C	0,003	0,0005	20,88	17,82	3225	4060	22654,8		1464,02	0,03	
S-SOL	A-B	0,012	0,0005	23,94	20,88	3735	3901,25	11937,82	18161, 09	433,72	0,02	0,04
	B-C	0,012	0,0005	23,94	20,88	3735	2033,75	6223,27		433,72	0,02	

➤ Les inerties fictives des portiques sont résumées dans le tableau suivant:

		s-sol	RDC	ET1	ET2	ET3	ET4	ET5	Moyenne
longitudinal		0,04	0,06	0,18	0,28	0,36	0,6	1,38	2,9
Transversal	Coté droit	0,03	0,08	0,28	0,36	0,52	0,84	2,08	4,19
	Coté gauche	0,03	0,08	0,2	0,28	0,4	0,64	1,68	3,31

Tableau IV.11. Résumé des inerties fictives des portiques

COMPARAISON DES INERTIES DES VOILES ET DES PORTIQUES:➤ **Sens longitudinal:**

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage (%)
portiques	2,9	67,75
Voiles	0,986	25,37
Portiques et voiles	3,886	100

Tableau IV.12. Comparaison des inerties des voiles et des portiques.

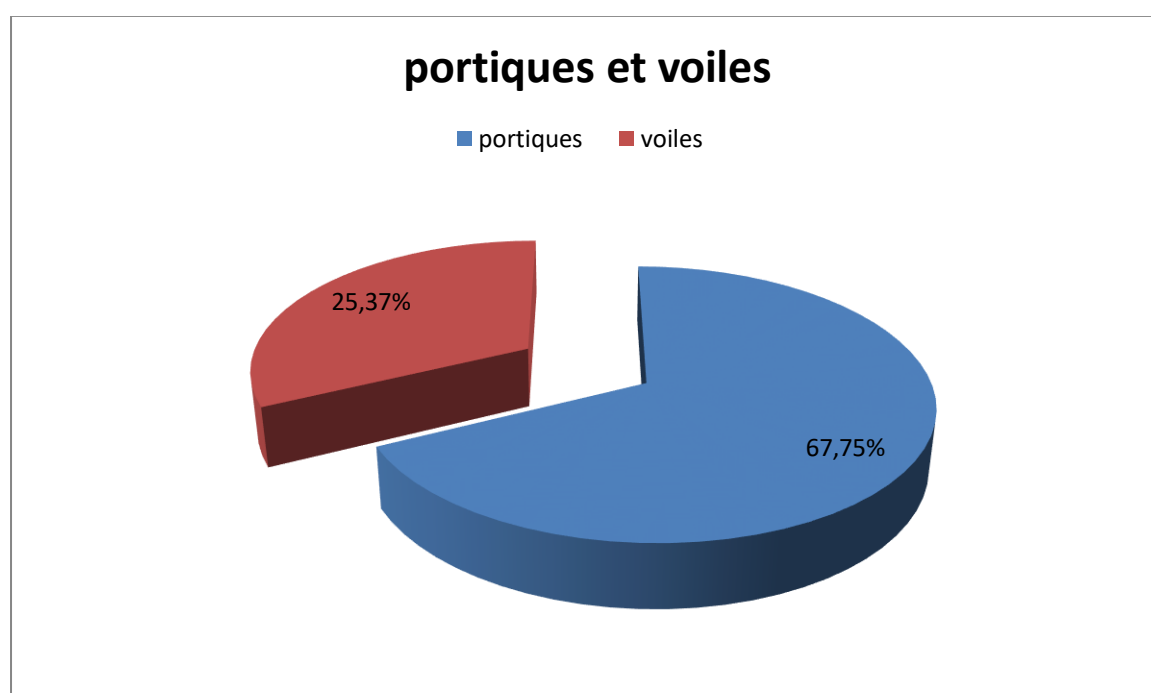


Figure IV.3. Comparaison des inerties des voiles et des portiques suivant le sens longitudinal.

➤ **Sens transversal:**

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage (%)
Portiques (coté gauche)	3,31	42,30
Portiques (coté droit)	4,19	53,55
voiles	0,324	4,14
Portique et voiles	7,824	100

Tableau IV.13. Comparaison des inerties des voiles et des portiques

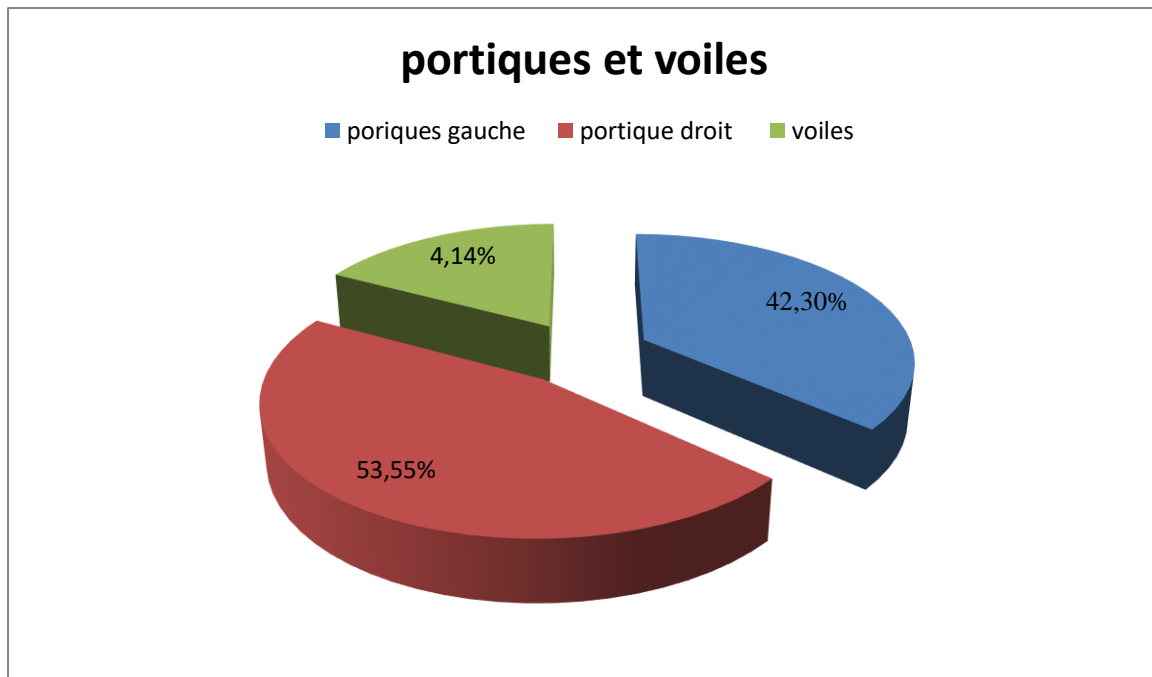


Figure IV.4. Comparaison des inerties des voiles et des portiques suivant le sens transversal.

➤ **Rappel (RPA99 révisé 2003) :**

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

IV.5. Conclusion:

En comparant les deux résultats, on voit bien que dans les deux sens (longitudinal et transversal) le système de contreventement doit travailler conjointement par des portiques et des voiles. Dans notre cas le système de contreventement est mixte (assuré par des voiles et des portiques).

D'où le coefficient de comportement **R = 5** (tableau 4.3.RPA99 révisé 2003).

CHAPITRE V

MODELISATION ET VERIFICATION

V. Présentation de l'Etabs et modélisation :**V.1. Introduction :**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V.2. Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V.3. Description de logiciel Etabs :

Etabs est un logiciel du calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi :

- la modélisation de tous types de structure.
- la prise en compte des propriétés des matériaux.
- le calcul et le dimensionnement des éléments.
- l'analyse des effets dynamique et statique.
- la visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- **Rappel :(terminologie)**
 - ✓ Grid line : ligne de grille
 - ✓ Joints : nœuds
 - ✓ Frame : portique (cadre)
 - ✓ Shell: voile
 - ✓ Element: élément
 - ✓ Restraints : degrés de liberté(D.D.L)
 - ✓ Loads : charge
 - ✓ Uniformed loads : point d'application de la charge
 - ✓ Define : définir
 - ✓ Materials : matériaux
 - ✓ Concrete : béton
 - ✓ Steel: acier
 - ✓ Frame section : coffrage
 - ✓ Column : poteau
 - ✓ Beam : poutre

V.4. Étapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1-Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Définition des charges statiques (G, Q).
- 5- Chargement des éléments.

6- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version2003.

7- Définition de la charge sismique E.

8- Introduction des combinaisons d'actions.



9- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

V.5. Manuel d'utilisation d'ETABS :

Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS V.9.7.0

Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône suivante :

V.4. Étapes de modélisation :

a. Première étape :

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

• **Choix des unités :**

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran,

on sélectionne **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



• **Géométrie de base :**

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne:

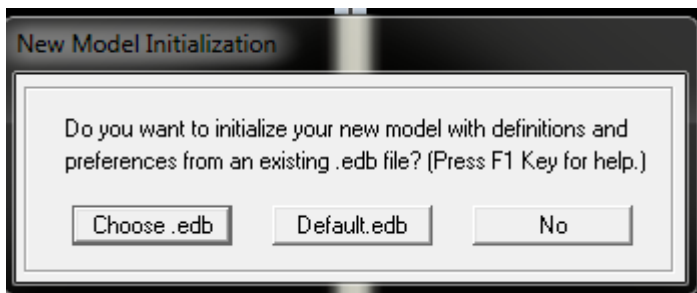
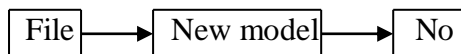


Figure V.1. Interface d'initialisation du modèle

Cette option permet d'introduire:

- ✓ Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 03 lignes suivant x-x)
- ✓ Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 07 lignes suivant y-y)
- ✓ Le nombre des étages, (6 niveaux : un sous-sol, R+5).

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

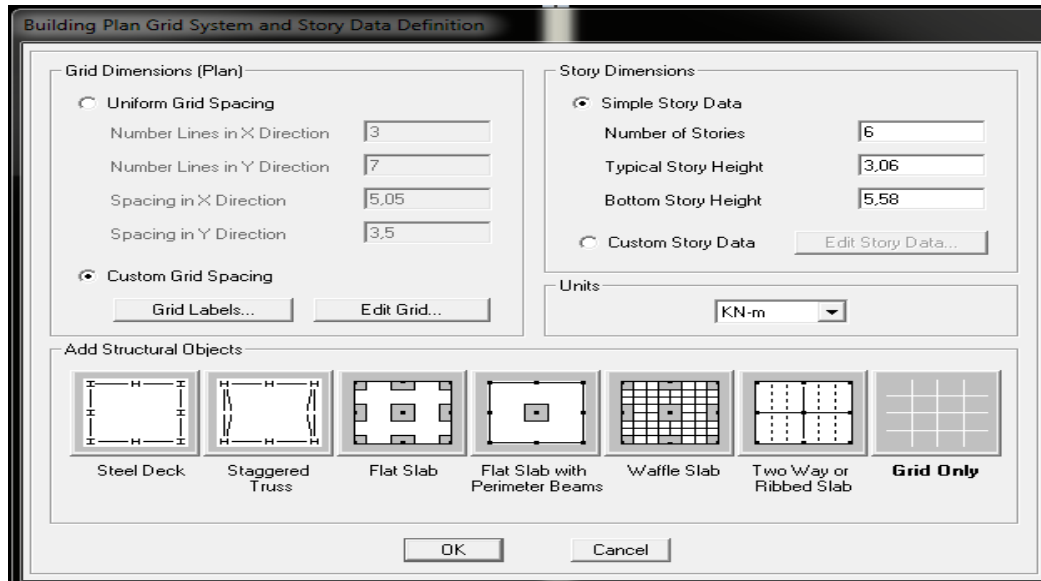


Figure V.2. Géométrie de base

➤ **Rappel : Terminologie**

- ✓ Le nombre des lignes dans la direction X (Number lines in X direction)
- ✓ Le nombre des lignes dans la direction Y (Number lines in Y direction)
- ✓ Hauteur d'étage (story High)
- ✓ Longueur de travée dans le sens de X (Spacing in X direction) (Entre axes)
- ✓ Longueur de travée dans le sens de Y (Spacing in Y direction) (Entre axes)
- ✓ Le nombre d'étage (Number of stories)
- ✓ la hauteur d'étage courant (typical story High)
- ✓ La hauteur d'étage en bas (RDC) (bottom story height)

- **Modification de géométrie de base:**

Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisit: **Edit grid data**

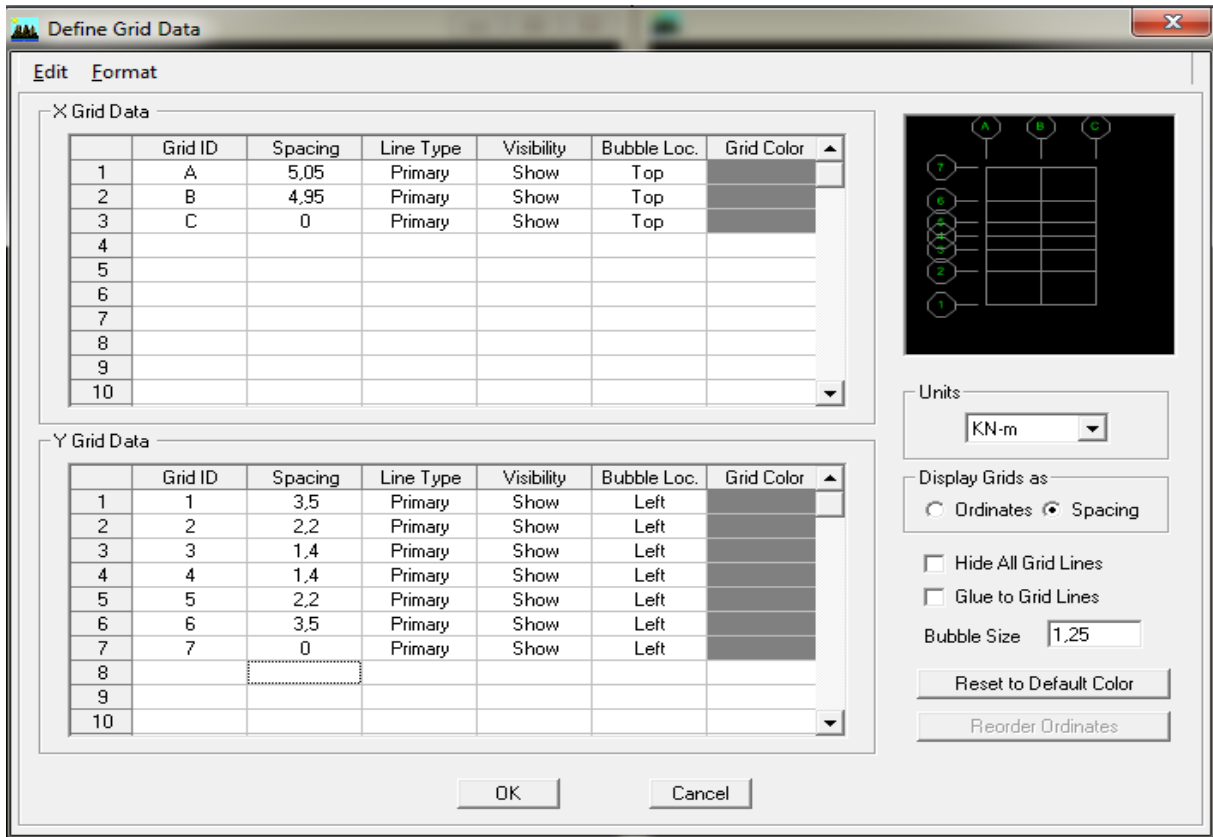
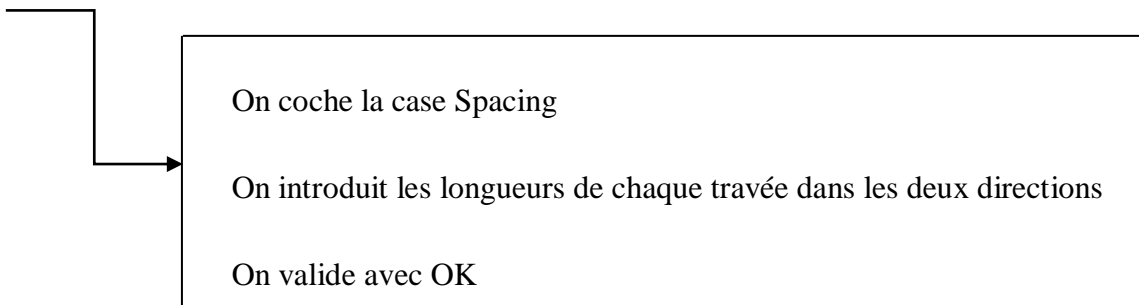


Figure V.3. Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y



- Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis

Edit story data

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
7	ETAGE5	3,06	20,88	No	NONE	No	0,
6	ETAGE4	3,06	17,82	Yes		No	0,
5	ETAGE3	3,06	14,76	No	ETAGE4	No	0,
4	ETAGE 2	3,06	11,7	No	ETAGE4	No	0,
3	ETAGE 1	3,06	8,64	No	ETAGE4	No	0,
2	RDC	5,58	5,58	No	ETAGE4	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

Figure V.4. Modification des hauteurs d'étage.

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.

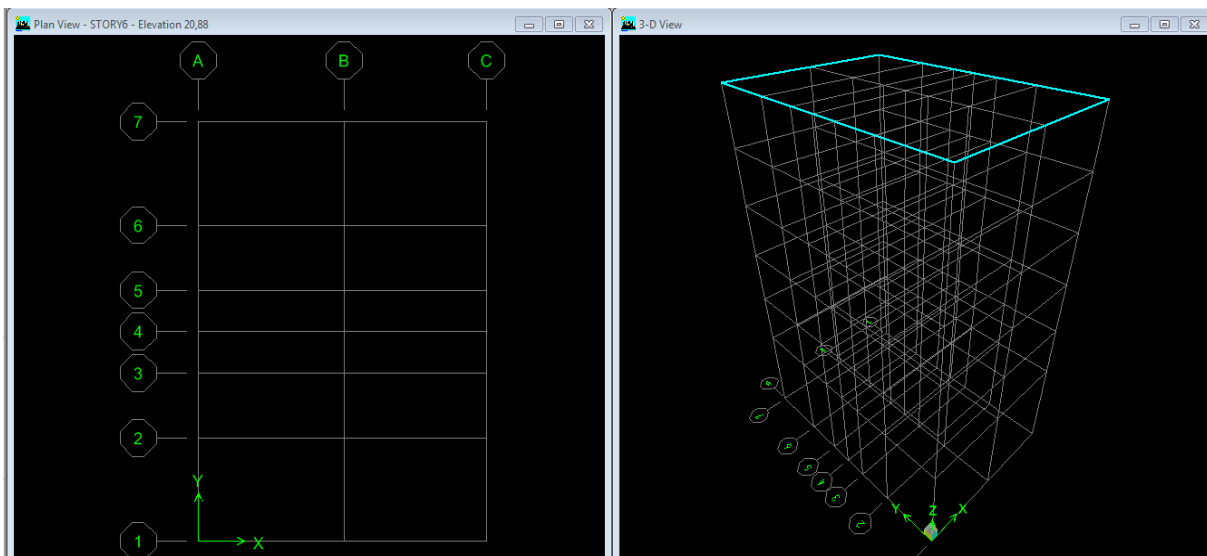
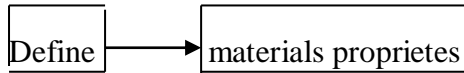


Figure V.5. Fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D


b. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur:



En sélectionnant : et on écrit **BETON** dans la case

Ou bien on utilise le raccourci suivant : 

Dans cette fenêtre, on introduit les valeurs suivantes :

- ✓ La masse volumique du béton = 2,5 KN/m³
- ✓ Poids volumique du béton = 25 kN/m³
- ✓ Module d'élasticité du béton = 32164200 MPa
- ✓ Coefficient de poisson à l'ELS = 0.2
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours (fc28) = 25 MPa
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal (fe) = 400 MPa

Et on crée un autre béton qu'on appellera **AUTRE**, et on introduit les valeurs suivantes :

- ✓ Masse volumique du béton = 0
- ✓ Poids volumique du béton = 0

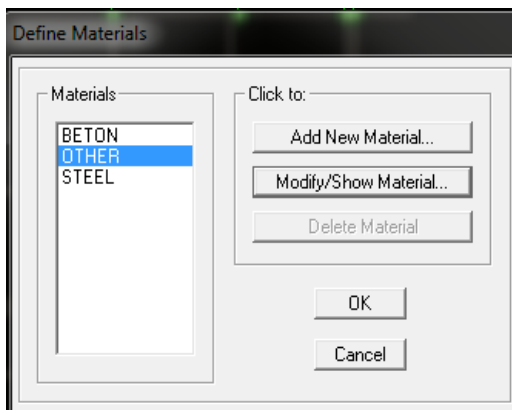
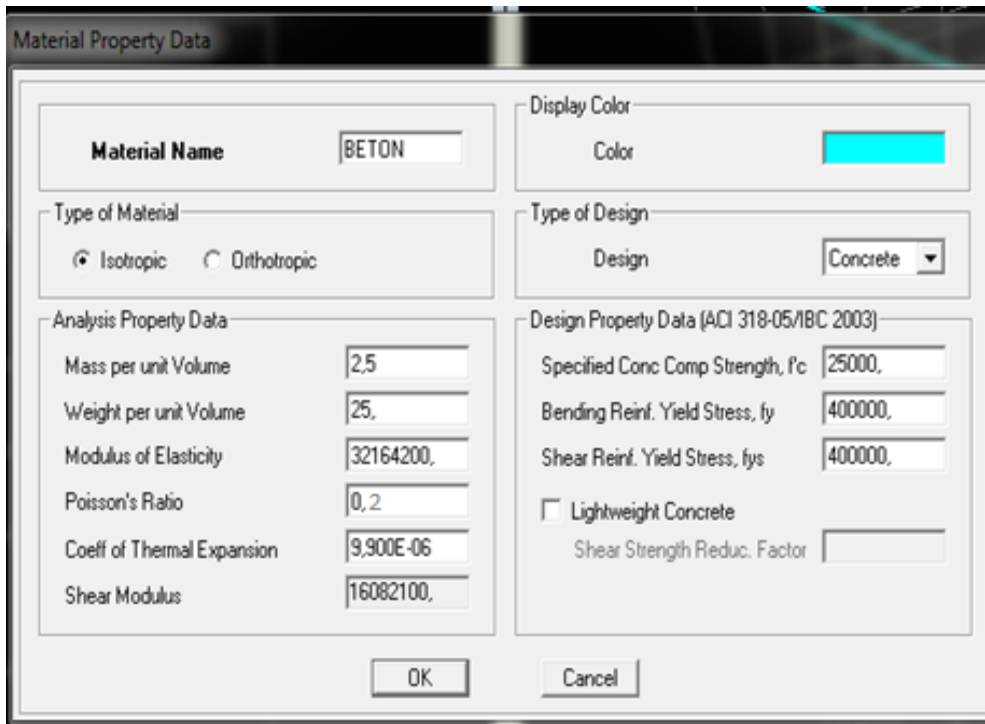


Figure V.6. Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.

c. Troisième étape:

La troisième étape consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (poutre et poteau). Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (PP) et ceci de la manière suivante:

Nous choisissons le menu Define → frame section

Ou bien l'icône : 

On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne Add rectangular

Pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

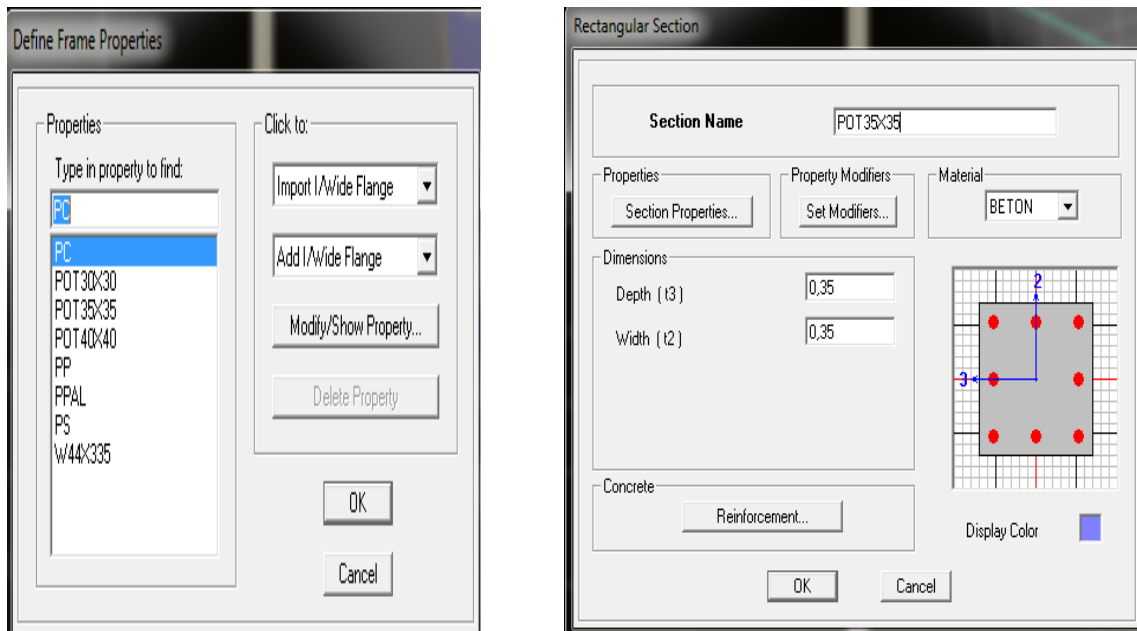


Figure V.7. Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires.

- ✓ On procède de la même manière pour toutes les sections rectangulaires poutres et poteaux
- **Différence entre les données des poteaux et des poutres**

En cliquant sur

Reinforcement

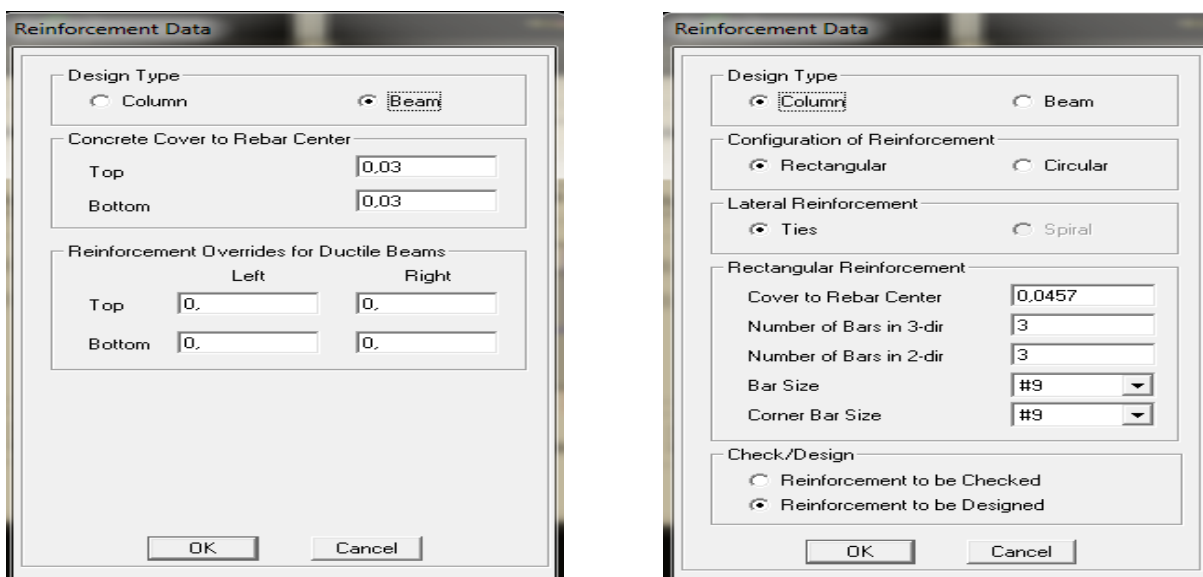


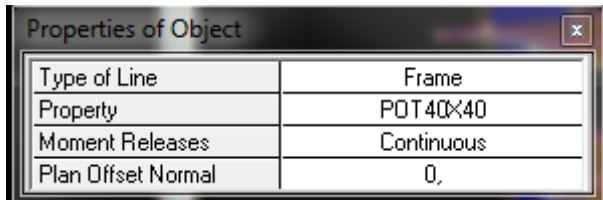
Figure V.8. Différence entre les données des poteaux et des poutres

➤ **Modélisation des éléments barres (poteaux et poutres):**

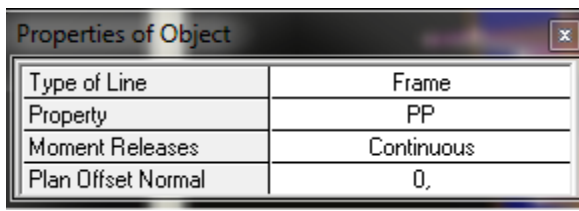
- **Les poteaux:** On clique sur le bouton



On choisit la section voulue dans cette boîte de dialogue



- **Les poutres:** On clique sur le bouton

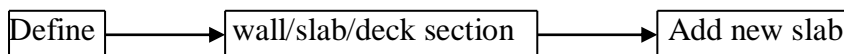


Nous procéderont de la même manière pour la modélisation des autres poteaux et d'autres poutres.

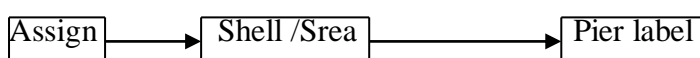
Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voiles, planchers)

On choisit le menu:

Pour le dimensionnement des planchers :



Pour le dimensionnement des voiles :



Wall/Slab Section

Section Name: DP

Material: BETON

Thickness

Membrane: 0,2

Bending: 0,2

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: [Grey]

OK Cancel

Wall/Slab Section

Section Name: CC

Material: OTHER

Thickness

Membrane: 0,2

Bending: 0,2

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: [Brown]

OK Cancel

Define Wall/Slab/Deck Sections

Sections

- CC
- DECK1
- DP
- PALIER
- PLANK1
- SLAB1
- VOLEE
- WALL1

Click to:

Add New Deck

Modify/Show Section...

Delete Section

OK

Cancel

Pier Names

Wall Piers

- VL1/05
- NONE
- VL1/01
- VL1/02
- VL1/03
- VL1/04
- VL1/05
- VL1/RDC
- VL2/01
- VL2/02
- VL2/03

Click to:

Add New Name

Change Name

Delete Name

OK

Cancel

Figure V.9. Dimensionnement des dalles pleines et des voiles et du plancher corps creux

➤ Modélisation des éléments plaques (planchers et voiles):

- Les planchers et les dalles pleines :



On clique sur le bouton

Property	CC
Local Axis	0,
Drawing Control	None <space bar>

- Les voiles:



On clique sur le bouton

Type of Area	Pier
Property	VOILE
Plan Offset Normal	0,
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	None <space bar>

Figure V.10. modélisation des voiles.

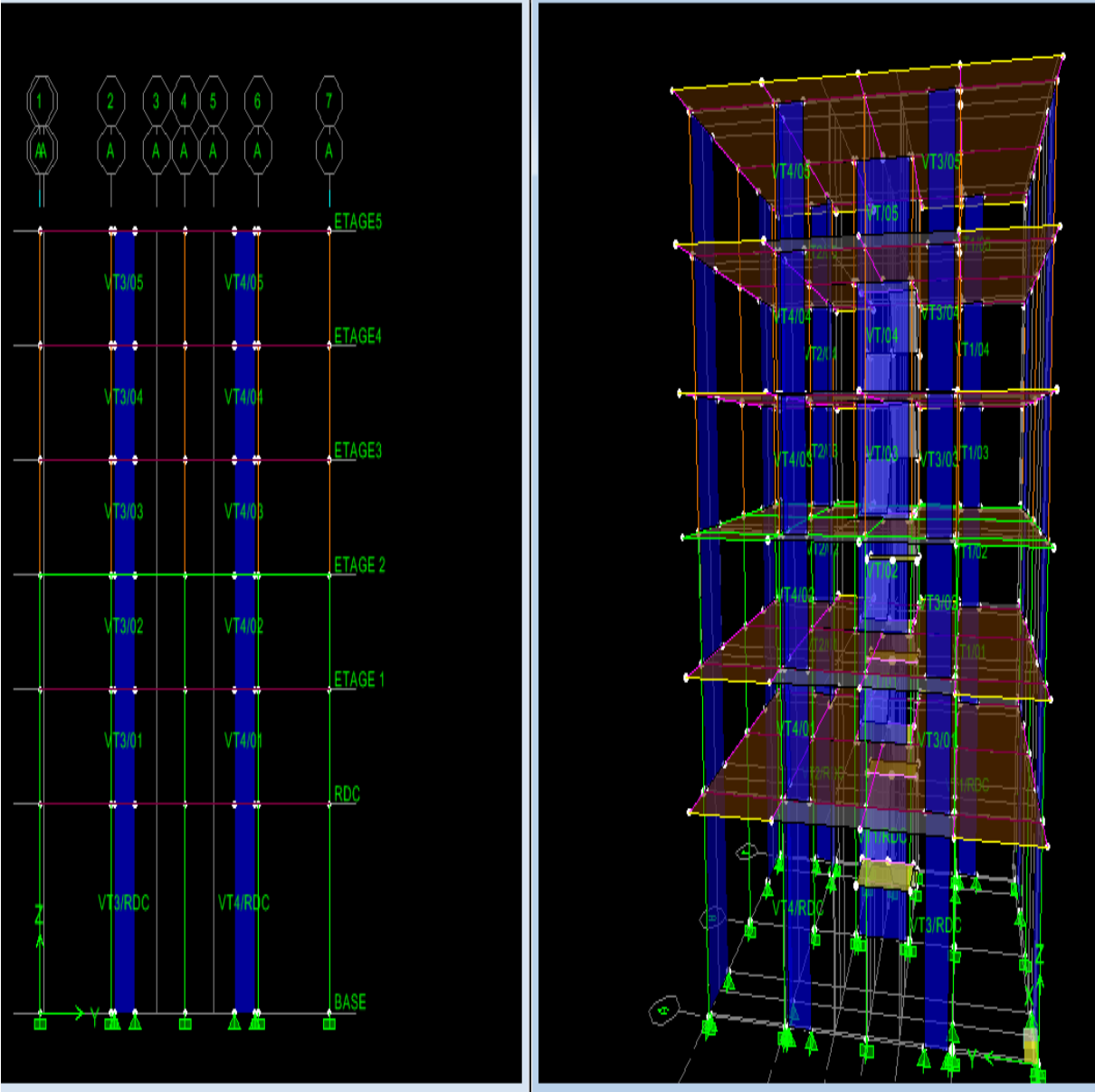


Figure V.11. Voiles longitudinaux

Après avoir dessiné tous les cas on aura le model suivant:

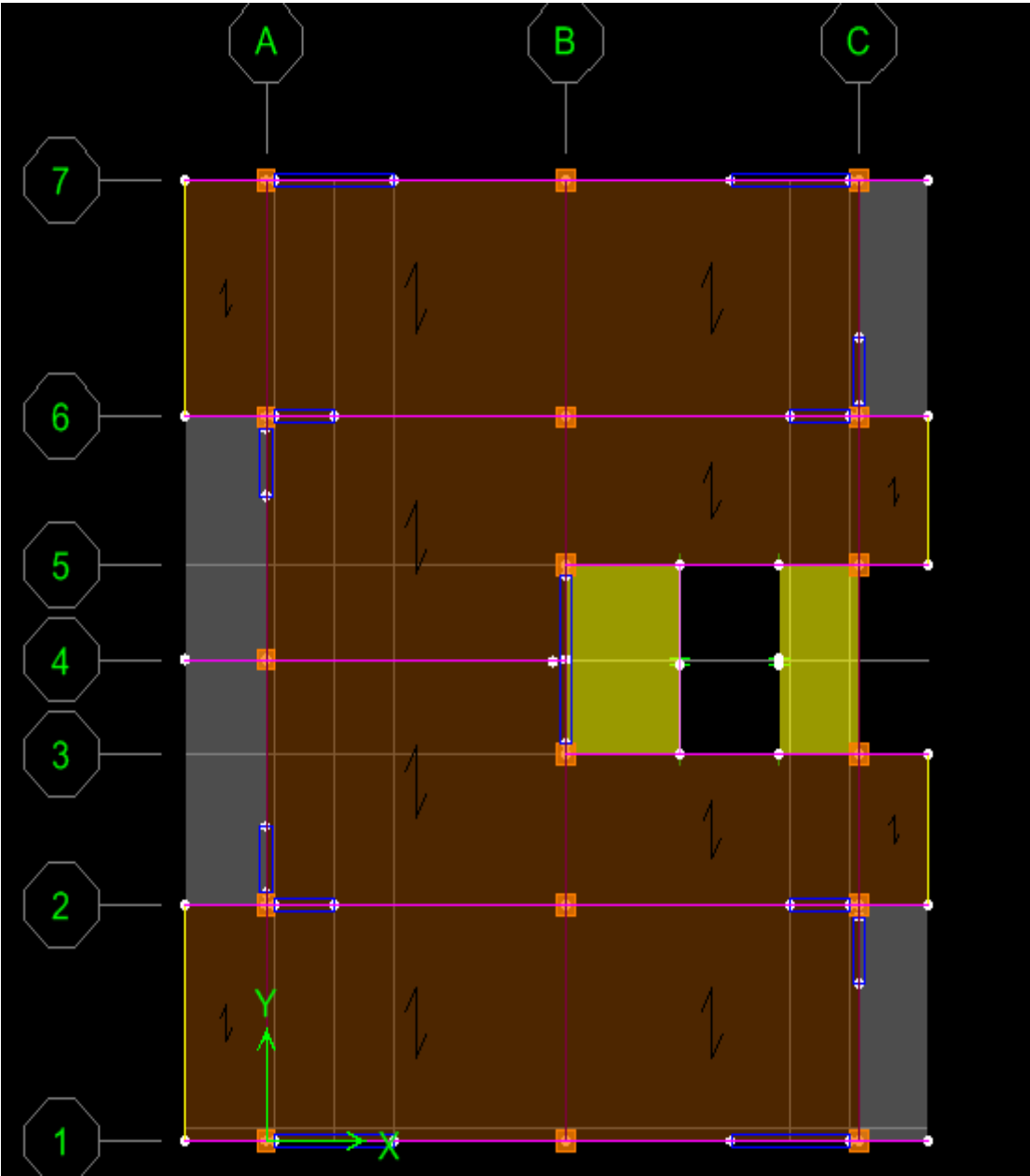


Figure V.12. Résultat après le dessin de tout les cas des éléments plaques.

d. Quatrième étape:

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d’exploitation (Q), pour les définir on clique sur:

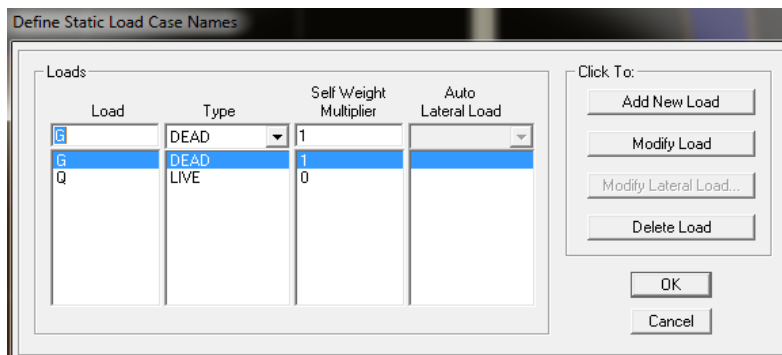
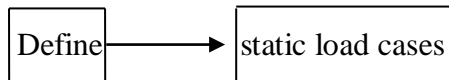
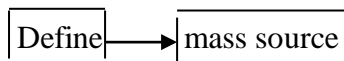


Figure V.13. Définition des charges G et Q.

- Mass- Source:

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source

On donne la valeur 1 pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure, dans notre cas $\beta = 0.2$ (Bâtiments d’habitation, bureaux ou assimilés). Introduire la masse sismique $G + 0,2Q$ par:



β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge D’exploitation donné par le tableau 4.5 RPA99/ 2003

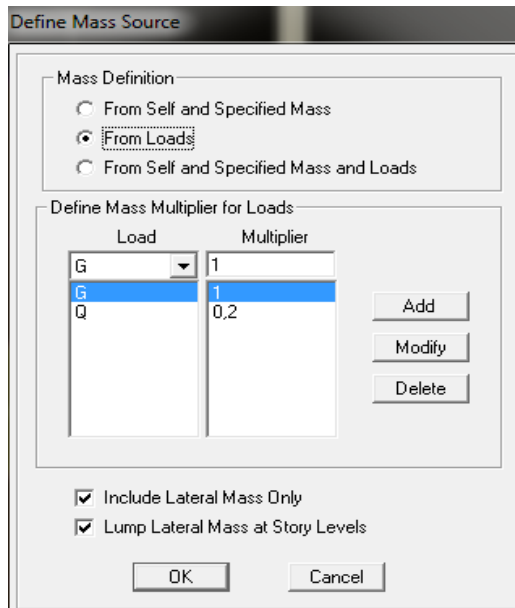


Figure V.14. Définition La masse des planchers.

- **Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel:

- Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir **Annexe 1 du RPA 2003**)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA 2003**)
- Coefficient de comportement : $R = 5$ (contreventement mixte)
- Remplissage : Danse
- Site : S3 (site meuble)
- Facteur de qualité (Q): $Q=1+\sum q$; $Q= 1.20$
- Coefficient D'amortissement : $\xi = 8,5 \%$

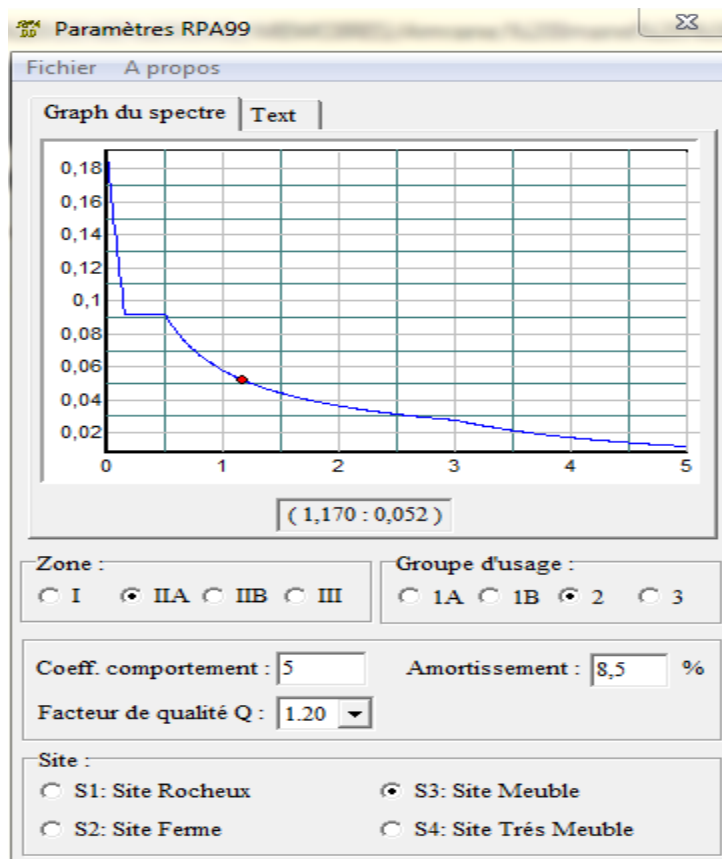
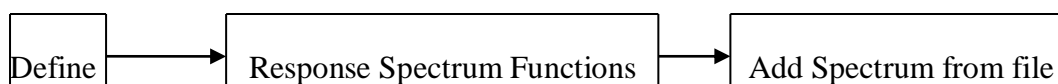


Figure V.15. Spectre de réponse

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet et texte et on enregistre.

Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel ETABS par:



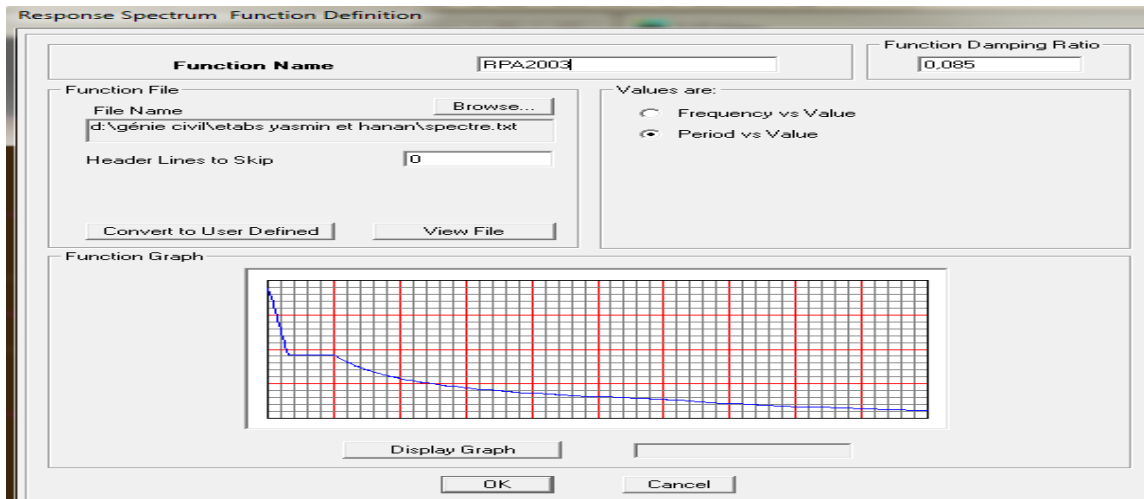


Figure V.16. Introduction du spectre de réponse.

Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E_x et E_y (séisme), pour cela on clique sur:

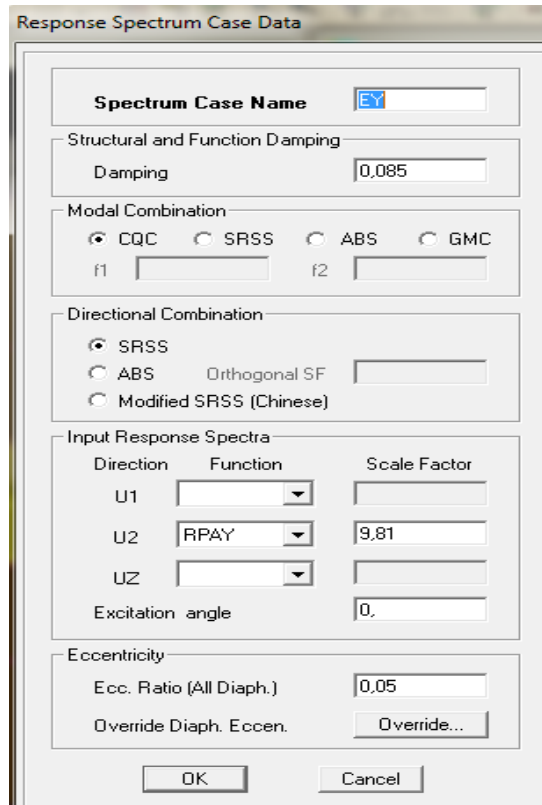
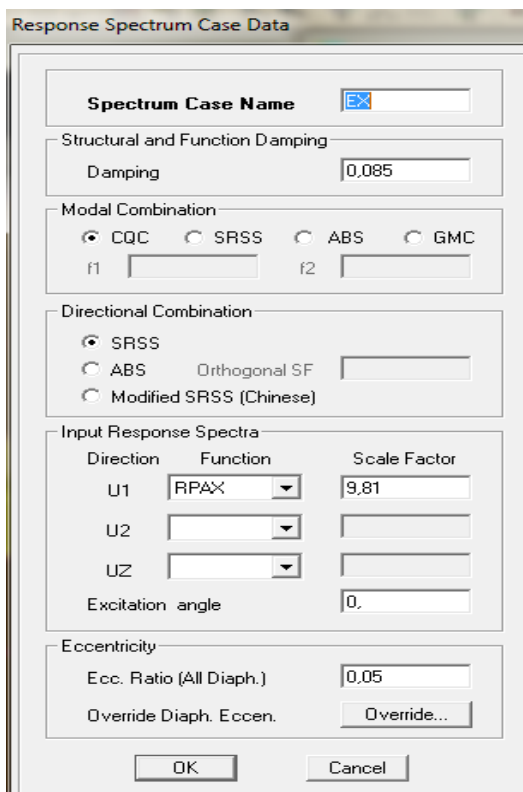
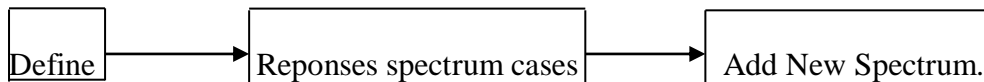
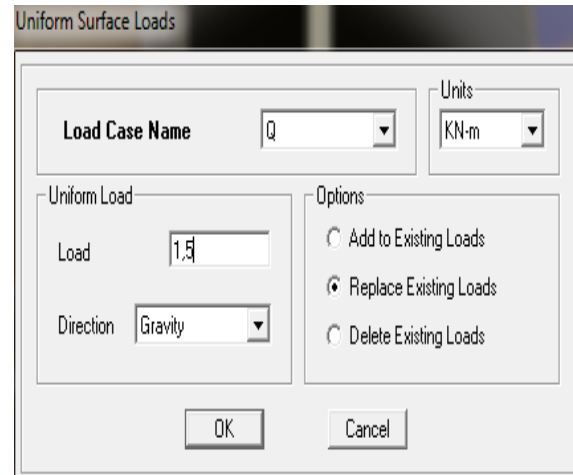
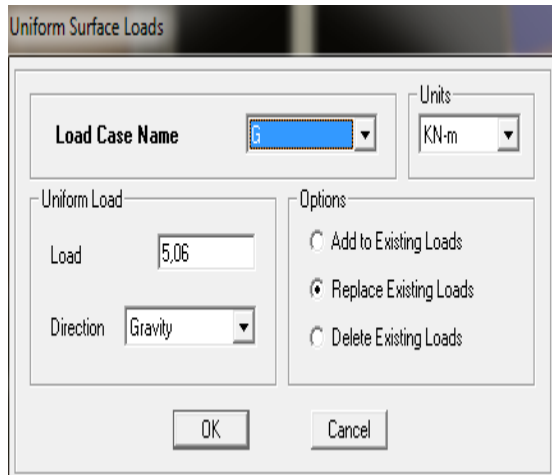
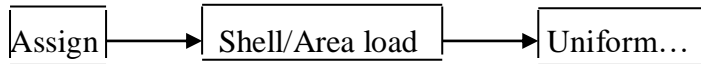


Figure V.17. Définition du chargement E_x et E_y .

e. **Cinquième étape: Chargement**

• **Chargement d'un plancher (élément surfacique):**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur:



f. **Sixième étape: Introduction des combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

• **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS):**

ELU: $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

• **Combinaisons accidentelles du RPA:**

COMB 1et 2: $G + Q \pm Ex$

COMB 3 et 4 : $G + Q \pm Ey$

COMB 5 et 6 : $0.8G \pm Ex$

COMB 7 et 8 : $0.8G \pm Ey$

- **Combinaison poids:**

Poids: $P = G + 0.2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur:

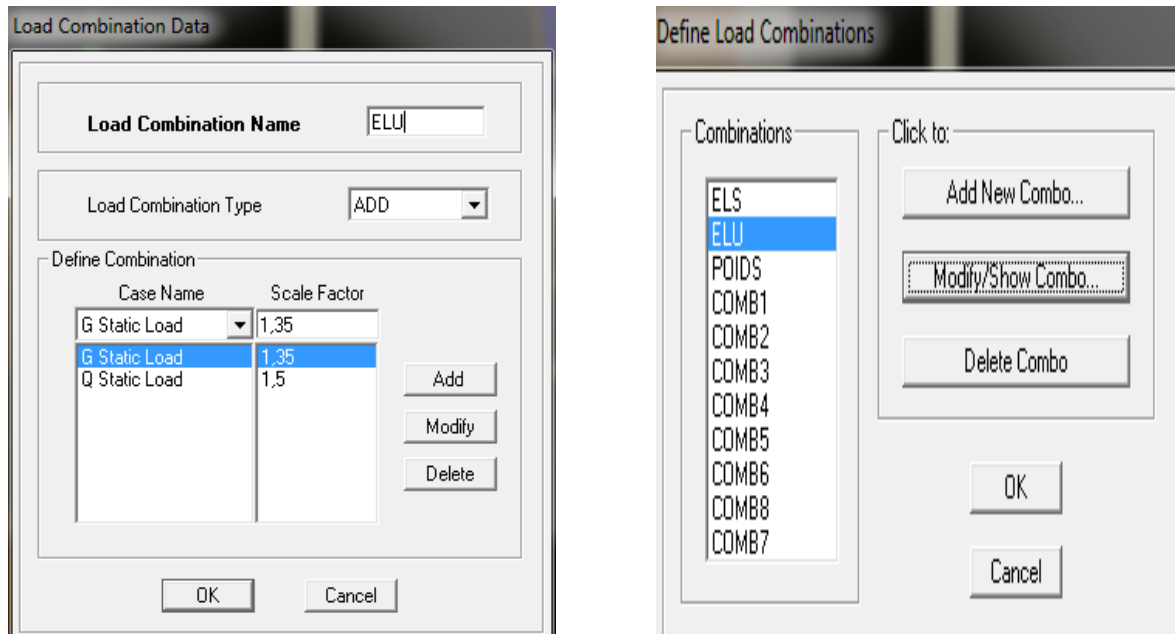
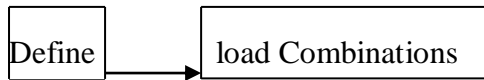
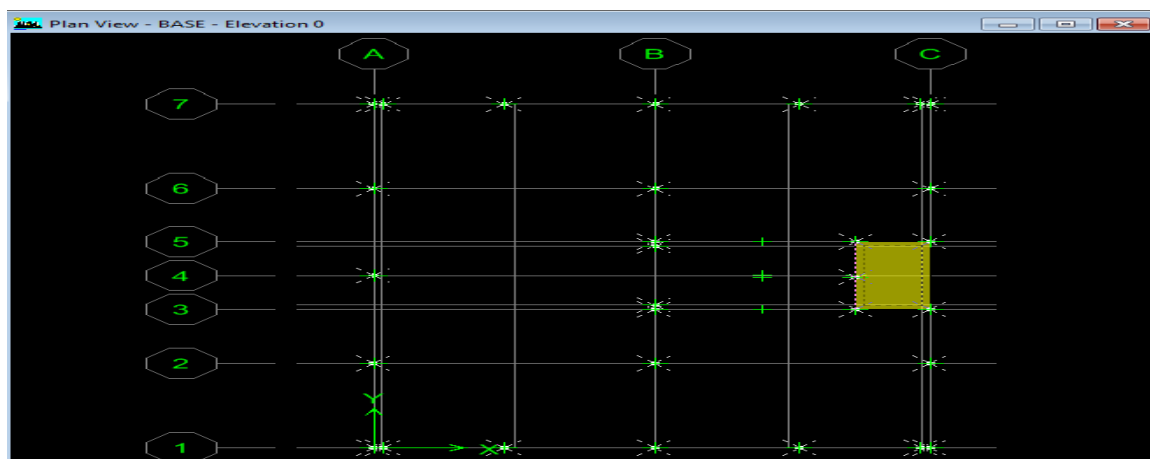



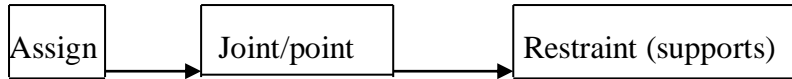
Figure V.18. Introduction des combinaisons d'action

g. **Septième étape:**

- **Encastrement des Appuis:** Les poteaux sont supposés parfaitement encastré dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur:



Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur: 



La fenêtre suivante s'affiche:



Figure V.19. Encastrement des appuis.

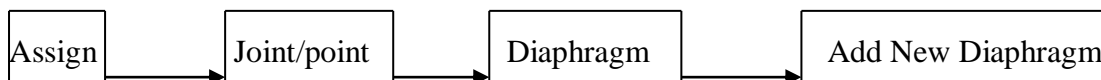
On clique sur le symbole de l'encastrement Puis sur OK

- **Diaphragme:**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds 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 les nœuds du premier plancher puis on fait de même pour tous les planchers

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur:



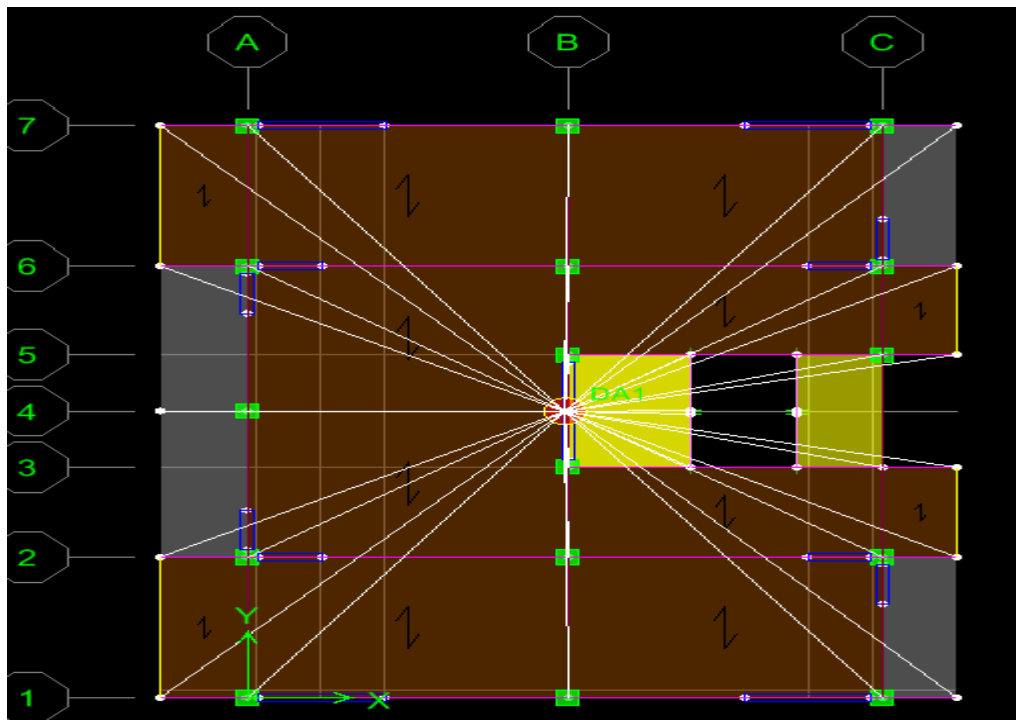
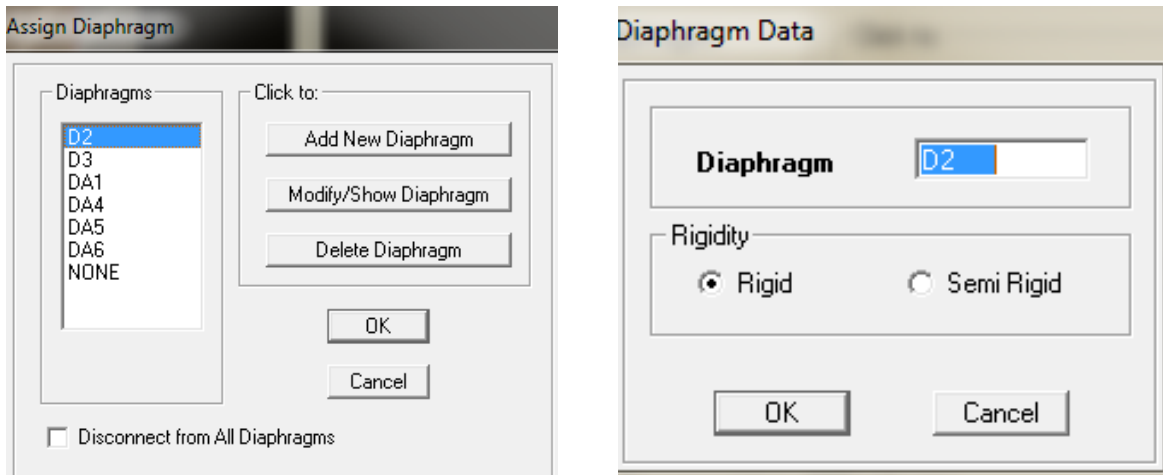


Figure V.19. Définition des diaphragmes.

- Le model final

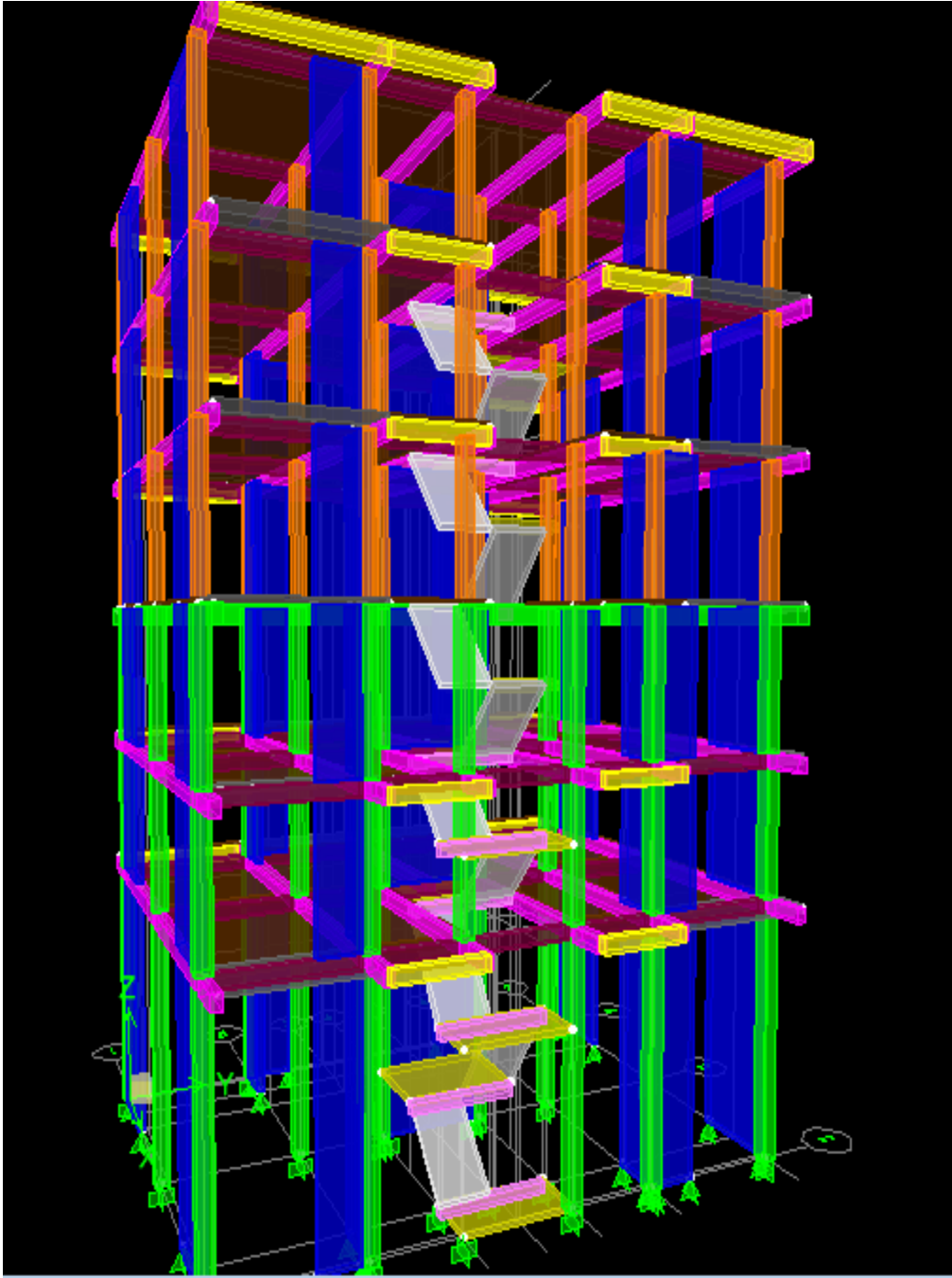


Figure V.20. Le model final en 3D.

- La disposition des voiles en 3D:

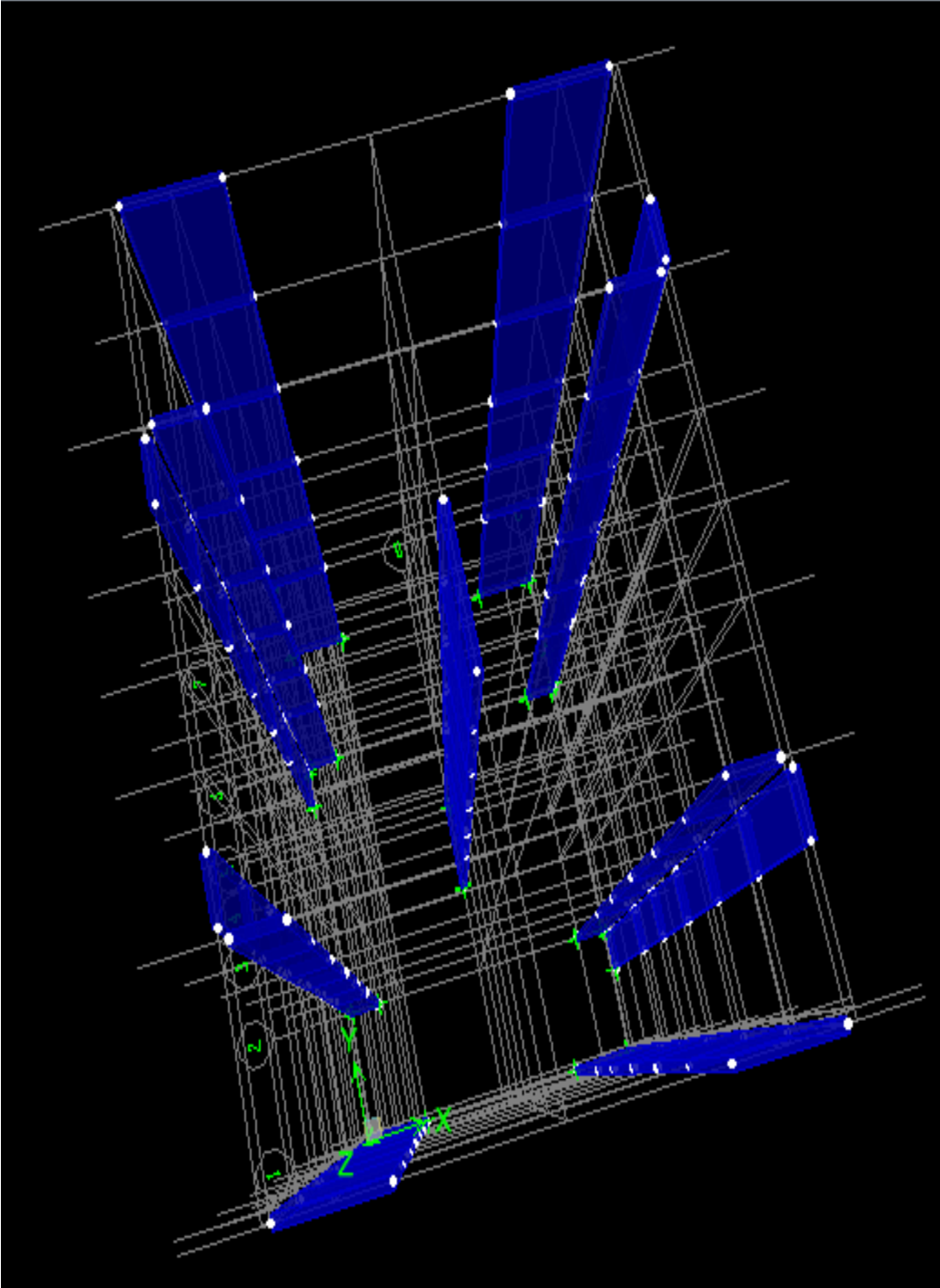


Figure V.21. La disposition des voiles en 3D.

- La disposition des voiles en plan:

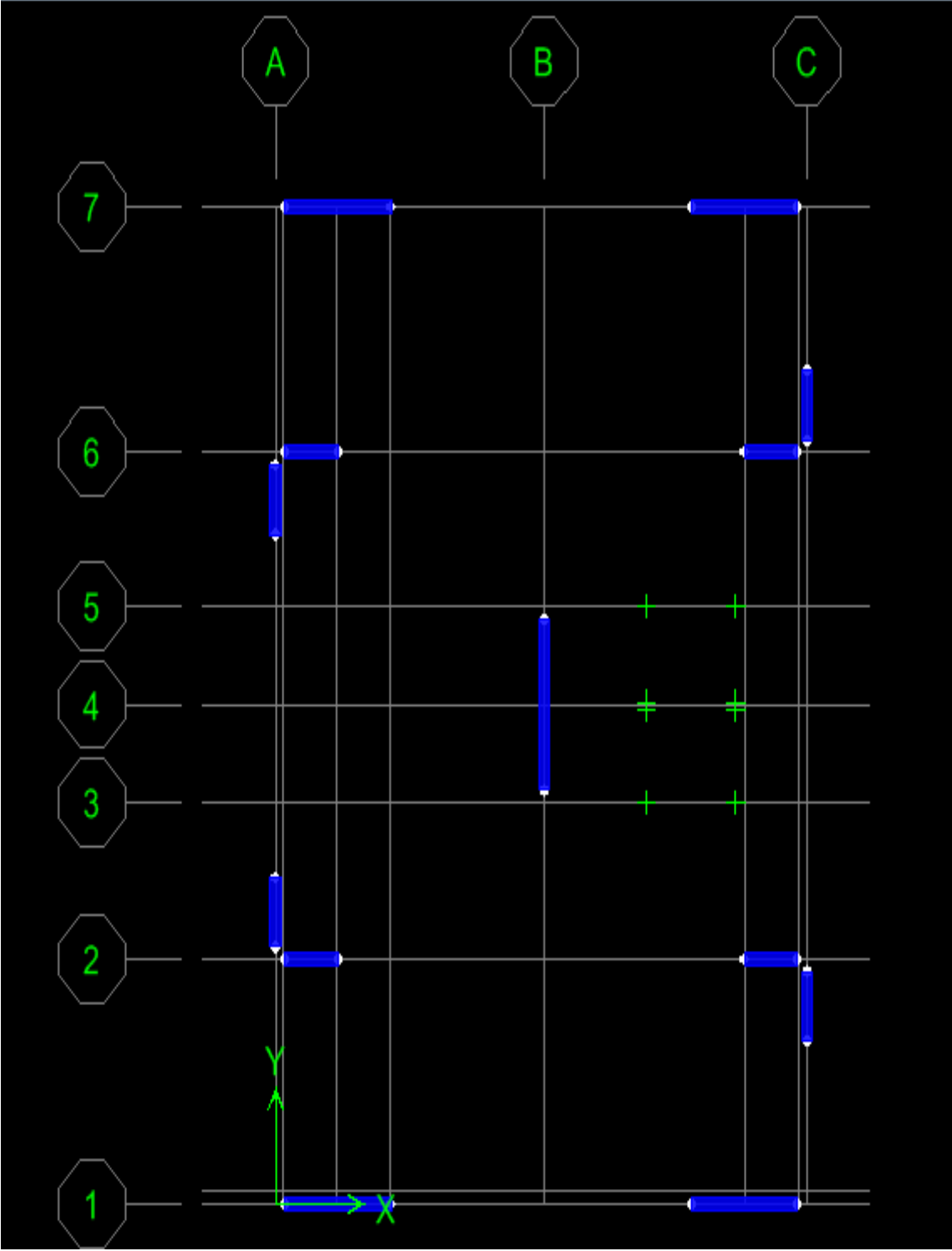


Figure V.22. La disposition des voiles en plan.

h. Huitième étape:

Consiste à démarrer l'exécution du programme d'analyse en spécifiant le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

Pour augmenter le nombre de mode de vibration:



On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit « Number of Modes » et on valide avec OK, validé une autre fois dans la fenêtre de «Analysis option».

Pour le lancement de l'analyse :

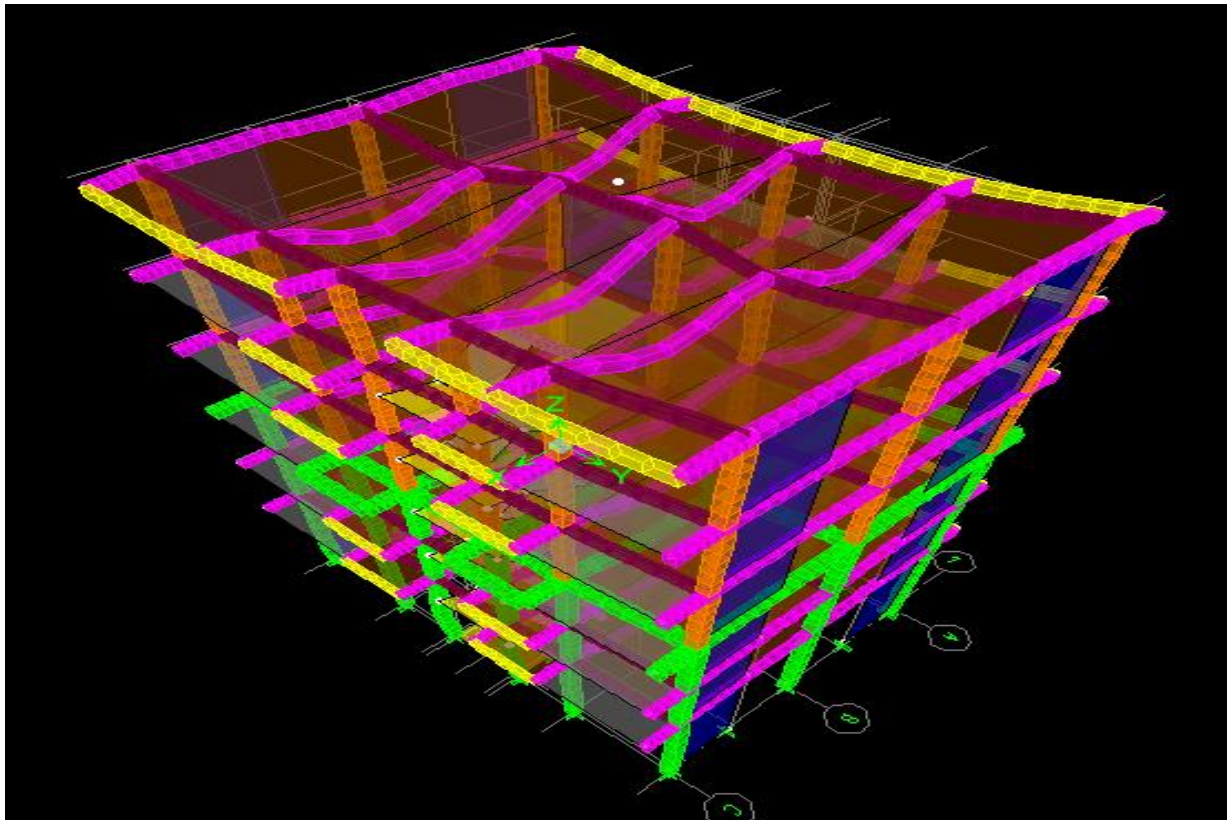
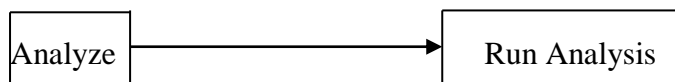


Figure V.23. La déformation de la structure après le lancement d'analyse.

V.5. Méthode de calcul..... (Art 4.1.1 RPA99/2003)

On distingue deux cas de calcul:

✓ **Calcul statique:**

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges Verticales (G et Q).

✓ **Calcul dynamique:**

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E). Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/ 2003).

• **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 prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone I et II et à 30 m en zone III
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a, les conditions complémentaires suivantes:

Zone I : tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

- ✓ groupe 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 à 3 niveaux ou 10 m.

Zone 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 à 2 niveaux ou 08 m.

➤ **Méthode d'Analyse Modale Spectrale: (Art 4.1.3 RPA99/2003)**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse. 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.

➤ **Méthode d'Analyse Dynamique par Accélérogrammes:....(Art 4.1.3 RPA99/2003)**

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.

➤ Notre structure répond aux conditions exigées par le RPA99/version 2003. donc on utilise : Méthode d'Analyse Modale Spectrale

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire les vérifications suivantes:

Estimation de la période fondamentale.

Pourcentage de masse participante.

- 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).

➤ **Estimation de la période fondamentale:..... (Art 4.2.4 RPA99/2003)**

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T_{emp} = \min \left\{ 0,9 \frac{h_n}{\sqrt{D}} ; C_T (h_n)^{3/4} \right\}$$

Avec:

- ✓ **h_n** : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier Niveau (n)
- ✓ **C_T**: Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de Remplissage..... (**Tableau 4.6 du RPA 99/2003**)
- ✓ **D**: dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul considérée.

Donc :

Hauteur totale: h_n = 23.94 m

D'après **le tableau 4.6 du RPA**: C_T = 0.050

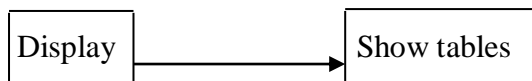
$$D = \begin{cases} \text{Sens X-X : } D_x = 10,4 \text{ m} \\ \text{Sens Y-Y : } D_y = 14,64 \text{ m} \end{cases}$$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %

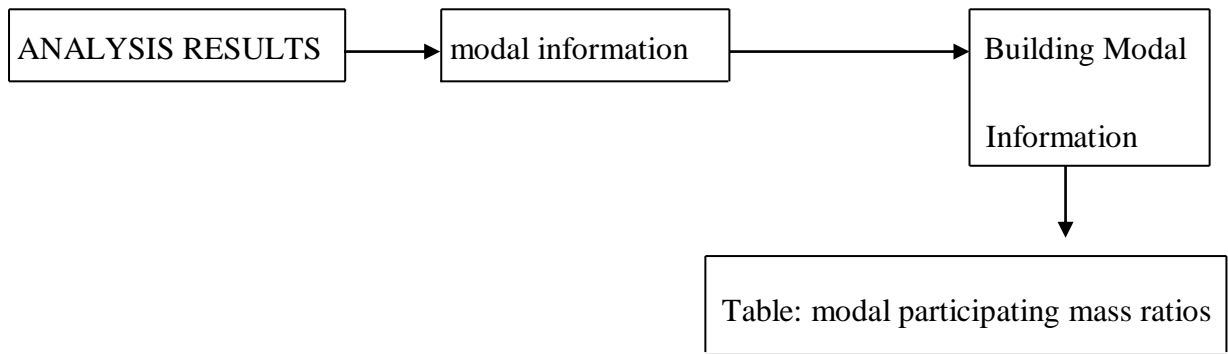
Autrement dit T_{LOG} < T_{RPA}

• **Détermination de la période par le logiciel ETABS:**

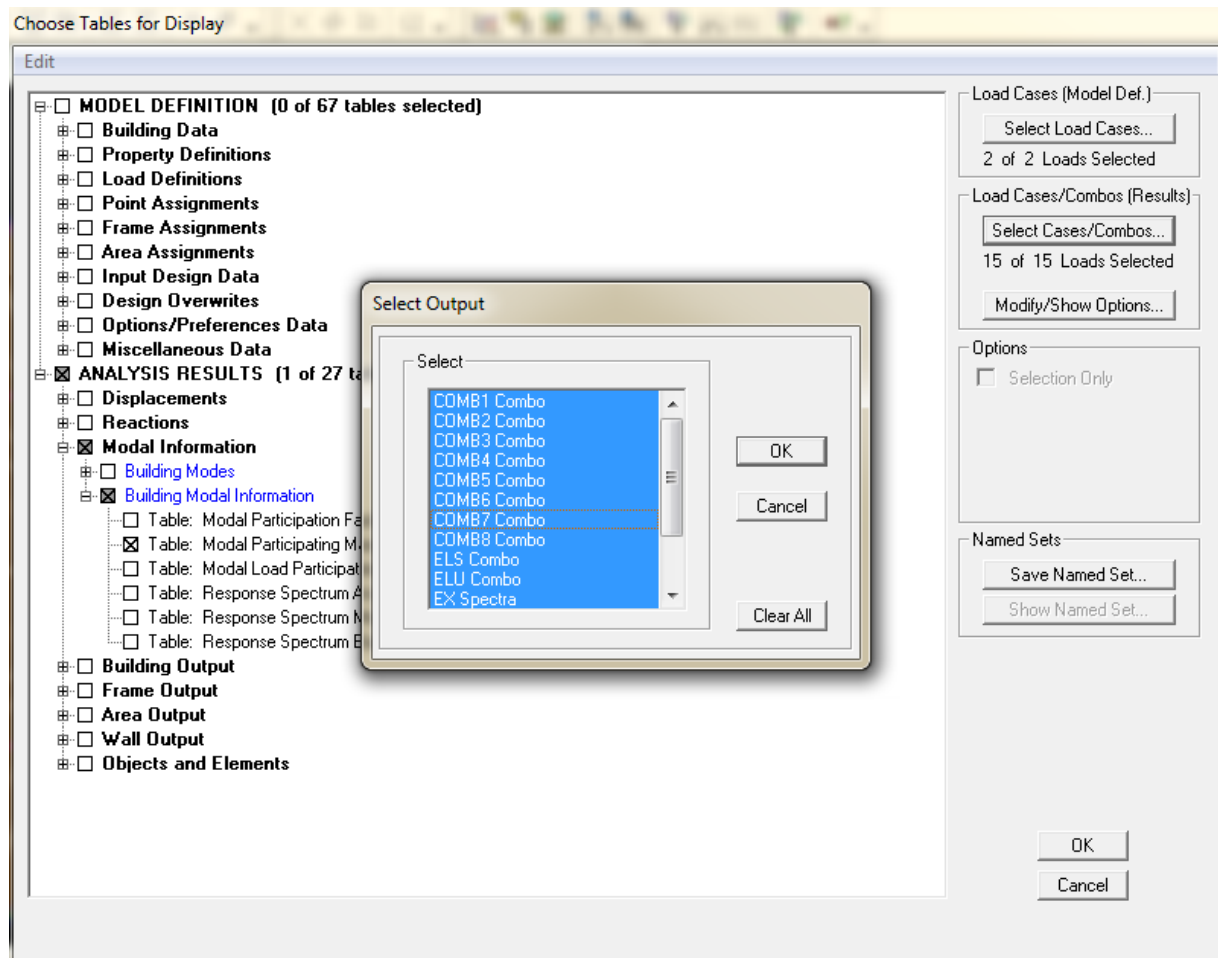
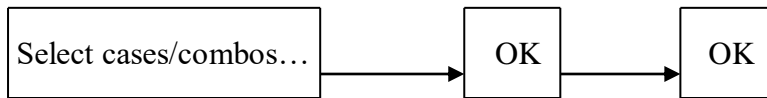
Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le Cheminement ci après:



Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes:



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur:



Les résultats s'afficheront comme suit:

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUY	RZ	SumRX	SumRY
1	0,649975	75,6142	0,0020	0,0000	0,0020	0,0065	0,0024	98,2134
2	0,594214	0,0011	76,2052	0,0000	76,2072	2,4341	96,2678	98,2146
3	0,487520	0,0070	2,4519	0,0000	78,6591	75,1465	99,0876	98,2233
4	0,156807	0,0009	14,8363	0,0000	93,4954	0,0164	99,7032	98,2234
5	0,148124	17,1689	0,0003	0,0000	93,4958	0,0001	99,7032	99,5994
6	0,122402	0,0001	0,0006	0,0000	93,4964	15,5261	99,7065	99,5995
7	0,065688	0,0054	3,3718	0,0000	96,8681	0,0262	99,8779	99,6003
8	0,062564	0,1394	0,0384	0,0000	96,9066	0,0007	99,8808	99,6075
9	0,061216	0,0105	0,0814	0,0000	96,9880	0,0031	99,8867	99,6075
10	0,059939	0,0559	0,2593	0,0000	97,2473	0,0000	99,8945	99,6145
11	0,056053	2,7123	0,0889	0,0000	97,3362	0,0068	99,8974	99,8034
12	0,055002	0,3199	0,3382	0,0000	97,6744	0,0989	99,9108	99,8257

Calcul des périodes empiriques du RPA99/2003 et Comparaison des résultats:

T empiriques (S)	T majorée (S)	T logiciel (S)
$T_{emp} = \min \left\{ C_T (h_n)^{3/4}; \right.$ $\left. 0,09 \frac{hn}{\sqrt{Dx}} ; 0,09 \frac{hn}{\sqrt{Dy}} \right\}$ $T_{emp} = \min \left\{ 0,541 ; \right.$ $\left. 0,668 ; 0,563 \right\}$ <p>Donc : $T_{emp} = 0,541$</p>	$T_{maj} = T_{emp} + 30 \% T_{emp}$ $T_{maj} = 0,541 + 0,30 \times 0,541$ $T_{maj} = 0,70$	$T_{log} = 0,64$

- **Vérification de la période selon les résultats trouvés :**

Il faut trouver que:

$$T_{emp} \leq T_{log} \leq T_{maj}$$

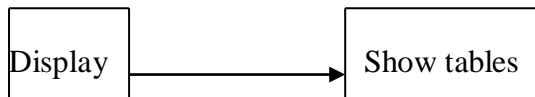
Pour notre cas:

$T_{emp} = 0,54 \text{ s} \leq T_{log} = 0,64 \text{ s} \leq T_{maj} = 0,70 \text{ s} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

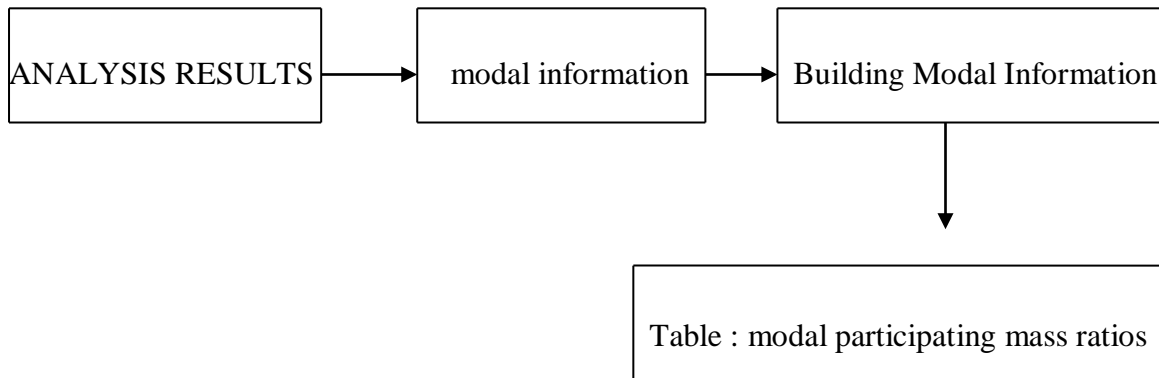
➤ **Pourcentage de la participation de la masse modale :(Art 4.3.4 RPA99/ 2003)**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure dans les deux sens (X-X et Y-Y).

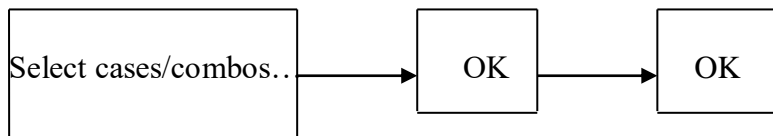
On suit les étapes suivantes pour afficher les résultats dans ETABS:

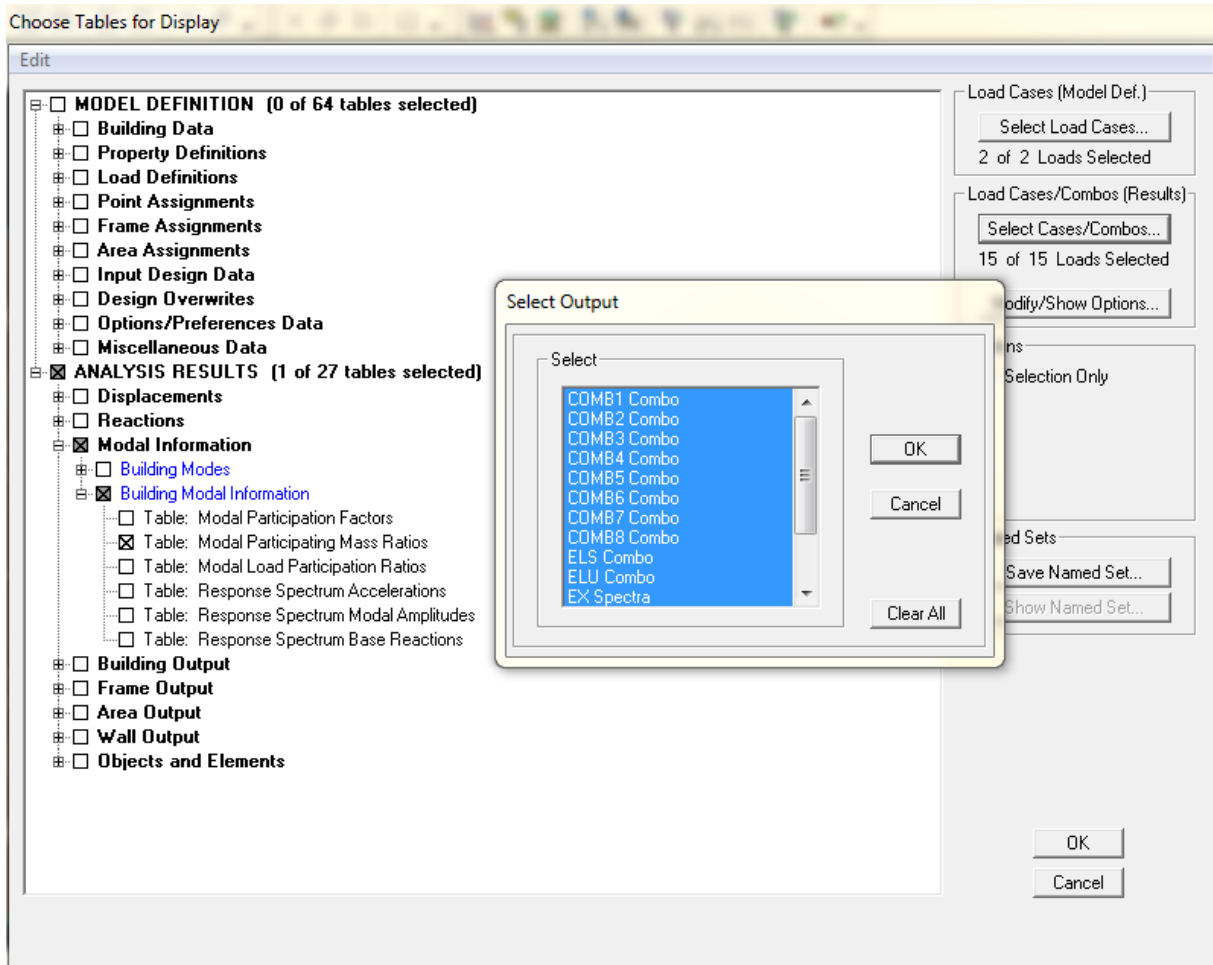


Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes:



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur:





Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,649975	75,6142	0,0020	0,0000	75,6142	0,0020	0,0000	0,0024
2	0,594214	0,0011	76,2052	0,0000	75,6153	76,2072	0,0000	96,2653
3	0,487520	0,0070	2,4519	0,0000	75,6222	78,6591	0,0000	2,8199
4	0,156807	0,0009	14,8363	0,0000	75,6232	93,4954	0,0000	0,6155
5	0,148124	17,1689	0,0003	0,0000	92,7921	93,4958	0,0000	0,0000
6	0,122402	0,0001	0,0006	0,0000	92,7922	93,4964	0,0000	0,0033
7	0,065688	0,0054	3,3718	0,0000	92,7976	96,8681	0,0000	0,1714
8	0,062564	0,1394	0,0384	0,0000	92,9369	96,9066	0,0000	0,0029
9	0,061216	0,0105	0,0814	0,0000	92,9474	96,9880	0,0000	0,0059
10	0,059939	0,0559	0,2593	0,0000	93,0033	97,2473	0,0000	0,0078
11	0,056053	2,7123	0,0889	0,0000	95,7156	97,3362	0,0000	0,0029
12	0,055002	0,3199	0,3382	0,0000	96,0355	97,6744	0,0000	0,0135

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux sens au cinquième mode avec sens X-X : 92.79 % et sens Y-Y : 93.49% ; d'où la condition du RPA est vérifiée.

Déterminations des modes fondamentaux:

Le mode fondamentale est un mode qui mobilise le maximum de masse

Mode1: est une translation suivant X-X avec une mobilisation de masse $U_x = 75,61 \%$

Mode2: est une translation suivant Y-Y avec une mobilisation de masse $U_y = 76,20 \%$

Mode3: est une translation suivant Z-Z avec une mobilisation de masse $R_z = 75,14 \%$

➤ **Vérification de l'excentricité:.....(Art4.3.7 RPA99/2003)**

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 $\pm 0,05 L$.

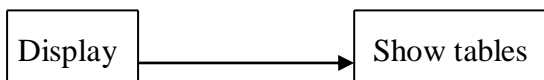
(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$\left\{ \begin{array}{l} X_{CM} - X_{CR} \leq 5 \% L_{max} \\ Y_{CM} - Y_{CR} \leq 5 \% L_{max} \end{array} \right.$$

Avec:

- ✓ X_{CM} : le centre de masse
- ✓ X_{CR} : le centre de torsion

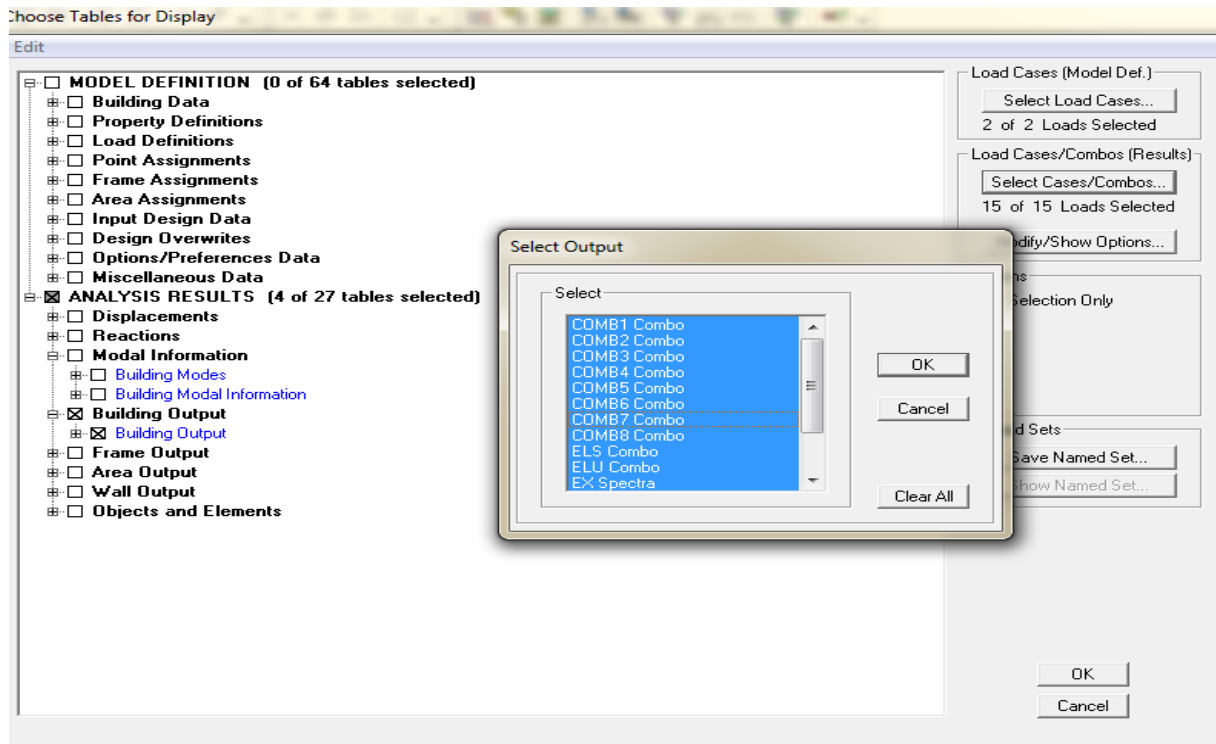
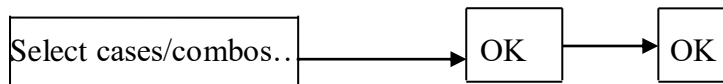
On suit les étapes suivantes pour afficher les résultats dans ETABS:



Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes:



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur:



Les résultats s'afficheront comme suit:

Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity

	Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR
	RDC	DA1	5,004	7,130	5,004	7,130	4,975	7,128
▶	ETAGE3	DA4	4,893	7,122	4,893	7,122	5,346	7,149
	ETAGE4	D5	4,837	7,111	4,837	7,111	5,435	7,154
	ETAGE5	D6	4,852	7,121	4,852	7,121	5,480	7,157
	ETAGE 1	D2	4,905	7,122	4,905	7,122	5,091	7,134
	ETAGE 2	D3	4,899	7,122	4,899	7,122	5,226	7,142

Navigation icons: [Home] [Left] [Right] [End]

OK

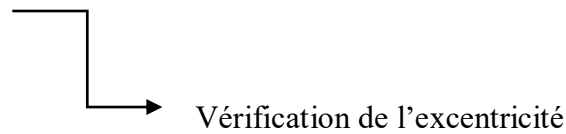
On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcul leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant:

Story	diaphragm	X cm	X cr	Ex	Y cm	Y cr	ey
RDC	DA1	5 ,004	4,975	0,029	7,130	7,128	0,002
Etage 1	D2	4,905	5,091	-0,186	7,122	7,134	-0,012
Etage 2	D3	4,899	5,226	-0,327	7,122	7,142	-0,02
Etage 3	DA4	4,893	5,346	-0,453	7,122	7,149	-0,027
Etage 4	DA5	4,837	5,435	-0,598	7,111	7,154	-0,043
Etage 5	DA6	4,852	5,480	-0,628	7,121	7,157	-0,036

Tableau V.1 Vérification de l'excentricité.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de Gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante:

Sens longitudinal	$ex_{max} = 0,628$	$5\% Lx = 0,05 \times 12,85 = 0,64$	Condition vérifiée
Sens transversal	$ey_{max} = 0,043$	$5\% Ly = 0,05 \times 14,24 = 0,712$	Condition vérifiée

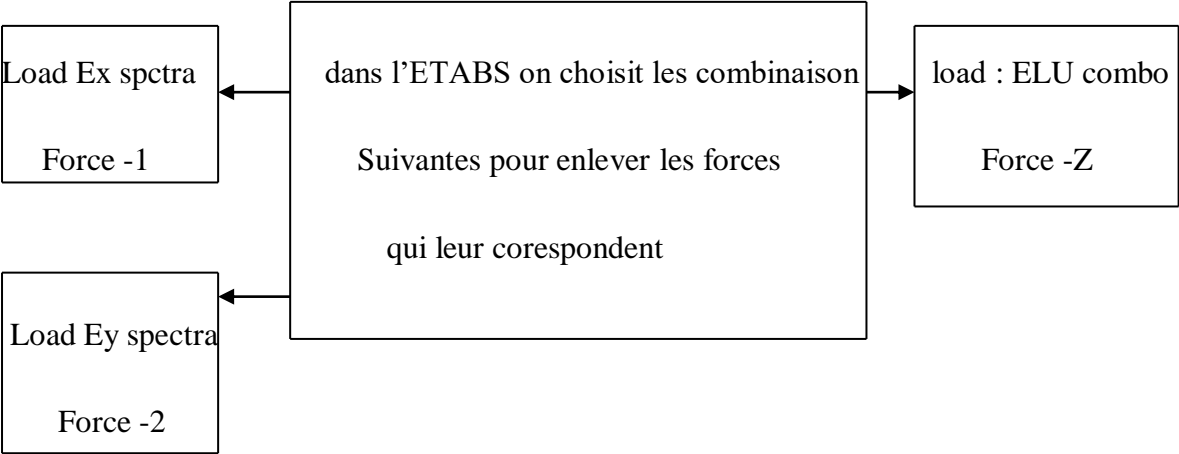
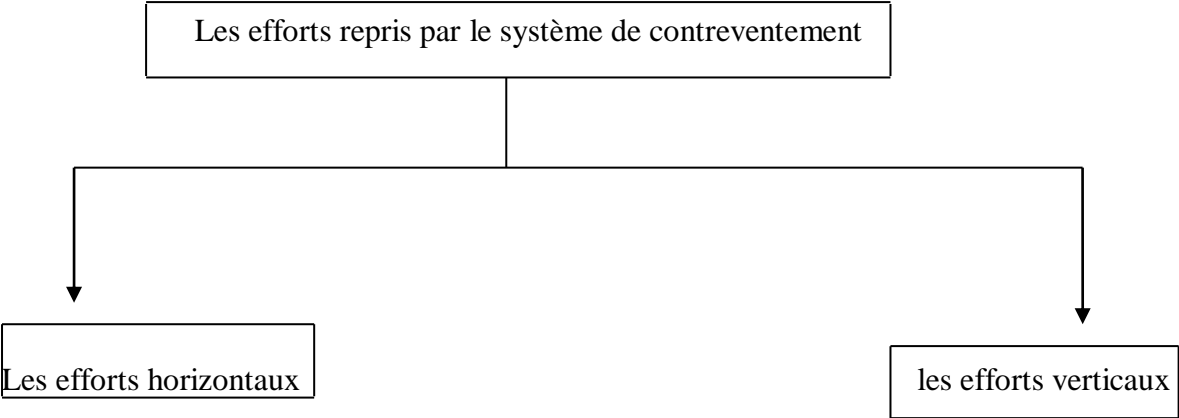


$$ex_{max} = |X_{CM} - X_{CR}| = 0,62 \text{ m} \leq 5\% Lx = 0,64 \text{ m}$$

$$ey_{max} = |Y_{CM} - Y_{CR}| = 0,043 \text{ m} \leq 5\% Ly = 0,712 \text{ m}$$

➤ **Justification du système de contreventement:.....(Art 3.4.A RPA99/2003)**

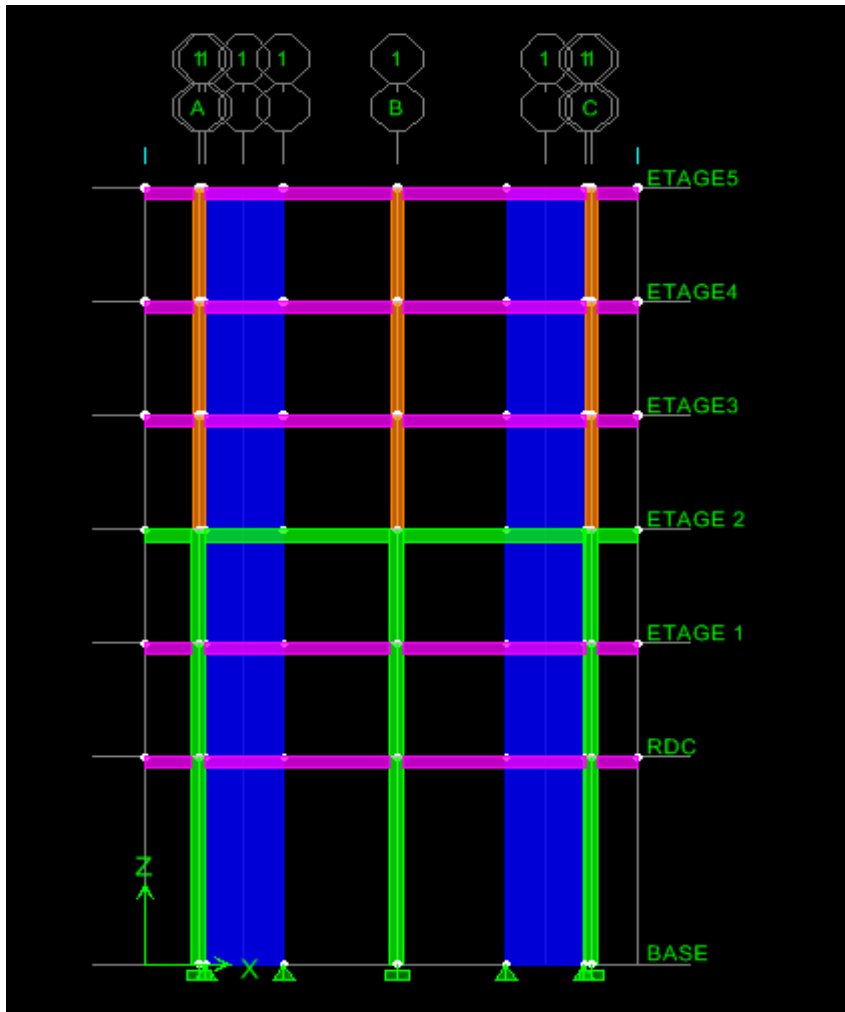
L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer



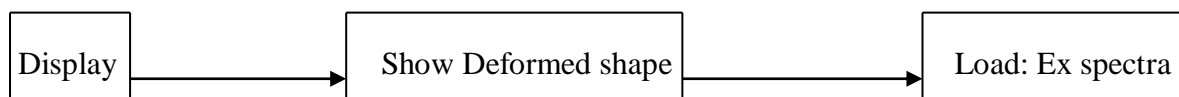
Exemple pour Ex spectra:

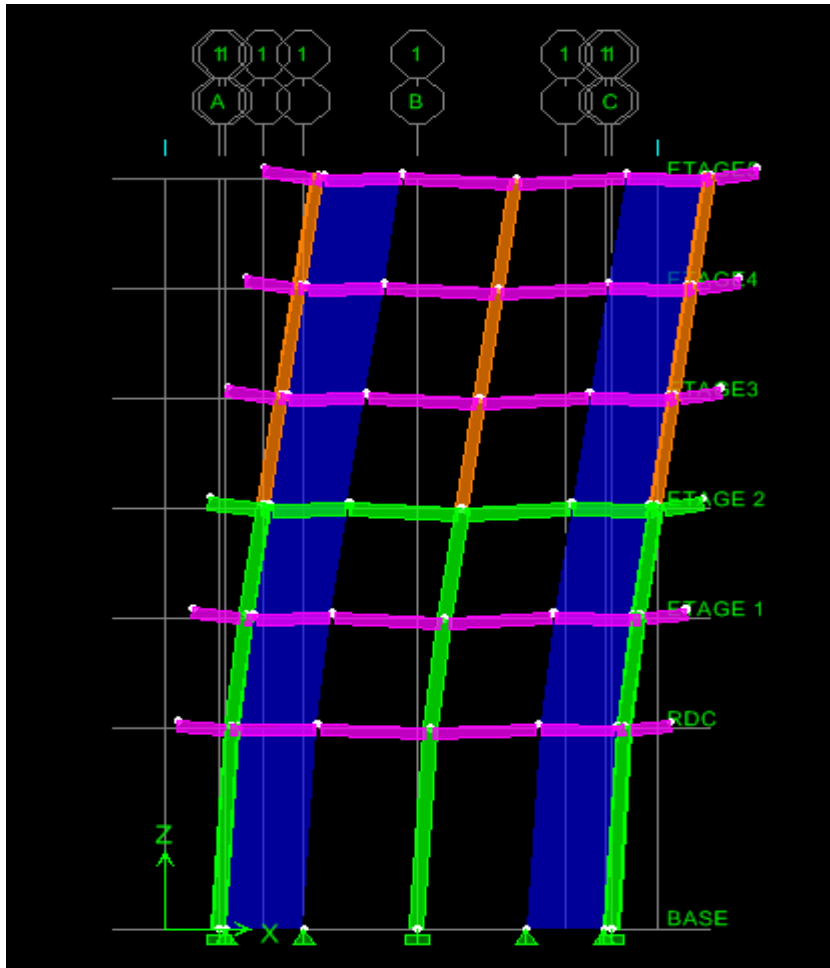
On suit les étapes suivantes:

- 1- On met le modèle en élévation suivant (X-Z):

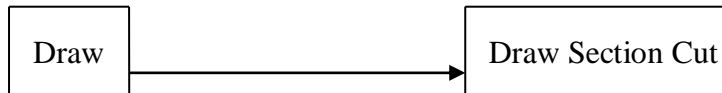


- 2- On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

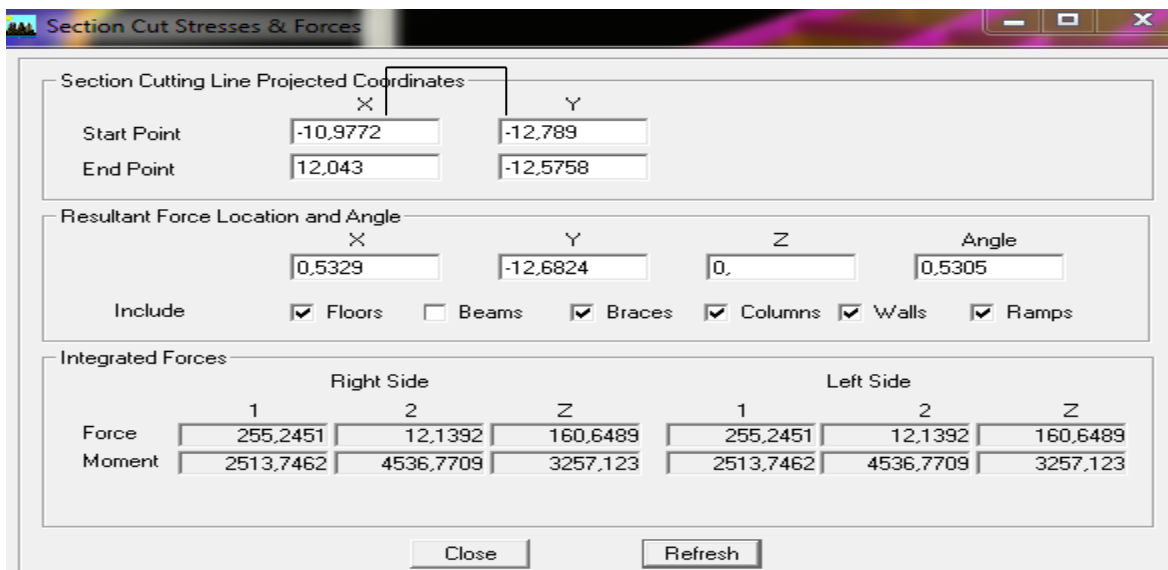




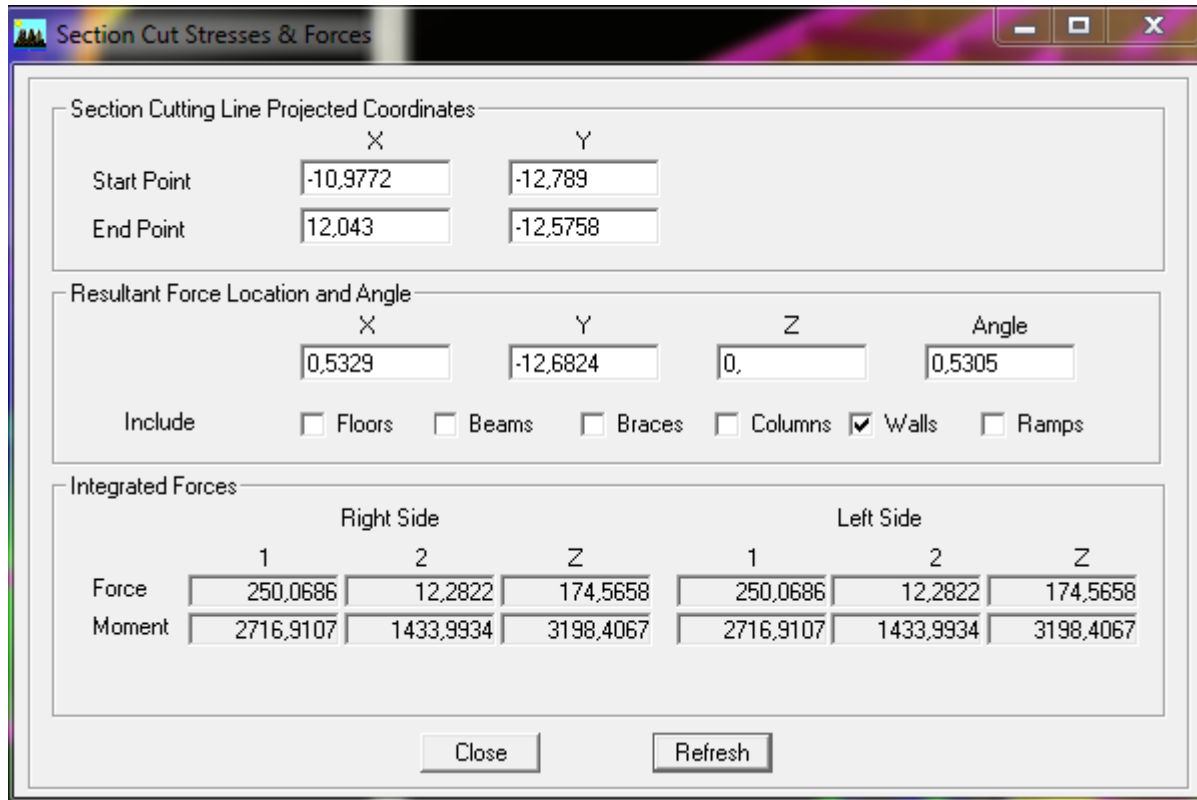
3- après avoir met la structure en élévation on coupe à la base avec:



Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



- 4- Ensuite, on clique sur Refresh et on relève la valeur sur la case (Force-1)
- 5- Puis on décoche les cases columns, floors, beams, braces, ramps et on clique sur refresh comme indiqué sur l'image suivante:



- 6- Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

De même pour le sens transversal on met d'abord le model en élévation suivant (Y-Z), il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2).

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison ELU puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

Tableau Récapitulatif des résultats:

Tableau : Justification du système de contreventement

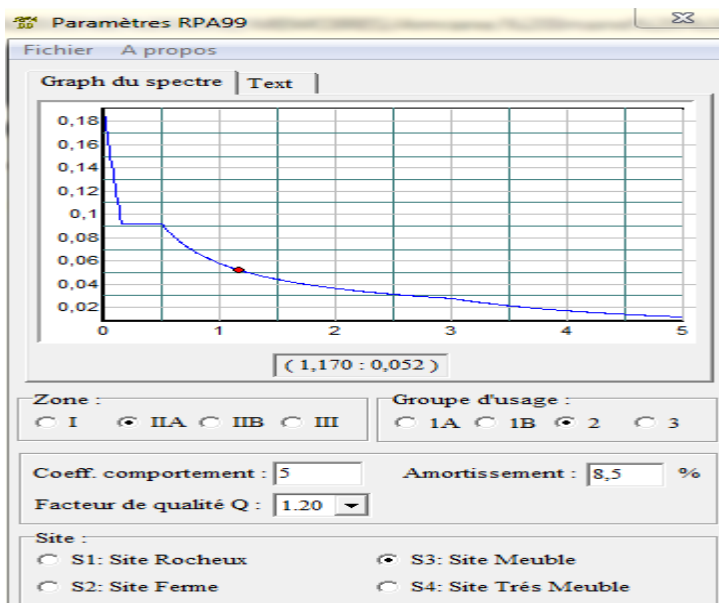
unités	Forces reprises par les voiles et les poteaux		Forces reprises par les voiles uniquement	
	(KN)	(%)	(KN)	(%)
Sens Ex	255,24	100	250,06	97,97
Sens Ey	518,23	100	493,26	95,18
ELU	11116,59	100	5906,02	53,12

Tableau V.2. Justification du système de contreventement.

Méthode de calcul: $\frac{\text{forces reprises par les voiles uniquement}}{\text{forces reprises par les voiles et les poteaux}} \times 100$

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$.

D’après l’**Art 3.4.A du RPA 99/2003** qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs et les portiques; dont le coefficient de comportement **R = 5** ce qui nous a amené à garder le spectre et l’introduire dans **ETABS**.



➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base:..... (Art 4.2.3 RPA99/2003)**

La résultante des forces sismiques à la base V_t 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.....(Art 4.2.3 RPA99/2003)

Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V/V_t$

• **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente:**

$$V_{RPA} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T \dots \dots \dots \text{Formule 4.1 du RPA99/2003}$$

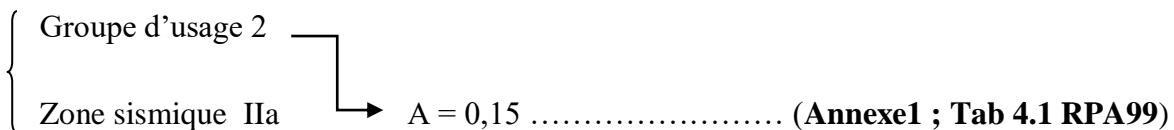
Avec :

- ✓ A: coefficient d'accélération de zone, dépend 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 9.7.0
- ✓ R : coefficient de comportement global de la structure.
- ✓ Q : facteur de qualité

• **Calcul des paramètres A, D, Q, et R:**

➤ **Calcul de A:**

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :



➤ Calcul de R :

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement **R = 5** (contreventement par voiles porteurs).

➤ Calcul de D:

D: facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2 de RPA99/2003), il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \longrightarrow & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & \longrightarrow & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & \longrightarrow & T \geq 3.0\text{s} \end{cases}$$

Avec :

$$T_{\text{etabs}} = 0,64 \text{ s}$$

T₂: Période caractéristique, associée à la catégorie du site

Dans notre cas : Site 3 selon **tableau 4.7 du RPA 99/2003** la valeur de T₂ est:

$$T_2(S3) = 0.5 \text{ s}$$

Donc :

$$D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \longrightarrow T_2 = 0.5 \text{ s} < T = 0.64 \text{ s} < 3.0 \text{ s}$$

✓ η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$

✓ ξ %: Pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le **tableau 4.2 RPA 99/2003** présenté ci-après:

remplissage	Portiques		Voiles ou murs Béton armé / maçonnerie
	Béton armé	Acier	
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons: $\xi = 8,5 \%$

D'où : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,8 \geq 0,7$condition vérifiée

Alors : $D = 2.5 (0,8) (0.5/0.64)^{2/3} = 1,69$

➤ **Calcul de Q:**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction:

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^n pq$

✓ pq: la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Redondance en plan:

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximales et minimales d'espacement ne dépassant pas 1.5

Suivant x-x : Condition vérifiée. $P_x = 0$

Suivant y-y : Condition vérifiée. $P_y = 0$

Régularité en plan:**Condition de symétrie:**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux Directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition non vérifiée.**

Donc:

La régularité en plan non vérifiée $pq= 0.05$

- **Condition de régularité en élévation:**
- **La continuité du système de contreventement:**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation: Le bâtiment est contreventé par voiles porteurs, continue de bas vers le haut et de même nature **Condition vérifiée.**

Donc:

La continuité du système de contreventement non vérifiée $pq= 0$

La vérification des masses et rigidités:

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent Progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

Condition non vérifiée.

Donc:

La vérification des masses et rigidités est non vérifiée $pq= 0.05$

Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:

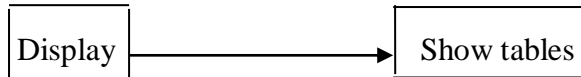
Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Donc:

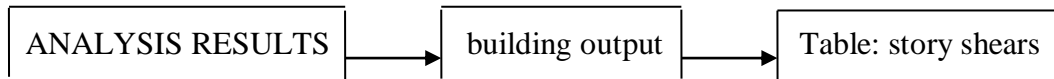
$$Q=1+\Sigma Pq = 1 + 0.05 + 0.05 + 0,1 = 1.20$$

➤ **Calcul du poids total de la structure Wt:**

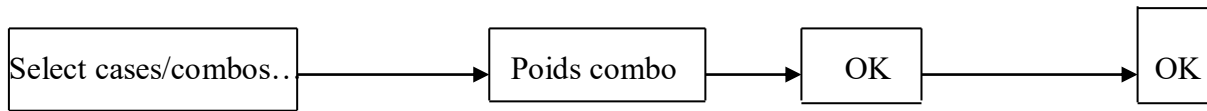
On suit les étapes suivantes pour afficher les résultats dans ETABS:



Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes:



Puis on définit la combinaison poids en cliquant sur:



	Story	Load	Loc	P	T	MY
▶	ETAGE5	POIDS	Top	1291,21	0,000	-6237,651
	ETAGE5	POIDS	Bottom	1691,31	0,000	-8276,529
	ETAGE4	POIDS	Top	2854,76	0,000	-13754,643
	ETAGE4	POIDS	Bottom	3365,64	0,000	-16712,003
	ETAGE3	POIDS	Top	4529,09	0,000	-22190,117
	ETAGE3	POIDS	Bottom	5039,97	0,000	-25147,476
	ETAGE 2	POIDS	Top	6369,84	0,000	-31447,601
	ETAGE 2	POIDS	Bottom	6922,22	0,000	-34625,606
	ETAGE 1	POIDS	Top	8085,67	0,000	-40103,720
	ETAGE 1	POIDS	Bottom	8641,55	0,000	-43312,024
	RDC	POIDS	Top	9805,01	0,000	-48790,138
	RDC	POIDS	Bottom	10810,35	0,000	-54399,769

On lis La valeur de P à la basse (bottom)

Du logiciel ETABS:

$$P = W_t = 10810,35\text{KN}$$

Tableau récapitulatif des résultats:

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,69
Facteur de qualité Q	1,20
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure Wt (KN)	10810,35

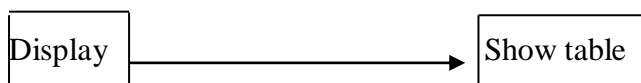
Calcul de VRPA:

$$V_{RPA} = \frac{0,15 \times 1,69 \times 1,2}{5} \times 10810,35$$

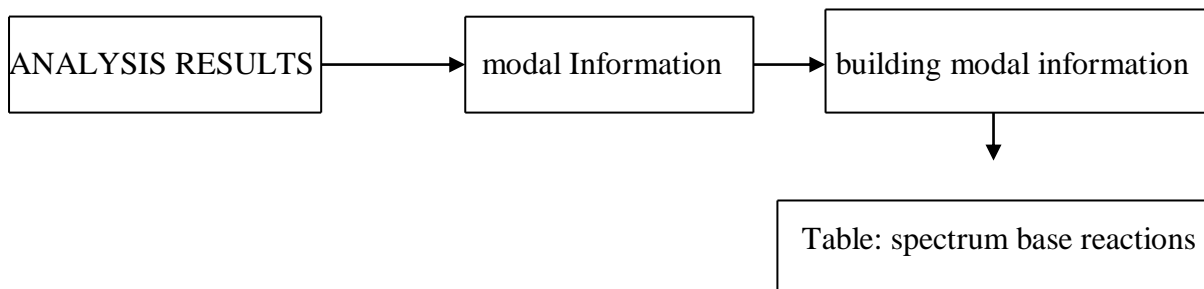
$$V_{RPA} = \mathbf{657,70\text{ KN}}$$

• **Détermination de l'effort tranchant a la base par ETABS:**

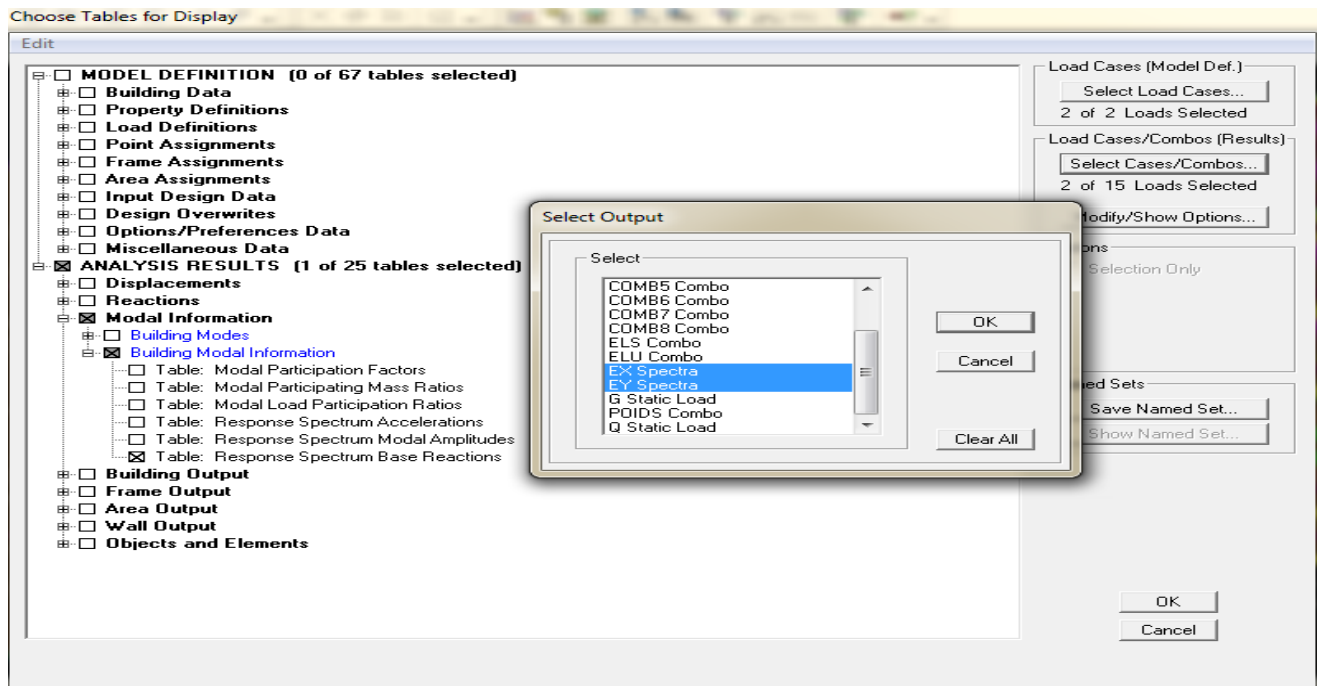
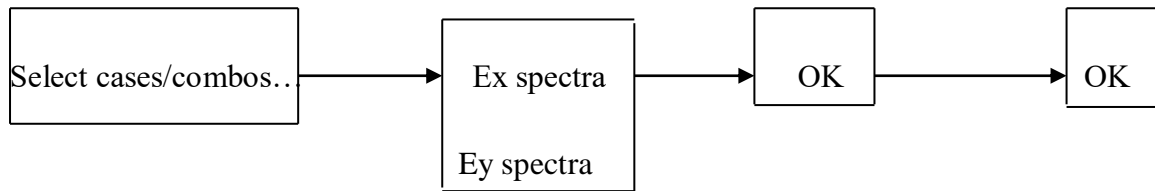
Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :



Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes:



Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur:



Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	10	U1	0,85	-1,83	0,00	4,387	4,139	-19,41
	EX	11	U1	42,03	7,61	0,00	-18,962	153,389	-308,6
	EX	12	U1	4,98	5,12	0,00	-14,145	18,160	3,775
	EX	All	All	620,28	11,02	0,00	46,369	9397,819	4404,2
	EY	1	U2	3,05	0,02	0,00	-0,240	48,094	-21,61
	EY	2	U2	-2,42	634,79	0,00	-9864,068	-35,169	3059,7
	EY	3	U2	-1,23	23,03	0,00	-341,510	-18,968	257,32
	EY	4	U2	1,10	139,37	0,00	-392,493	4,409	707,64
	EY	5	U2	-0,73	0,00	0,00	0,009	-2,852	5,207
	EY	6	U2	0,00	0,01	0,00	-0,218	0,025	-1,931
	EY	7	U2	-2,00	50,12	0,00	-156,242	-10,834	264,02
	EY	8	U2	1,10	0,58	0,00	-2,197	3,456	-3,59
	EY	9	U2	-0,44	1,23	0,00	-4,590	-0,408	4,122
	EY	10	U2	-1,83	3,95	0,00	-9,451	-8,918	41,83
	EY	11	U2	7,61	1,38	0,00	-3,433	27,772	-55,88
	EY	12	U2	5,12	5,27	0,00	-14,544	18,673	3,881
	EY	All	All	11,02	664,47	0,00	10027,636	52,317	3261,4

OK

Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et La méthode statique équivalente :

$$V_{X_{dyn}} = F1 = V_x = 620,28 \text{ KN}$$

$$V_{Y_{dyn}} = F2 = V_y = 664,47 \text{ KN}$$

Comparaison:

$$V_{statique} = V_{RPA} = 657,70 \text{ KN}$$

$$0,8 V_{RPA} = 526,16 \text{ KN}$$

$$V_{X_{dyn}} = 620,28 \text{ KN} > 80\% V_{RPA} = 526,16 \text{ KN}$$

$$V_{Y_{dyn}} = 664,47 \text{ KN} > 80\% V_{RPA} = 526,16 \text{ KN}$$

Conclusion :

$V_{etabs} > 0.8 V_{MSE} \dots\dots$ (Art4.3.6 du RPA99/ 2003) est vérifié

➤ **Vérification des déplacements relatifs..... (Art4.4.3 RPA 99/2003)**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe **4.2.10 du RPA 99/2003** mentionné dans (**Art 5.10 du RPA 99/2003**) , ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit:

$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$ (Formule 4-19 du RPA99/2003)

Avec :

- ✓ δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)
- ✓ **R** : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égale à:

$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$ (Formule 4-20 du RPA99/2003)

Soit :

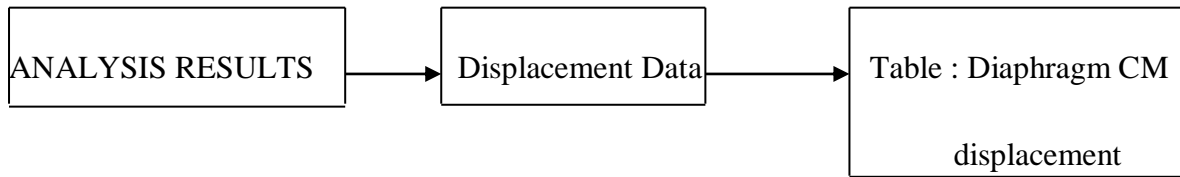
- ✓ δ_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.
- ✓ δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.
- ✓ $\Delta_{Kx} = \delta_{Kx} - \delta_{Kx-1}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-i)
- ✓ $\Delta_{Ky} = \delta_{Ky} - \delta_{Ky-1}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-i)
- ✓ **he**: hauteur de l'étage considéré.

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs par le logiciel **ETABS**, on suit les étapes suivantes:

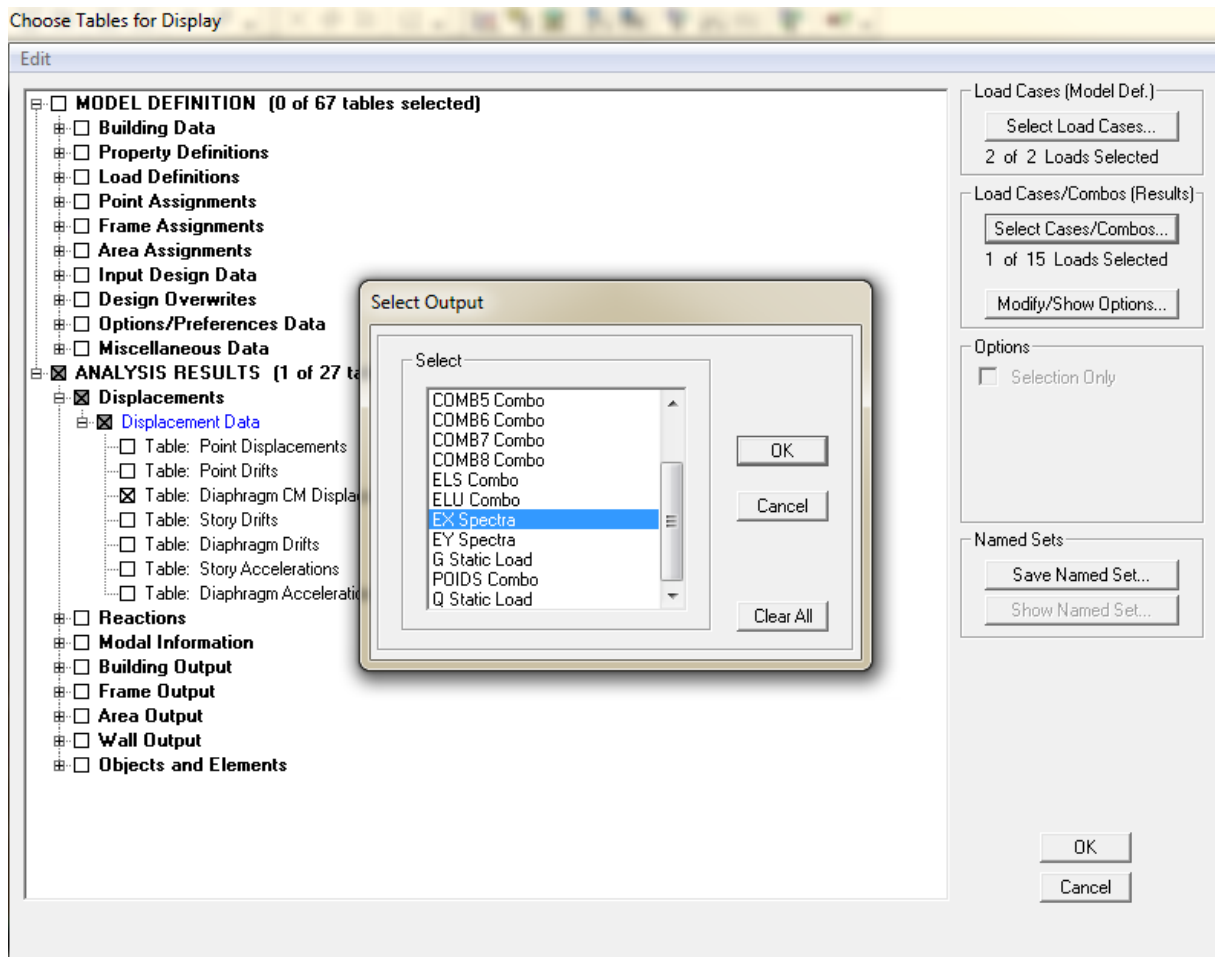
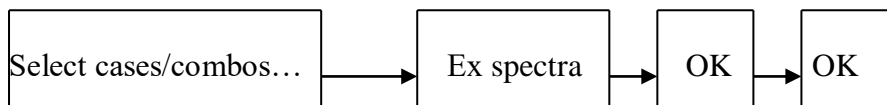
➤ **Sens longitudinal:**



Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes:



Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur:



➤ **Sens transversal:**

Les mêmes étapes pour le sens transversal sauf qu'au lieu de sélectionner la combinaison EX on doit sélectionner EY

Les résultats s'afficheront comme suit:

Diaphragm CM Displacements				
Edit View				
	Story	Diaphragm	Load	UX
	ETAGE5	D6	EX	0,0116
	ETAGE4	D5	EX	0,0095
	ETAGE3	DA4	EX	0,0073
▶	ETAGE 2	D3	EX	0,0052
	ETAGE 1	D2	EX	0,0032
	RDC	DA1	EX	0,0015

Diaphragm CM Displacements				
Edit View				
	Story	Diaphragm	Load	UY
▶	ETAGE5	D6	EY	0,0100
	ETAGE4	D5	EY	0,0084
	ETAGE3	DA4	EY	0,0067
	ETAGE 2	D3	EY	0,0049
	ETAGE 1	D2	EY	0,0032
	RDC	DA1	EY	0,0015

story	Diaphragme	δ_{kx} [m]	ΔK_x	δ_{ky} [m]	ΔK_y	1% he	vérification
ET 5	D6	0,0116	0,0021	0,0100	0,0016	0,0306	Condition vérifiée
ET4	D5	0,0095	0,0022	0,0084	0,0017	0,0306	Condition vérifiée
ET 3	DA4	0,0073	0,0021	0,0067	0,0018	0,0306	Condition vérifiée
ET 2	D3	0,0052	0,002	0,0049	0,0017	0,0306	Condition vérifiée
ET 1	D2	0,0032	0,0017	0,0032	0,0017	0,0306	Condition vérifiée
RDC	DA1	0,0015	0,0015	0,0015	0,0015	0,0558	Condition vérifiée

TableauV.5. Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens Sous les actions Ex et Ey

→ Méthode de calcul: $\Delta kx = \delta_{kx} - \delta_{kx-1} \leq 1\%he$

$$\Delta ky = \delta_{ky} - \delta_{ky-1} \leq 1\%he$$

➤ **Vérification du déplacement maximal de la structure:**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{\max} \leq f_{\text{adm}} = \frac{ht}{500} \dots\dots\dots \text{(ART B.6.5, 3 BAEL91/99)}$$

Avec:

- ✓ **f** : la flèche admissible.
- ✓ **h_t** : la hauteur totale du bâtiment

$$f_{\text{adm}} = \frac{ht}{500} = \frac{23,94}{500} = 0,047 \text{ m}$$

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel **ETABS** et le comparer à la flèche admissible

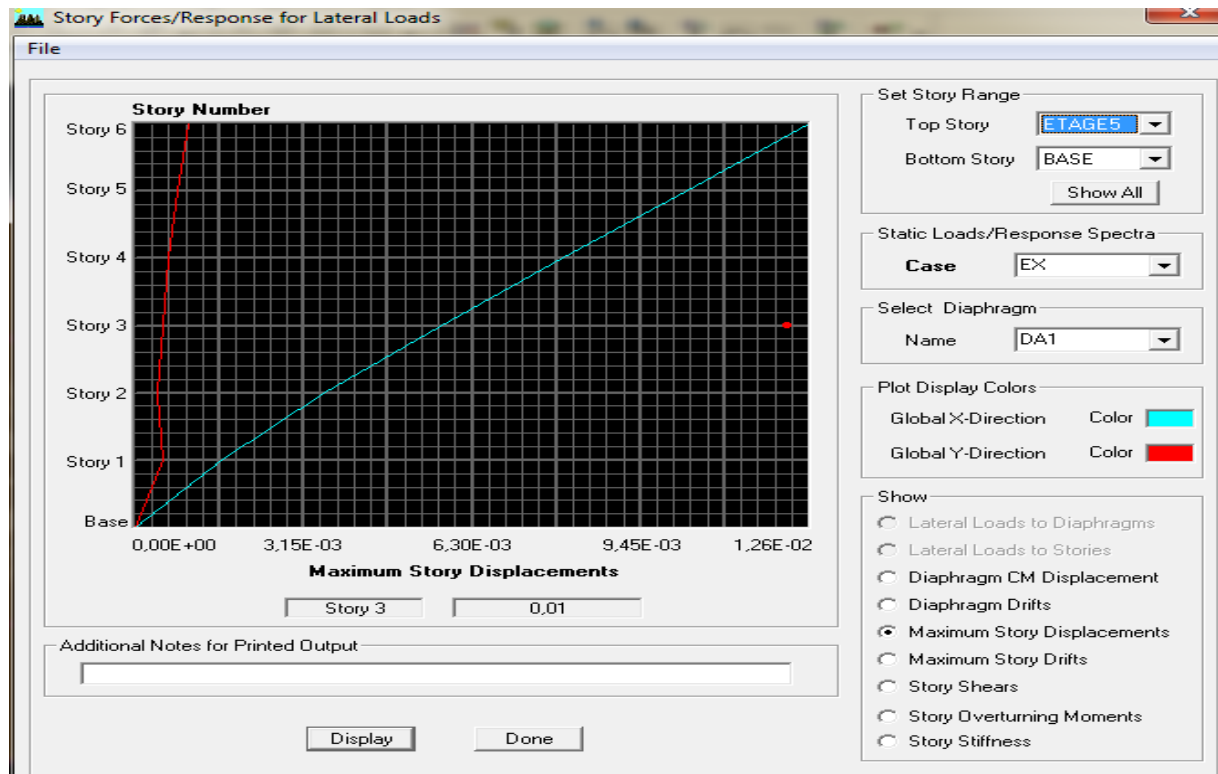
➤ **Sens longitudinal:**

On suit le cheminement suivant:



La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image:

Puis, on clique sur Display



Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée dans :

Maximum story displacements

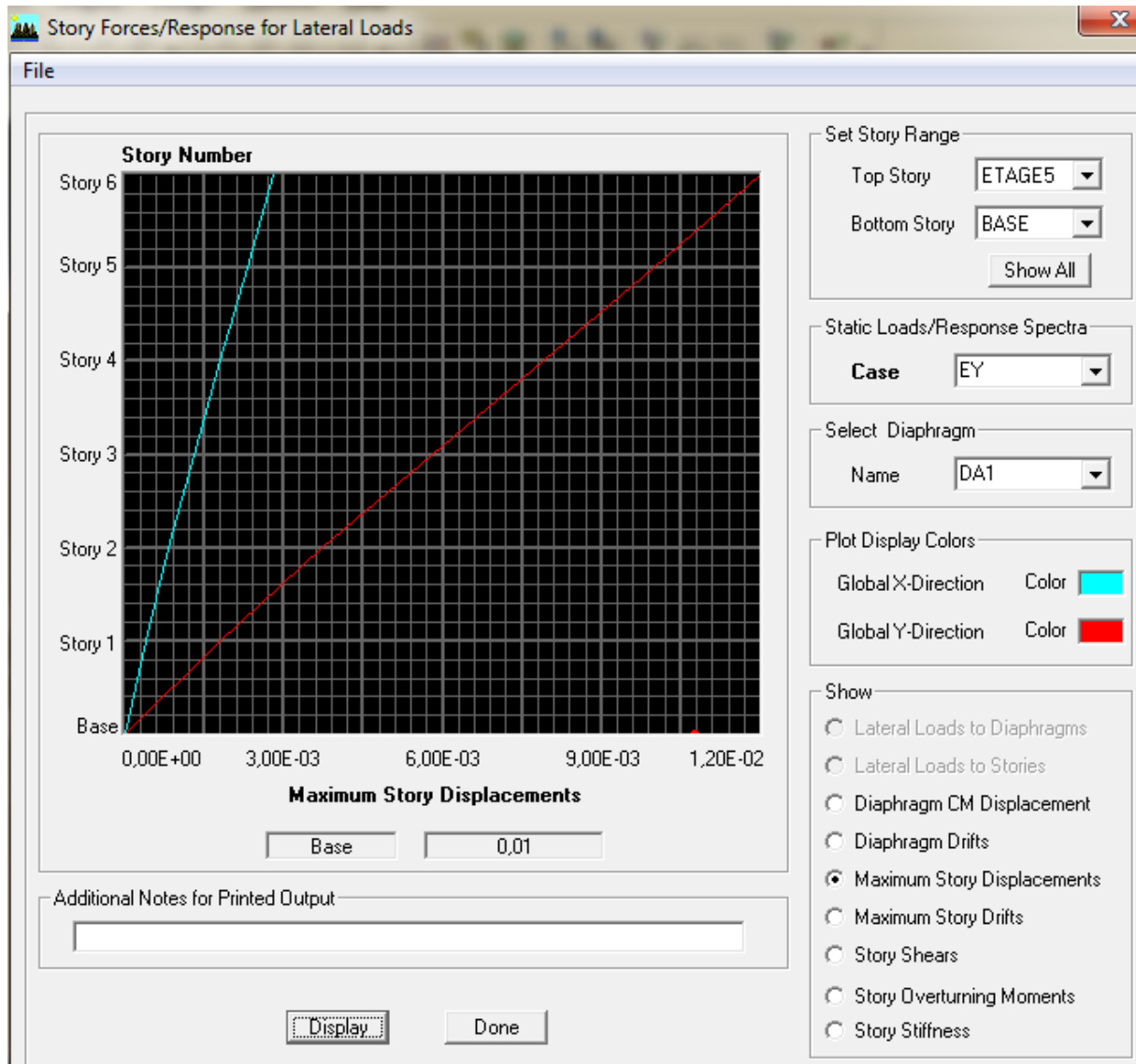
Donc:

Déplacement maximal suivant (X-X):

$$\delta_{\max} = 0.01 \text{ m} < f_{\text{adm}} = 0,047 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens transversal:**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement



Déplacement maximal suivant (Y-Y) :

$$\delta_{\max} = 0.01 \text{ m} < f_{\text{adm}} = 0,047 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion:

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

➤ **Vérification de l'effet P-Delta:**.....(Art 5.9 RPA99/2003)

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 lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de:

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta:

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P-δ** : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement **RPA99/2003** préconise que les effets **P-Delta** peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux de la structure:

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times Hk} \leq 0,1$$

Tel que:

Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2ème ordre sont négligés.

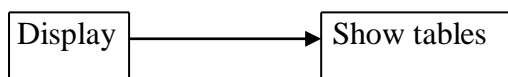
Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

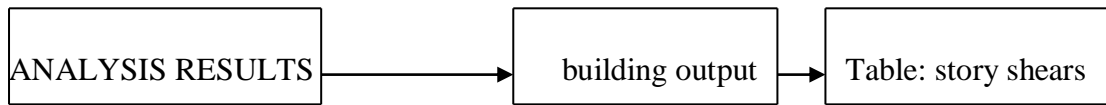
Avec :

- ✓ P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau (K).
- ✓ V_K : effort tranchant d'étage au niveau (K).
- ✓ Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau (K-1).
- ✓ h_K : hauteur de l'étage (K).

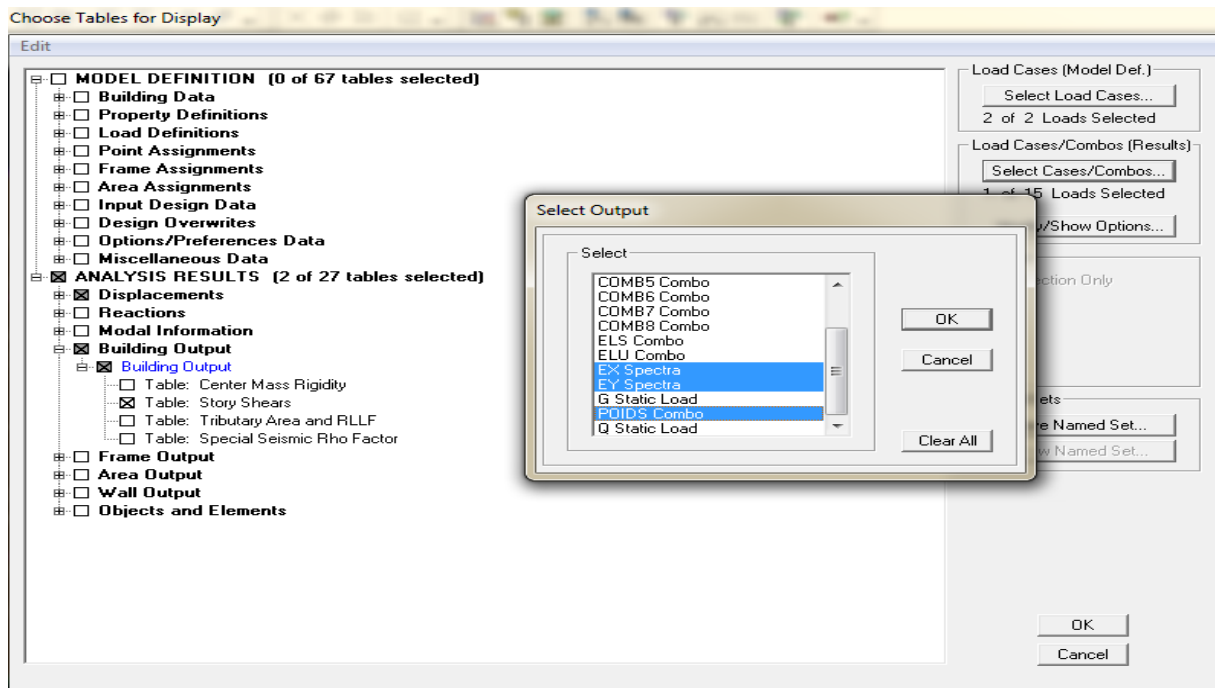
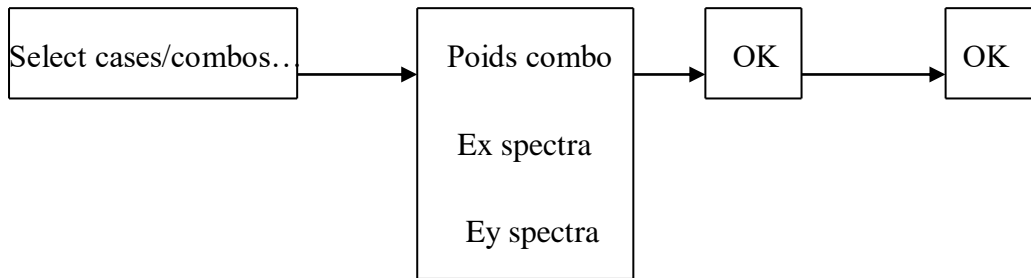
Pour déterminer de P_K et V_K par le logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes:



Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes:



Puis on définit les combinaisons suivantes en cliquant sur:



The screenshot shows a software window titled 'Story Shears' with a menu bar (Edit, View) and a dropdown menu also labeled 'Story Shears'. Below is a table with columns: Story, Load, Loc, P, VX, VY, T, MX, MY. The table lists data for levels ETAGE5, ETAGE4, and ETAGE3, each with EX, EY, and POIDS load types at Top and Bottom locations. The bottom of the window has navigation arrows and a 'OK' button.

Story	Load	loc	P	Pk
ET 5	Poids	bottom	1691,31	1674,33
ET 4	Poids	bottom	3365,64	1674,33
ET 3	Poids	bottom	5039,97	1882,25
ET 2	Poids	bottom	6922,22	1719,33
ET 1	Poids	bottom	8641,55	2168,8
RDC	Poids	bottom	10810,35	10810,35

Méthode de calcul:

$$P_K = P_{K-1}(\text{bottom}) - P_K(\text{bottom})$$

Avec :

$P_{K-1}(\text{bottom})$ et $P_K(\text{bottom})$ c'est les valeurs afficher dans tableau donné par logiciel **ETABS**
 V_{Kx} et V_{Ky} lire leurs valeurs directement dans le tableau donné par logiciel **ETABS** (bottom)

Δ_{Kx} et Δ_{Ky} : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau (K-1) déjà calculés

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (X-X) et (Y-Y) est résumée dans les tableaux ci-après:

• **Sens longitudinal:**

Story	P _K	Δ _{Kx}	V _{Kx}	h _K	θ
ET 5	1674,33	0,0021	185,14	3,06	0,0062
ET 4	1674,33	0,0022	324,83	3,06	0,0037
ET 3	1882,25	0,0021	429,84	3,06	0,0030
ET 2	1719,33	0,002	519,05	3,06	0,0021
ET 1	2168,8	0,0017	579,83	3,06	0,002
RDC	10810,35	0,0015	620,28	5,58	0,0046

Tableau V.5. L'évaluation de cet effet 2^{ème} ordre suivant le sens X-X

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{vk \times Hk} \leq 0,1 \text{ cette condition est vérifiée pour tous les niveaux suivant sens (X-X)}$$

• **Sens transversal:**

Story	P _K	Δ _{Ky}	V _{Ky}	h _K	θ
ET 5	1674,33	0,0016	189,46	3,06	0,0046
ET 4	1674,33	0,0017	336,50	3,06	0,0027
ET 3	1882,25	0,0018	454,06	3,06	0,0024
ET 2	1719,33	0,0017	553,71	3,06	0,0017
ET 1	2168,8	0,0017	619,47	3,06	0,0019
RDC	10810,35	0,0015	664,47	5,58	0,0043

Tableau V.6. L'évaluation de cet effet 2^{ème} ordre suivant le sens Y-Y.

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{vk \times Hk} \leq 0,1 \text{ cette condition est vérifiée pour tous les niveaux suivant sens (Y-Y)}$$

- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux:..(Art7.4.3.1 RPA99/2003)

On doit vérifier la condition suivante:

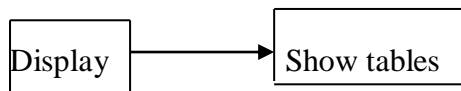
$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec:

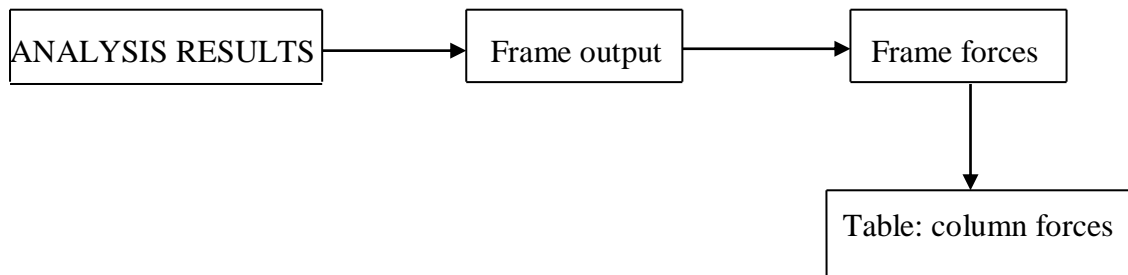
- ✓ N_d : Effort normal sismique
- ✓ B_c : Section transversale du poteau considéré $f_{c28} = 25$ MPa

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant réduit dans les poteaux par le logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes:

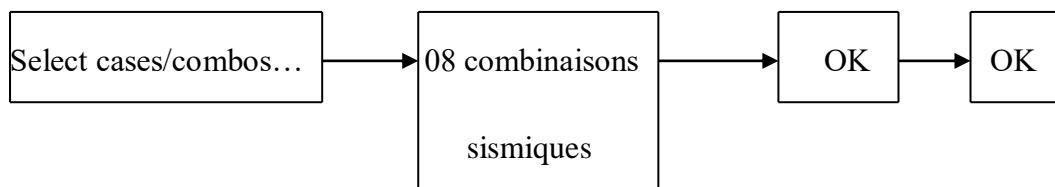
On sélectionne les poteaux selon leurs sections

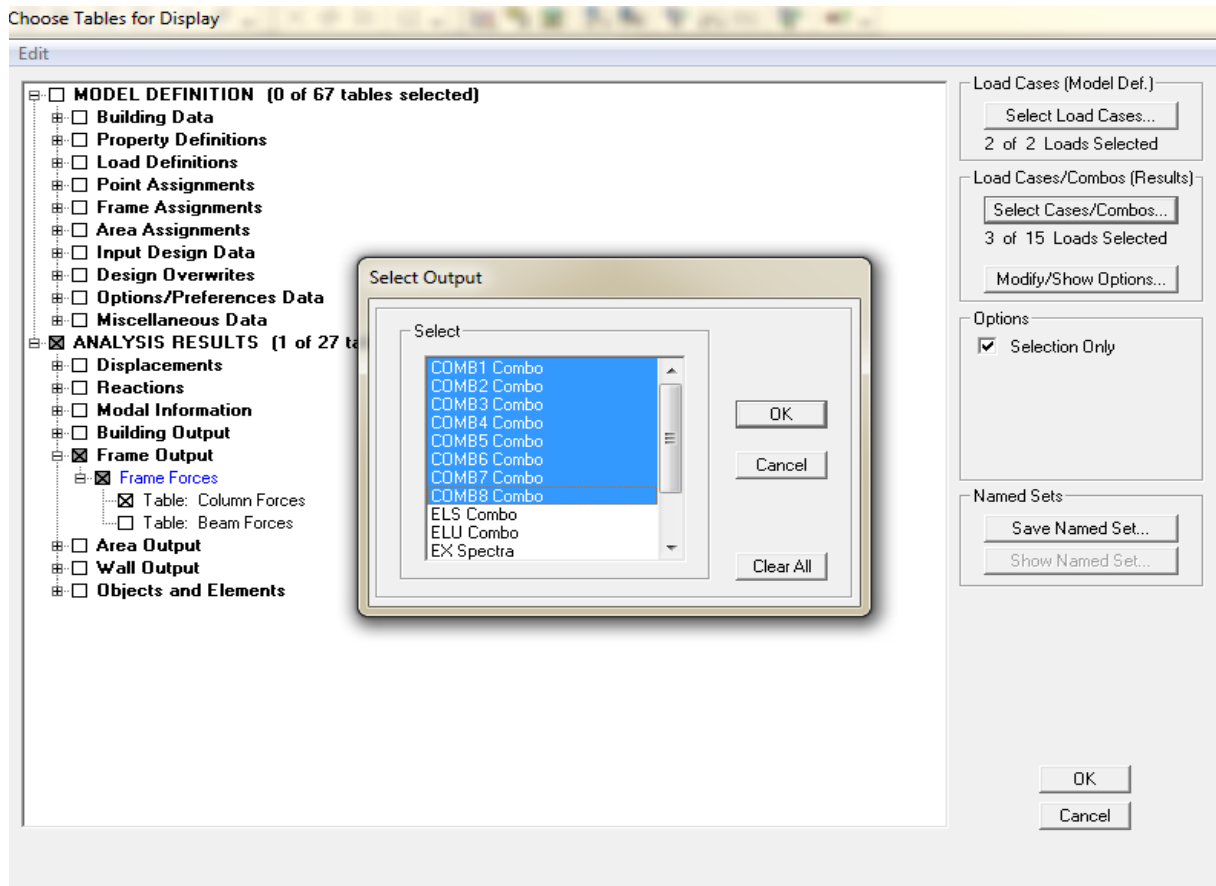


Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes:



Puis on définit les 08 combinaisons sismiques en cliquant sur:





Les résultats s’afficheront comme suit:

Column Forces

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
	ETAGE 2	C1	COMB1 MAX	0,000	-12,53	4,34	3,92	0,361	4,637
	ETAGE 2	C1	COMB1 MAX	1,355	-8,38	4,34	3,92	0,361	0,136
	ETAGE 2	C1	COMB1 MAX	2,710	-4,23	4,34	3,92	0,361	0,953
	ETAGE 2	C1	COMB1 MIN	0,000	-215,02	1,43	-0,60	-0,200	-0,671
	ETAGE 2	C1	COMB1 MIN	1,355	-210,88	1,43	-0,60	-0,200	-0,671
	ETAGE 2	C1	COMB1 MIN	2,710	-206,73	1,43	-0,60	-0,200	-5,981
	ETAGE 2	C1	COMB2 MAX	0,000	-12,53	4,34	3,92	0,361	4,637
	ETAGE 2	C1	COMB2 MAX	1,355	-8,38	4,34	3,92	0,361	0,136
	ETAGE 2	C1	COMB2 MAX	2,710	-4,23	4,34	3,92	0,361	0,953
	ETAGE 2	C1	COMB2 MIN	0,000	-215,02	1,43	-0,60	-0,200	-0,671
	ETAGE 2	C1	COMB2 MIN	1,355	-210,88	1,43	-0,60	-0,200	-0,671
	ETAGE 2	C1	COMB2 MIN	2,710	-206,73	1,43	-0,60	-0,200	-5,981
	ETAGE 2	C1	COMB3 MAX	0,000	-104,08	4,07	11,06	0,841	13,17
	ETAGE 2	C1	COMB3 MAX	1,355	-99,93	4,07	11,06	0,841	1,340
	ETAGE 2	C1	COMB3 MAX	2,710	-95,78	4,07	11,06	0,841	11,78
	ETAGE 2	C1	COMB3 MIN	0,000	-123,48	1,70	-7,74	-0,680	-9,21
	ETAGE 2	C1	COMB3 MIN	1,355	-119,33	1,70	-7,74	-0,680	-1,87
	ETAGE 2	C1	COMB3 MIN	2,710	-115,18	1,70	-7,74	-0,680	-16,81

- **Méthode:**

On enlève les valeurs de l'effort tranchant réduit minimal et maximal pour chaque section poteau dans la case P du tableau affiché par logiciel **ETABS**.

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant:

Section	Effort normal réduit donné par logiciel ETABS (kN)	Calcul effort normal réduit (kN)	Vérifications
Pot 35x35	$N_{\min} = - 603,71$ $N_{\max} = -507,38$ $N_d = 603,71$	$V = \frac{603,71 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} =$ $0,19$ $V \leq 0,3$	Condition vérifiée
Pot 30x30	$N_{\min} = -120,37$ $N_{\max} = -64,20$ $N_d = 120,37$	$V = \frac{120,37 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} =$ $0,05$ $V \leq 0,3$	Condition vérifiée

Tableau V.7. La vérification des sections des poteaux

Conclusion:

D'après les résultats obtenus ci- dessus on peut conclure que:

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effet P-Delta est vérifié
- L'effort normal réduit dans les poteaux

La modélisation de la structure avec **ETABS** présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailé les différents éléments structuraux

CHAPITRE VI
FERRAILLAGE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

VI.1. Ferraillage des poteaux:

VI.1.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des Charges apportées par les poutres aux fondations.

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (transversal et longitudinal) à **PELU**.

Qui sont l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants:

- **Section partiellement comprimée (SPC).**
- **Section entièrement comprimée (SEC).**
- **Section entièrement tendue (SET).**

Ce dernier s'effectuera à partir des logiciels de calcul automatiques au lieu des méthodes manuelles qui sont très lentes et moins précises.

Et à partir du logiciel de calcul **ETABS** utilisé durant la modélisation on extrait les efforts normaux et les moments fléchissant.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal (N_{\max}) et le moment correspondant (M_{corr}).
- Effort normal minimal (N_{\min}) et le moment correspondant (M_{corr}).
- Moment fléchissant maximal (M_{\max}) et l'effort normal correspondant (N_{corr}).

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	Béton			Acier			
	γ_b	f_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)	Θ
Situation Durable	1.50	25	14.20	1.15	400	348	1
Situation Accidentelle	1,15	25	21.74	1.00	400	400	0.85

Tableau VI.1. Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

En considérant les combinaisons de calcul suivantes:

	Selon BAEL99	Selon RPA99/2003	
ELU	1.35 G + 1.5 Q	RPA99/ 2003	G + Q ± E
ELS	G + Q	RPA99/ 2003	0.8 G ± E

VI.1.2. Recommandations de l'RPA99/2003:

VI.1.2.1. Armatures longitudinales..... (Art.7.5.2.2 R.P.A99/2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets, Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de $40.f = L_R = 40 \phi L_{min}$ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés Symétriquement
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont:

Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau. Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Comme indiqué dans le tableau suivant:

Section des Poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal d'armatures (en zone II)	Pourcentage maximal d'armatures (en zone II)	
	$A_{\min} = 0,8\% b.h$ (cm ²)	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% b. h$ (cm ²)	Zone courante $A_{\max} = 4\% b. h$ (cm ²)
Zone I (35x35)	9,8	73,5	49
zone II (30x30)	7,2	54	36

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

- Calcul des armatures longitudinales à l'ELU:
- Les efforts internes dans les poteaux:

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons:

Conventions de signe dans logiciel l'ETABS:

$N < 0$: compression

$N > 0$: traction

Zone	Section	Sollicitation	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)
Zone I	(35X35)	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	-913,96	18,053
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0,8GEy	284,01	3,796
		$M^{\max} - N^{\text{corres}}$	GQEy	-421,31	-50,82
Zone II	(30X30)	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	-373,01	20,266
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0,8GEy	20,48	10,315
		$M^{\max} - N^{\text{corres}}$	GQEy	-163,76	-35,196

Tableau VI.3 : Efforts internes dans les poteaux dans le sens le plus défavorable

- **Etapes de calcul en flexion composée:**

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de $e = \frac{Mu}{Nu}$

➤ **Exposé de la méthode de calcul:**

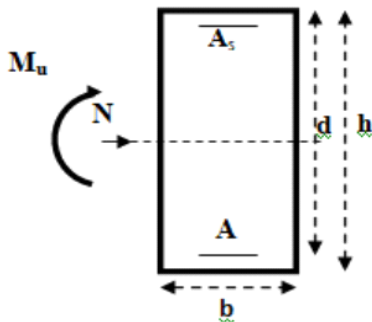
Pour la détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent représenter:

- **Section partiellement comprimée (SPC):**

a. Calcul de centre de pression $e = \frac{Mu}{Nu}$

La section est dite partiellement comprimée si le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures. (L'effort normal est un effort de traction ou de compression)

$$e = \frac{Mu}{Nu} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$



Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, (l'effort normal est un effort de compression)

$$e \frac{Mu}{Nu} = < \frac{h}{2} - c$$

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante:

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c) bh f_{bc} .$$

Avec:

✓ M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

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

✓ $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour situation durable

✓ $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour situation accidentelle

N_u : Effort de compression.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \cdot f_{bc}}$$

1 er cas:

$$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée (SSA).}$$

Les armatures fictives:

$$A_{tf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec :}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cf}' = 0 \quad \Longrightarrow \quad \beta: \text{ selon la valeur de } \mu$$

Les armatures réelles:

$$A = A_{tf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_s = A_{cf}' = 0$$

2^{ème} cas:

$\mu \geq \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ La section est doublement armée (SDA).

On calcul :

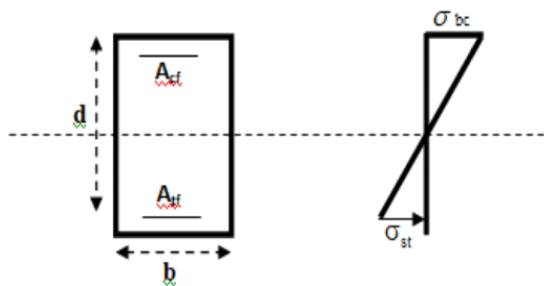
$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_r = \mu_1 b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.



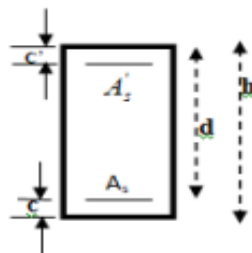
Les armatures fictives:

$$A_{tf} = \frac{M_r}{\beta r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec:

$$A_{cf} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \beta: \text{ selon la valeur de } \mu.$$



Les armatures réelles:

$$A_{st} = A_{tf} + \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_{sc} = A_{cf}$$

• **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est dite entièrement comprimée si:

$$e = \frac{Mu}{Nu} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0,337h - 0,81c') bh f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter:

1^{er} cas:

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d:

$$N (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \quad \Rightarrow \quad A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont:

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5 h) b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{Nu - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

2^{ème} cas:

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées càd:

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 < N_u (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc} \quad \Rightarrow \quad A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont:

$$A'_s = \frac{Nu - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,351 + \frac{N (d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

- **Section entièrement tendue:**

La section est dite entièrement tendue:

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, (l'effort Normale est un effort de traction)

$$e = \frac{Mu}{Nu} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Les sections d'armatures sont : $A_{st} = \frac{Nu \cdot g}{(d-c')\sigma_{st}}$

Avec :

$$g = \frac{h}{2} - c - e$$

$$A_{sc} = \frac{Nu}{\sigma_{st}} - A_{st}$$

Remarque:

Si $e = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{Nu - B \cdot f_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec :

✓ **B**: Aire de la section du béton seul

✓ σ_{st} : contrainte de l'acier

Exemple de calcul:

➤ **Pour le poteau (30 x30)**

$N_u = 373,01$ KN est un effort de compression

$M_u = 20,266$ KN.m

$$e = \frac{Mu}{Nu} = 0,054 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,3}{2} - 0,03 = 0,12 \text{ m}$$

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$e = \frac{Mu}{Nu} = 0,054 \text{ m} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,12 \text{ m}$$

- Section entièrement tendue (SET)

Il faut calculer :

$$A_{st} = \frac{Nu \cdot g}{(d-c')\sigma_{st}}$$

Avec :

$$g = \frac{h}{2} - c - e = \frac{0,3}{2} - 0,03 - 0,054 = 0,066 \text{ m}$$

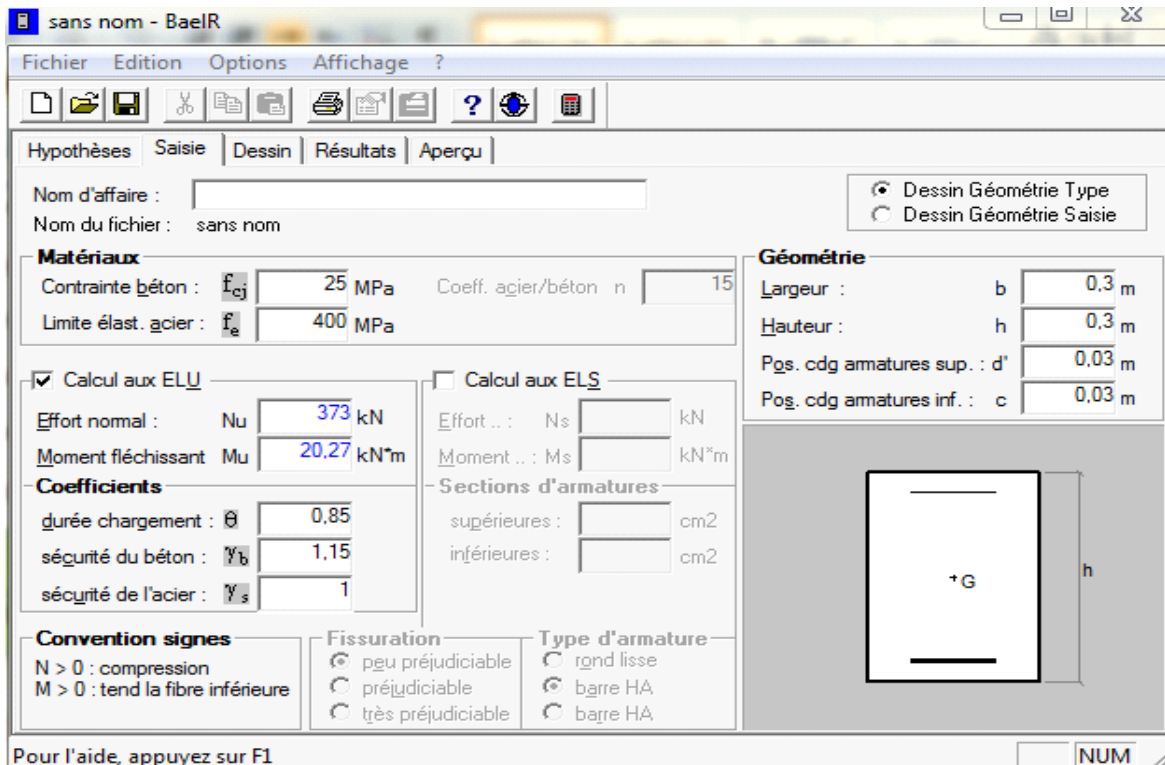
$$A_{st} = \frac{Nu}{\sigma_{st}} - A_{st} = 2,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = \frac{Nu}{\sigma_{st}} - A_{st} = \frac{373,01}{34,8} - 2,56 = 8,15 \text{ cm}^2$$

Pour le reste des sections on utilise logiciel **SOCOTEC**

➤ Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC:

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel



CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

➤ Ferraillage longitudinal des poteaux:

Section par zone	Sollicitation	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A _{inf} (cm ²)	A _{sup} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	A _{adop} (cm ²)
Zone I (35x35)	N ^{max} – M ^{corres}	ELU	-913,96	18,053	SET	9,927	12,922	9,8	4HA14+4HA12	10.67
	N ^{min} – M ^{corres}	0,8GEx	284,01	3,796	SET	3,231	3,869			
	M ^{max} – N ^{corres}	GQEx	-421,31	-50,82	SET	0,907	9,625			
Zone II (30x30)	N ^{max} – M ^{corres}	ELU	-373,01	20,266	SET	2,56	8,15	7,2	8HA12	09.05
	N ^{min} – M ^{corres}	0,8GEx	20,48	10,315	SPC	0	0,678			
	M ^{max} – N ^{corres}	GQEx	-163,76	-35,196	SEC	0	1,296			

Tableau VI.4 : Ferraillage des poteaux à l'ELU

VI.1.2.2 Armatures transversales..... (Art 7.4.2.2 RPA 99/2003)

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs buts essentiels:

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton. Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

1. calcul des Armatures transversales:

- **En utilisant BAEL**

Diamètre des armatures transversales:.....(Art A.8.1,3BAEL91/99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm}$$

Soit :

- ✓ $\varnothing_1 = 8 \text{ mm}$
- ✓ \varnothing_1 : Diamètre max des armatures longitudinales.

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

On adoptera pour : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **En utilisant RPA**

Diamètre des armatures transversales:.....(Art 7 .4.2.2 RPA 99/2003)

Les armatures transversales sont calculées a l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

- ✓ h : Hauteur totale de la section brute
- ✓ V_u : Effort tranchant du calcul.
- ✓ f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales
- ✓ ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.
- ✓ A_t : armatures transversales.
- ✓ S_t : espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \longrightarrow & \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \longrightarrow & \lambda_g > 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

L_f : La longueur de flambement des poteaux.

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

En zone IIa:

- **Zone nodale:**

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi_L, 15\text{cm}) = \text{min}(12 \text{ cm}, 15\text{cm}) \quad \mathbf{st = 10 \text{ cm}}$$

- **Zone de recouvrement:**

$$S_t \leq 15 \Phi_L^{\text{min}} = (15 \times 1.2 \text{ cm}) = 18 \text{ cm} \quad \mathbf{st = 15 \text{ cm}}$$

Φ_L : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

2. La Quantité d'armatures transversales:

La quantité d'armatures transversales minimale en % est donnée comme suit: $\frac{A_t}{b \cdot S_t}$

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_{t_{min}} = 0.3 \% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_{t_{min}} = 0.8 \% S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

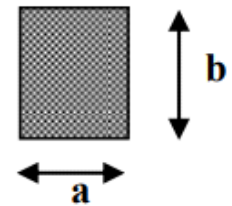
✓ b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

✓ λ_g : Elancement géométrique du poteau. ($\lambda_g = \frac{L_f}{a}$ OÙ $\lambda_g = \frac{L_f}{b}$)

✓ a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation Considérée.

✓ L_f : longueur de flambement du poteau. $L_f = 0.7 L_0$

✓ L_0 : Hauteur libre du poteau.



Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\emptyset > 12 \text{ mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset_{min}$.

➤ Exemple de calcul:

• Poteaux (35x35) : RDC

Calcul de la longueur de flambement: $L_f = 0.7 L_0 = 0.7 \times 5,58 = 3,906 \text{ m}$

Calcul l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = 11,16 > 5 \quad \longrightarrow \quad \rho = 2,5$$

$$A_{t_{min}} = 0.3\% S_t \times b_1 \text{ en zone nodale}$$

$$A_{t_{min}} = 0.3\% S_t \times b_1 \text{ en zone courante}$$

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

L'effort tranchant max $V_u = 33,34$ KN

Calcul de la section d'armature

En zone nodale $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho_a . V_u . S_t}{h . f_e} \longrightarrow A_t = \frac{2,5 \times 33,34 \times 10}{35 \times 400} = 0,59 \text{ cm}^2$$

En zone courante $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho_a . V_u . S_t}{h . f_e} \longrightarrow A_t = \frac{2,5 \times 33,34 \times 15}{35 \times 400} = 0,89 \text{ cm}^2$$

• Poteaux (35x35) :ET1 et ET2

Calcul de la longueur de flambement:

$$L_f = 0.7 L_0 = 0.7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

Calcul l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{2,142}{0,35} = 6,12 > 5 \longrightarrow \rho = 2,5$$

$$A_{\min} = 0.3\% S_t \times b_1 \text{ en zone nodale}$$

$$A_{\min} = 0.3\% S_t \times b_1 \text{ en zone courante}$$

L'effort tranchant max $V_u = 33,34$ KN

Calcul de la section d'armature

En zone nodale $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho_a . V_u . S_t}{h . f_e} \longrightarrow A_t = \frac{2,5 . 33,34 . 10}{35 . 400} = 0,59 \text{ cm}^2$$

En zone courante $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho_a . V_u . S_t}{h . f_e} \longrightarrow A_t = \frac{2,5 . 33,34 . 15}{35 . 400} = 0,89 \text{ cm}^2$$

• Poteaux (30x30)

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Calcul de la longueur de flambement:

$$L_f = 0.7 L_0 = 0.7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

Calcul l'élanement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{2,142}{0,30} = 7,14 > 5 \quad \longrightarrow \quad \rho = 2,5$$

$$A_{tmin} = 0.3\% S_t \times b_1 \text{ en zone nodale}$$

$$A_{tmin} = 0.3\% S_t \times b_1 \text{ en zone courante}$$

L'effort tranchant max $V_u = 24,18 \text{ KN}$

Calcul de la section d'armature

En zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho a . V_u . S_t}{h . f_e} \quad \longrightarrow \quad A_t = \frac{2,5 . 24,18 . 10}{30 . 400} = 0,50 \text{ cm}^2$$

En zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho a . V_u . S_t}{h . f_e} \quad \longrightarrow \quad A_t = \frac{2,5 \times 24,18 \times 15}{30 \times 400} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Zones		Vu (KN)	a (m)	b (m)	L _f (m)	S _t en zone nodale (cm)	S _t en zone courante (cm)	Ag	ρ	A _t en zone nodale (cm ²)	A _{min} en zone nodale (cm ²)	A _t en zone courante	A _{min} en zone courante	Ferrailage	A _{adop} (cm ²)
Zone I (35×35)	RDC	33,34	0,35	0,35	3,906	10	15	11,16	2,5	0,59	1,05	0,89	1,57	4HA8	2,01
	ET1 ET2	33,34	0,35	0,35	2,142	10	15	6,12	2,5	0,59	1,05	0,89	1,57	4HA8	
Zone II (30×30)	ET3 ET4 ET5	24,18	0,30	0,30	2,142	10	15	7,14	2,5	0,50	0,9	0,75	1,35	4HA8	

Tableau VI.5. Détermination des armatures transversales

D'où:

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres et d'un losange en HA8 pour tous les poteaux: soit: $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets a 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_{\text{min}} = 8 \text{ cm}$.

La zone nodale est sensible au séisme ; on introduit les armatures en U superposées avec alternance dans l'orientation a fin de la consolider et ainsi, la rendre vulnérable.

VI.1.3. Vérifications à L'ELU:

1-Longueur de Recouvrement:

Selon le RPA: la longueur minimale de recouvrement pour la zone IIa est: $L_R = 40 \phi_l$

Section d'armature	Longueur de recouvrement L_R (cm)	
Pour HA14	$L_R = 40l = 40 \times 1,4 = 56$	$L_R = 60$
Pour HA12	$L_R = 40l = 40 \times 1,2 = 48$	$L_R = 50$

Tableau VI-6: Détermination de la longueur de recouvrement

2. Longueurd'Ancrage.....(ArtA.6.1.221B.A.E.L.91/99)

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

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1,5$ pour les aciers à haute adhérence .

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $L_a = 0.4 L_s$ pour les aciers HA.

Section d'armature	Longueur de scellement L_s (cm)	L_a (cm)
Pour HA14	$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38$ On prend : 50 cm	20
Pour HA12	$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32$ On prend : 45 cm	18

Tableau VI-7 : Détermination de la longueur de scellement

3. Délimitation de la zone nodale..... (Art 7.4.2.2 de RPA 99/2003)

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

- ✓ h : hauteur de la poutre.
- ✓ b_1 et h_1 : dimensions du poteau.
- ✓ h_e : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage)

On aura:

- $L' = 2 \times 30 = 60$ cm : poutre principales de (25x30).
- $L' = 2 \times 30 = 60$ cm : poutre secondaires de (20x30).

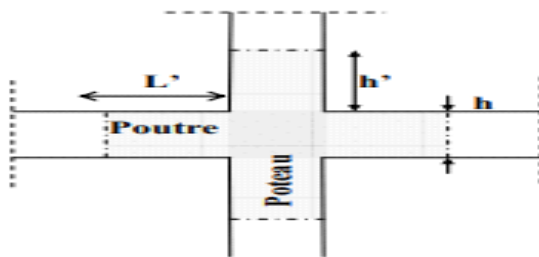


Figure : Délimitation de la zone nodale

Zones		$h' = \max \quad , b_1, h_1, 60 \text{ cm}$	
Zone I (35x35)	RDC	$h' = \max (93 , 35 , 35, 60)$	93
	ET1	$h' = \max (51 , 35 , 35 , 60)$	60
	ET2		
Zone II (30x30)		$h' = \max (51 , 30 , 30 , 60)$	60

Tableau VI-8 : Détermination des zones nodales

4-Vérification au cisaillementrt.7.4.3.2 RPA99 /2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans \bar{e} béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

- **Selon le RPA..... (Art 7.4.3.2 RPA 99/2003**

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = 0,075 \quad \text{si } \lambda g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \quad \text{si: } \lambda g < 5$$

- **Selon le BAEL..... (Art A.5.1,211 BAEL 91/99)**

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2.f_{c28}}{\gamma b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Zones	Vu (KN)	B (cm)	d (cm)	τ_{bu} (MPa)	ρ_d	τ_{bu} RPA (MPa)	τ_{bu} BAEL (MPa)	OBS
Zone I (35x35)	33,34	35	32	0,029	0,075	1,875	3,33	CV
Zone II (30x30)	24,18	30	27	0,029	0,075	1,875	3,33	CV

Tableau VI.9 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

VI.1.4. Vérification à L'ELS:

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

Pour une section qui est soumise à la flexion composée sous un effort de compression et un moment de flexion, si elle est partiellement comprimée ou entièrement comprimée comme dans notre cas, la section minimale est:

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{ft_{28}}{f_e} \left(\frac{es - 0,455 \cdot d}{es - 0,185 \cdot d} \right) bd$$

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant: $A_{adoptée} \geq A_{\min}$

avec :

- ✓ A_{\min} : Section minimale d'aciers tendus.
- ✓ f_{t28} : Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours.
- ✓ f_e : Contrainte limite élastique des aciers.
- ✓ e_s : Excentricité de l'effort normal à l'ELS.
- ✓ d : Hauteur utile
- ✓ b : Largeur de la section de béton.

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Section par zone	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN.m)	es (m)	h/6	nature	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	OBS
Zone I (35x35)	N ^{max} – M ^{corr}	-665,52	13,11	0,019	5,83	SEC	4,25	10,67	CV
	N ^{min} – M ^{corre}	-15,35	13,437	0,875		SPC	1,21		
	N ^{corres} – M ^{max}	-509,47	22,754	0,044		SEC	9,03		
Zone II (30x30)	N ^{max} – M ^{corr}	-271,77	14,758	0,054	5	SPC	16,62	9,05	CV
	N ^{min} – M ^{corre}	8,58	9,239	1,076		SPC	0,90		
	N ^{corres} – M ^{max}	-72,21	17,545	0,242		SPC	0,60		

Tableau VI.10 : Vérification de la condition de non fragilité

- **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 91/99)**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles:

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

Remarque:

On peut y vérifier la contrainte dans le béton par deux méthodes, manuellement ou a l'aide du logiciel SOCOTEC.

- **Méthode manuelle:**

On a deux cas à vérifier a l'ELS:

- **Vérification d'une section partiellement comprimée:**

$$es = \frac{Ms}{Ns} > \frac{h}{6}$$

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec:

- ✓ y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.
- ✓ y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .
- ✓ l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.
- ✓ y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

$$P = -3 \times l_c^2 - 6 \cdot n \cdot A'_u \times \frac{lc - c'}{b} + 6 \cdot n \cdot A_u \times \frac{d - lc}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \cdot n \cdot A'_u \times \frac{(lc - c')^2}{b} - 6 \cdot n \cdot A_u \times \frac{(d - lc)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} \quad \text{si } \Delta \geq 0 : t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - q) \quad ; \quad u = \sqrt[3]{t} \quad ; \quad y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines

$$y_1^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) \quad ; \quad y_3^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que:

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Donc :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 \times [A_u \cdot (d - y_1)^2 + A_u'(y - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6. F_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{y_2 + Ns}{I} \times y \leq \sigma_b$$

- **Vérification d'une section entièrement comprimée:** $es = \frac{Ms}{Ns} < \frac{h}{6}$

On calcul l'aire de la section homogène totale:

$$S = b \cdot h + 15 (A_s + A')$$

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance X_g au dessus du CDG géométrique:

$$X_G = 15 \cdot \frac{A_1 \cdot (0,5 \cdot h - c') - A_2(d - 0,5 \cdot h)}{b \cdot h + 15(A_s + A')}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale:

$$I = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 [A_1 \cdot (0,5 h - c' - X_G)^2 + A_2 (d - 0,5 h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont données par les formules suivantes:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{Nser}{S} + \frac{Nser \cdot (es - Xg) \cdot (\frac{h}{2} - Xg)}{I}$$

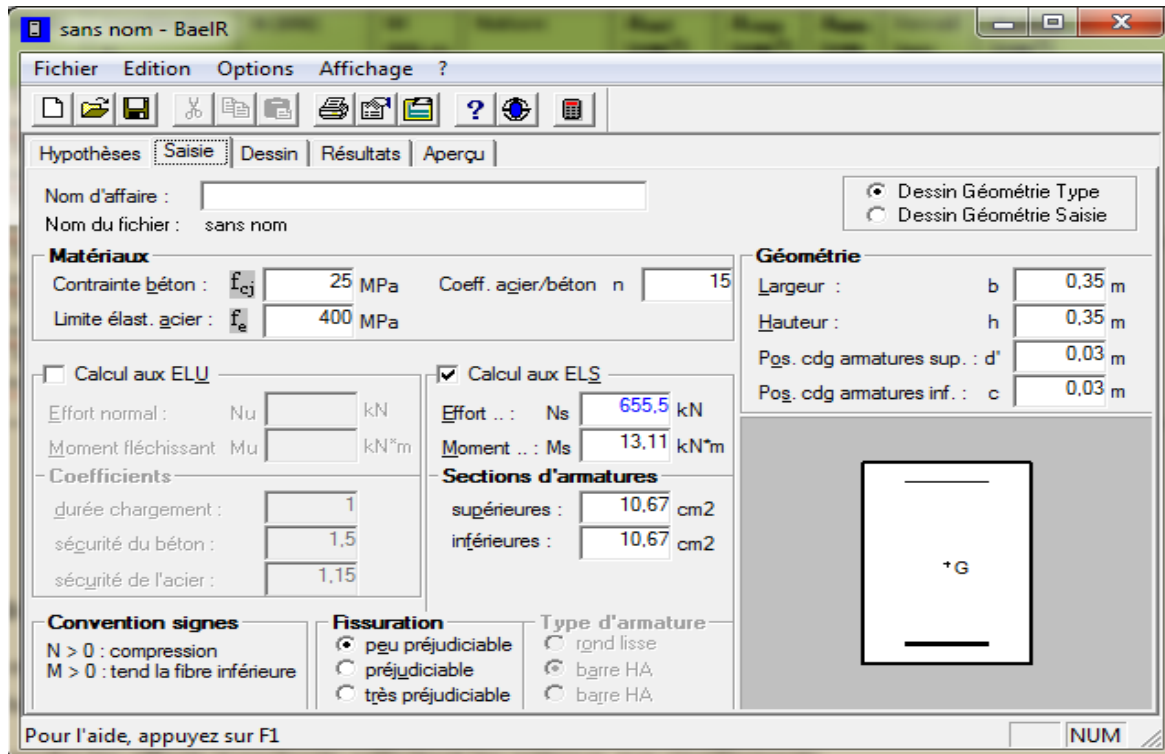
$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{Nser}{S} - \frac{Nser \cdot (es - Xg) \cdot (\frac{h}{2} + Xg)}{I}$$

Au final on vérifie :

$$\text{Max} (\sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}}) \leq \sigma_{bc}$$

- **Méthode par logiciel SOCOTEC:**

Les résultats de la vérification des contraintes dans le béton et les aciers sont donnés par le logiciel SOCOTEC



Section par zone	Sollicitation	N_s (KN)	M_s (KN.m)	σ_{bsup} (MPa)	$\sigma_{b inf}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Zone I (35x35)	$N^{max} - M^{corres}$	665,52	13,11	5,46	3,02	15	CV
	$N^{min} - M^{corres}$	15,35	13,437	1,69	0		
	$M^{max} - N^{corres}$	509,47	22,754	5,42	1,18		
Zone II (30x30)	$N^{max} - M^{corres}$	271,77	14,758	4,46	0,18	15	CV
	$N^{min} - M^{corres}$	8,58	9,239	1,78	0		
	$M^{max} - N^{corres}$	72,21	17,545	3,71	0		

Tableau VI.11: vérifications des contraintes dans le béton calculées en utilisant le logiciel SOCOTEC

VI-2) Ferraillage des poutres:

VI.2.1) Introduction:

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferraillage se fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel ETABS.

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- **Les combinaisons de calcul:**

Elles seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons les plu défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons

Selon BAEL99		Selon RPA99/2003	
ELU	1.35 G +1.5 Q	RPA99/ 2003	G + Q ± E
ELS	G + Q	RPA99/ 2003	0.8 G ± E

VI.2.2. **Recommandations de l'RPA:**

VI.2.2.1. **Armatures longitudinales** (Art 7.5.2.1 RPA 99/2003)

a- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

b- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone II.

c- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (90°).

d- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section

e- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4 % en zone courante

- 6 % en zone de recouvrement.

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant:

Section des poutres (cm ²)		Pourcentage minimal d'armatures (en zone II)	Pourcentage maximal d'armatures (en zone II)	
		A _{min} = 0,5% b.h (cm ²)	Zone de recouvrement A _{max} = 6% b. h (cm ²)	Zone courante A _{max} = 4% b. h (cm ²)
Plancher corps creux	Poutre principale (25x30)	3,75	45	30
	Poutre secondaire (20x30)	3	36	24

Tableau VI.12: Sections minimales des armatures longitudinales

VI.2.2.2) Armatures transversales..... (Art 7.5.2.2 RPA99/2003)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par:

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$$

- En zone de recouvrement (En dehors de la zone nodale): $St \leq \frac{h}{2}$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU:

1- Ferraillage des poutres:

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

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

Situation	Béton			Acier			
	γ_b	f_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)	Θ
Situation Durable	1.50	25	14.20	1.15	400	348	1
Situation Accidentelle	1,15	25	21.74	1.00	400	400	0.85

Tableau VI-13: Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

$\theta = 1$ si la durée d'application de l'action considérée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0,85$ si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 1 heure.

Pour les aciers de nuances feE400 on a: $\mu_1 = 0.392$

1^{er} cas:

$\mu < \mu_1 = 0.392$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$)

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{sc} = 0$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad A_{st} : \text{section d'acier tendu}$$

d: la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

2^{eme} cas:

$$\mu > \mu_1 = 0.392 \text{ Section doublement armée (SDA)}$$

La section réelle est considérée comme étant équivalente à la somme des deux sections

$$A_{st} = \frac{M_l}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_l = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_l$$

✓ M_u : moment sollicitant.

✓ M_l : moment limite pour qu'une section soit Simplement armée

Exemple du calcul:

➤ **Ferraillage des Poutre principale (25x30):**

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

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

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

• **En travées :** $M_t = 47,516 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47,516 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14,2} = 0,183$$

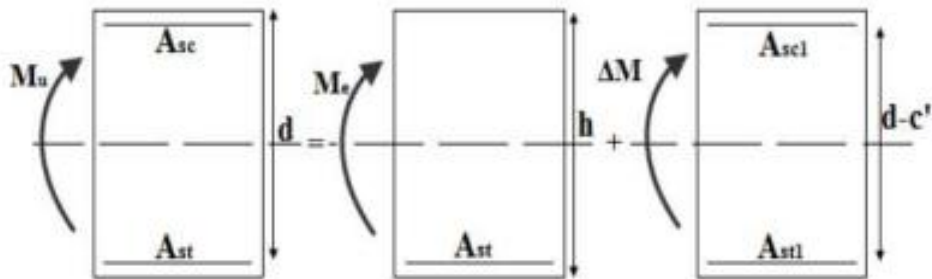
CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$\mu = 0,183 < \mu_1 = 0,392 \quad \longrightarrow \text{Section simplement armé (SSA)}$$

$$\mu = 0,183 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,898$$

D'où:

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{47,516 \times 10^3}{0,898 \times 27 \times 348} = 5,63 \text{ cm}^2$$



• **Aux appuis:**

$$M_a = -73,864 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73,864 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14,2} = 0,285$$

$$\mu = 0,285 < \mu_1 = 0,392 \quad \longrightarrow \text{Section simplement armé (SSA)}$$

$$\mu = 0,285 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,827$$

D'où:

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{73,864 \times 10^3}{0,827 \times 27 \times 348} = 9,50 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage de la Poutres secondaires (20x30):**

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

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- **En travées:** $M_t = 65,944 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{65,944 \times 10^6}{200 \times 270^2 \times 14,2} = 0,318$$

$$\mu = 0,318 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{Section simplement armé (SSA)}$$

$$\mu = 0,318 \longrightarrow \beta = 0,802$$

D'où:

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{65,944 \times 10^3}{0,802 \times 27 \times 348} = 8,75 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$M_a = -59,438 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{59,438 \times 10^6}{200 \times 270^2 \times 14,2} = 0,287$$

$$\mu = 0,287 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{Section simplement armé (SSA)}$$

$$\mu = 0,287 \longrightarrow \beta = 0,826$$

D'où:

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{59,438 \times 10^3}{0,826 \times 27 \times 348} = 7,65 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants:

- **Ferrailage des poutres principales (25×30):**

	M_{\max} (kN.m)	μ_b	obs	B	A_{st}	0.5%bh	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	47,516	0,183	SSA	0,898	5,63	3,75	3HA16	6,03
Aux appuis	73,864	0,285	SSA	0,827	9,50	3,75	4HA16+4HA16	16,08

Tableau VI.14 : Ferrailage des poutres principales

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

• **Ferraillage des poutres secondaires (20×30):**

	M_{max} (kN.m)	μ_b	Obs	B	A_{st}	0.5%bh	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	65,944	0,318	SSA	0,802	8,75	3	4HA16+3HA12	11,43
Aux appuis	59,438	0,287	SSA	0,826	7,65	3	3HA16+3HA16	12,06

Tableau VI-15 : Ferraillage des poutres secondaire

VI.2.4) Vérifications à l'ELU:

1 - La condition de non fragilité.....(Art A.4.2-1 BAEL91/99)

La section des armatures calculées doit vérifier la condition suivant: $A_{adoptée} \geq A_{min}$

	$A_{adoptée}$ (cm ²)		A_{min} (cm ²)	Observation
Poutres principale	En travée	6,03	$\frac{0,23 \times 25 \times 27 \times 21}{4000} = 0,81$	Condition Vérifiée
	Aux appuis	16,08		
Poutres secondaire	En travée	11,43	$\frac{0,23 \times 20 \times 27 \times 21}{4000} = 0,65$	Condition Vérifiée
	Aux appuis	12,06		

Tableau VI-18: Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \text{ (flexion simple)}$$

$A_{adoptée}$: les sections calculées.

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

2 - Vérification aux cisaillements..... (Art 5.1.1 BAEL 91/99)

On doit de vérifier la relation: $\tau_u = \frac{T_u \max}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres	Efforts tranchant T_{\max} (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS
Poutres Principales	177,07	25	27	0,26	3,33	CV
Poutres Secondaires	63,01	20	27	0,11	3,33	CV

Tableau VI-19: Vérification de la contrainte tangentielle

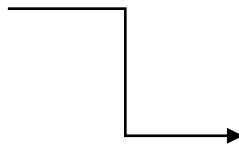
3 - Influence de l'effort tranchant:

- Influence sur le béton..... (Art A.5.1.313 BAEL 91/99)

On doit de vérifier la relation: $T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 . b . d . f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres	Efforts tranchant T_{\max} (KN)	b (cm)	d (cm)	F_{c28} (MPa)	\bar{T}_u (KN)	observation
Poutres Principales	177,07	25	27	25	405	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	63,01	20	27	25	324	Condition vérifiée

Tableau VI-20: Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur le béton



Poutres principales :

$$\bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \cdot 25 \cdot 27 \cdot 25}{1,5} \times 10^{-1} = 405 \text{ KN.}$$

$T_u^{\max} = 177,07 \text{ KN}$ c'est la valeur donnée par logiciel

ETABS

- **Influence sur les aciers**..... (Art A.5.1.312 BAEL 91/ 99)

On doit de vérifier la relation:

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u - \frac{Mu}{0,9 \cdot d} \right)$$

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{Mu}{0,9 \cdot d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $A_s = \frac{1,15}{f_e} \left(T_u - \frac{Mu}{0,9 \cdot d} \right)$

Si $T_u - \frac{Mu}{0,9 \cdot d} < 0$ donc la vérification n'est pas nécessaire.

Poutres	$(T_u - \frac{Mu}{0,9 \cdot d}) < 0$
Poutres Principales	$T_u - \frac{Mu}{0,9 \cdot d} = 177,07 - \frac{73,864}{0,9 \times 0,27} = -126,89 \text{ KN} < 0$
Poutres Secondaires	$T_u - \frac{Mu}{0,9 \cdot d} = 63,01 - \frac{59,438}{0,9 \times 0,27} = -181,59 \text{ KN} < 0$

Tableau VI-21: Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les aciers aux appuis

Observation: toutes les poutres vérifient cette condition

$$T_u - \frac{Mu}{0,9 \cdot d} < 0 \text{ donc la vérification n'est pas nécessaire}$$

et les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

4- Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art A.6.1.3 BAEL91/99)

L'adhérence des barres doit vérifier la relation: $\tau_{se} = \frac{Tu}{0,9 \times d \sum Ui} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec :

$$\tau_{se} = \Psi_s \bar{f}_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{Tu}{0,9 \times d \sum Ui}$$

$\sum Ui$: Somme des périmètres des barres $\sum Ui = n \times \pi \times \phi$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement HA

Poutres	Efforts tranchant T_{max} (kN)	d (cm)	$\sum Ui = n \times \pi \times \phi$ (cm)	τ_{se} (MPa)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	observation
Poutres Principales	177,07	27	40,192	1,813	3,15	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	63,01	27	30,144	0,860	3,15	Condition vérifiée

Tableau VI-22: Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité :

Poutres principales: aux appuis: 4HA16 + 4HA16

$$\sum Ui = n \times \pi \times \phi = 8 \times 3,14 \times 1,6 = 40,192 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{Tu}{0,9 \times d \sum Ui} = \frac{177,07 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 401,91} = 1,813 \text{ MPa}$$

5 - Ancrage des armatures(Art A.6.1.22 BAEL91/99)

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

Avec:

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1\text{MPa}$$

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers a haute adhérence.

Pour l’ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $L_a = 0.4 L_s$ pour les aciers HA.

Section d’armature	L_s (cm)	L_a (cm)
Pour HA16	$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \cdot 2,835} = 56,43$ <p>On prend : 60 cm</p>	24
Pour HA12	$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32$ <p>On prend : 45 cm</p>	18

Tableau VI.23 : Détermination de la longueur de scellement

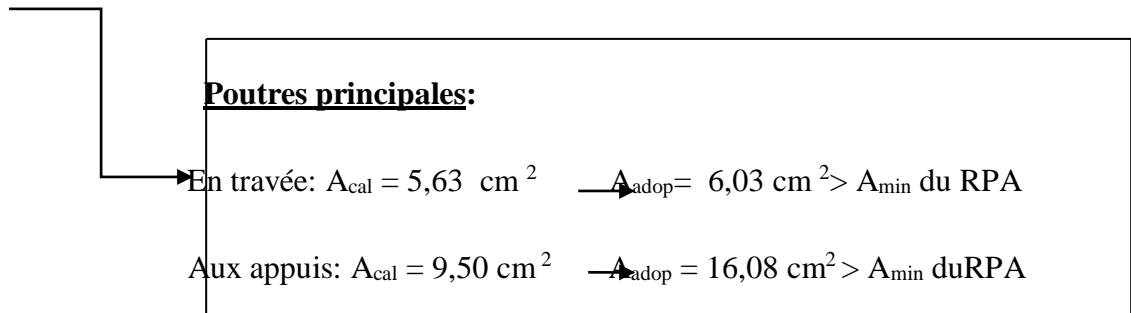
6 - Vérifications du RPA99/ version 2003

- **Armatures longitudinale..... (Art 7.5.2.1 RPA 99/ 2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est $A_{min} = 0,5\% b \times h$ (cm²) en toute section.

		A_{st} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	$A_{min}(cm^2)$	Vérification
Poutres principales (25x30)	En Travée	5,63	6,03	3,75	Condition vérifiée
	Aux appuis	9,50	16,08	3,75	Condition vérifiée
Poutres secondaires (20x30)	En Travée	8,75	11,43	3	Condition vérifiée
	Aux appuis	7,65	12,06	3	Condition vérifiée

Tableau VI-24 : vérification de la condition de non fragilité exigée par RPA



Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

- **Armatures transversales..... (Art 7.5.2.2 RPA 99/ 2003)**

Calcul des armatures transversales:

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante: $\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$

ϕ_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$			
Poutres principales	$\phi_t \leq \min (8,57; 16 ;25)$	$\phi_t = 8 \text{ mm}$	4HA8 = 2,01 cm ²
Poutres secondaires	$\phi_t \leq \min(8,57 ; 12 ;20)$	$\phi_t = 8 \text{ mm}$	4HA8 = 2,01 cm ²

Tableau VI-25: Détermination de ferrailage des armatures transversales

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par: $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

	S_t (cm)		$A_t = 0.003 \times S_t \times b$	Ferrailage (cm ²)
Poutres principales (25x30)	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	6	0,45	4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	12	0,9	4HA8
Poutres secondaires (20x30)	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	6	0,36	4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	12	0,72	4HA8

Tableau VI-26 : La quantité des armatures transversales exigée par RPA

Donc on choisira un cadre + un étrier soit: $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

$A_{\text{adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{tmin}}$ dans les cas poutre donc cette condition est vérifiée

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- **Délimitation de la zone nodale..... (Art 7.4.2.1 RPA 99/2003)**

Dans le cas des poutres secondaires la longueur de la zone nodale (L') est égale a deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right\}$$

- ✓ h: hauteur de la poutre.
- ✓ b₁ et h₁: dimensions du poteau.
- ✓ h_e: hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage)

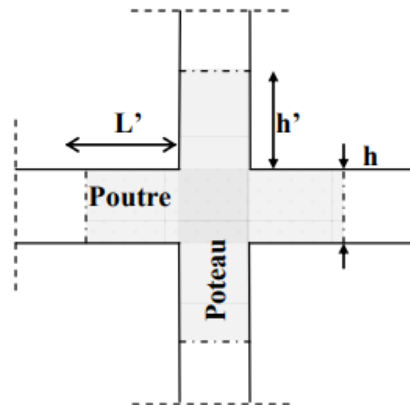


Figure IV-1 : Délimitation de la zone nodale

Poutres	$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right\}$		$L' = 2 \times h$
Poutres principales (25x30)	$h' = \max (93 ; 25 ; 30 ; 60 \text{ cm})$	93 cm	60
Poutres secondaires (20x30)	$h' = \max (51 ; 20 ; 30 ; 60 \text{ cm})$	60 cm	60

Tableau VI.27: Détermination des zones nodales

VI.2.5. Vérfications à l'ELS:

1. Etat limite d'ouverture des fissures:

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire → Fissuration peu préjudiciable.

1-Vérification des contraintes:

• Vérification de la contrainte dans les aciers:

La contrainte dans les aciers doit vérifier cette relation:

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \cdot \beta_l \cdot d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec:

$$\rho_l = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} \longrightarrow \{ k_1 ; \beta_l \} \longrightarrow \text{à partir des tableaux à l'ELS}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

A_{st} : la section d'armature adoptée.

• Vérification de la contrainte dans le béton.....(Art. A.4.5, 2 /BAEL91/99)

La contrainte de compression du béton doit vérifier cette relation:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Les résultats des vérifications sont mentionnés dans le tableau suivant:

Poutres		Ms (kN.m)	ρ	β_1	k_1	A_{adop} (cm ²)	d (cm)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	OBS	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Poutres principales (25x30)	Travée	34,662	0,893	0,866	22,31	6,03	27	245,84	348	CV	11,01	15	CV
	Appuis	-61,735	2,38	0,813	11,74	16,08	27	174,90			14,89	15	CV
Poutres secondaires (20x30)	Travée	47,996	2,116	0,820	12,78	11,43	27	189,66	348	CV	14,84	15	CV
	Appuis	-43,207	2,233	0,816	12,17	12,06	27	162,61			13,36	15	CV

3 – Etat limite de déformation (la flèche)..... (Art B.6.5 BAEL 91/99)

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

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS doivent vérifier cette condition:

$$f_{ETABS} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L: la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

✓ Sens des poutres principale:

La flèche admissible: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur: L = 505 cm.

$$f_{ETABS} = 0,005 \text{ cm} \leq f = \frac{0,5+L}{500} = 1,011 \text{ cm}$$

✓ Sens des poutres secondaire:

La flèche admissible: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur: L = 350 cm.

$$f_{ETABS} = 0,008 \text{ cm} \leq \frac{L}{500} = 0,7 \text{ cm}$$

Conclusion:

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI-3) Ferraillage des voiles:

VI-3-1) Introduction:

Le **RPA99/version 2003 (Article.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles dans chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou bien 14m de hauteur dans la **zone IIa** (moyenne sismicité). Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL91** et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99/Version 2003**.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont:

Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.

Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrailés avec trois types d'armatures:

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montages.

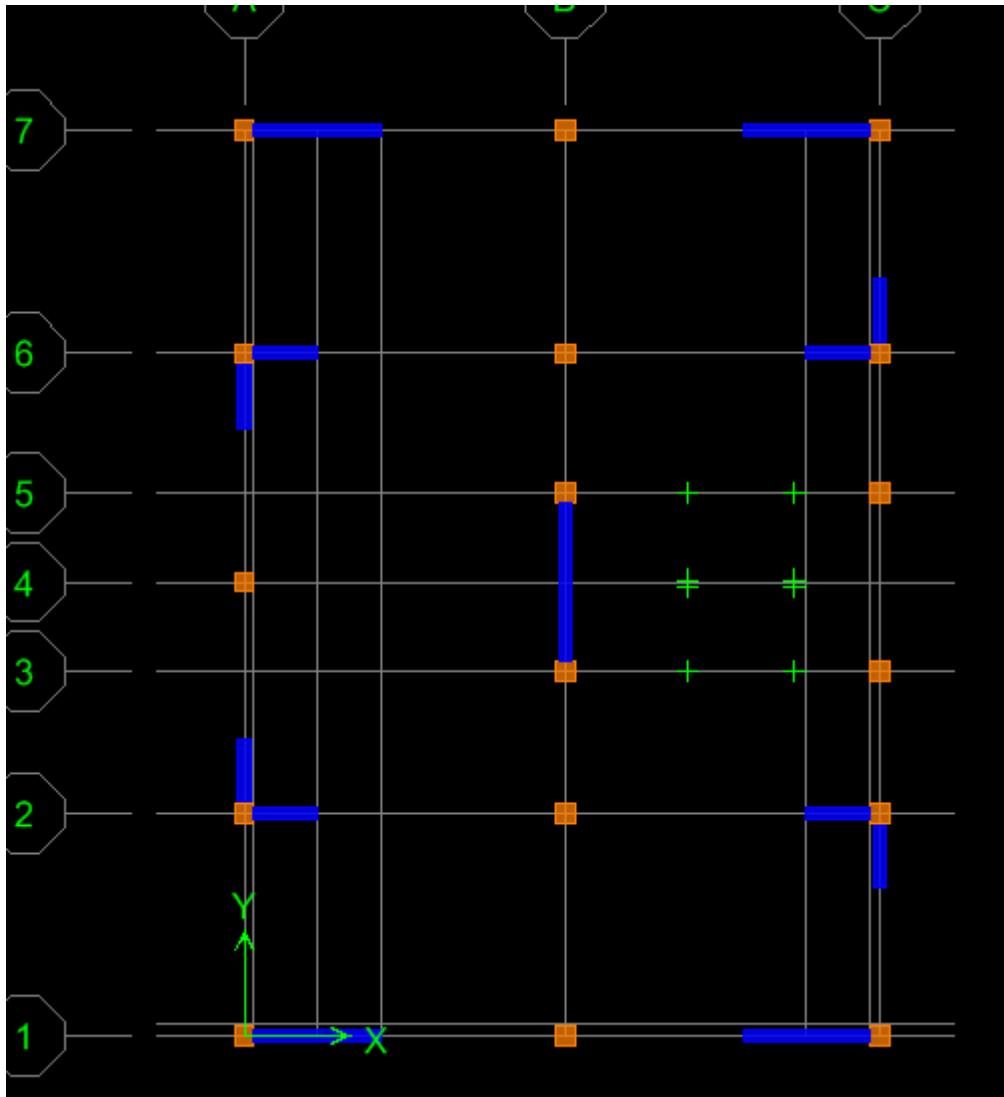
Selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99**) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivantes:

Selon BAEL91/99		Selon RPA99/2003	
ELU	1.35 G + 1.5 Q	RPA99/ 2003	G + Q ± E
ELS	G + Q	RPA99/ 2003	0.8 G ± E

Nous allons subdiviser le bâtiment en 2 zones:

- **Zone I:** RDC, ET1, ET2.
- **Zone II:** ET3, ET4, ET5.

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions:



VI.3.2. Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent:

Voile élancé: $\frac{h}{L} > 1,5$

Voile court: $\frac{h}{L} < 1,5$

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des voiles en citant la méthode des bandes et la méthode classique. La méthode utilisée est la méthode classique, qui consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

VI.3.3. Exposé de la méthode de calcul:

1 - calcul de l'excentricité: $e = \frac{M}{N}$

Avec: M: moment fléchissant.

N: effort normal.

2 - Détermination des diagrammes des contraintes:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec:

✓ M: moment fléchissant.

✓ N: effort normal.

✓ M et N sont déterminés à partir du logiciel.

✓ B: section du béton. ($L_{voile} \times E_p$).

✓ I: moment d'inertie du voile : $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{E_p \times l^3}{12}$

✓ V et V': bras de levier $V = V' = \frac{L(voile)}{2}$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter:

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**)
- Section entièrement tendue (**S.E.T**)
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

contraintes obtenues:

Section	Diagrammes des efforts normaux	La longueur de la zone tendue
S.E.T		$L_t = L_{voile}$
S.E.C		$L_t = 0$
S.P.C		$L_t = L - L_c$

Tableau VI.29: diagrammes des contraintes obtenues

3 - Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue:

Le RPA préconise de concentrer les armatures calculées au niveau des extrémités du voile. Trois cas se présentent:

a- faire en sorte de constituer un potelet avec un espacement de **10cm** et un enrobage de **5cm**.

b- 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 $\frac{L}{10}$

c- enfin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue.

La longueur de la zone comprimée est donnée par cette formule: $L_c = \sigma_{max} / (\sigma_{max} + \sigma_{min}) \times L$

La longueur de la zone tendue est donnée par cette formule: $L_t = L - L_c$

➤ **Ferraillage du voile:**

Calcul des sections d'armatures:

• **Armatures verticales:**

Selon la nature de la section on procède à un calcul classique en flexion composée, il suffit juste de déterminer L_t et N_t et M à relever du logiciel **ETABS**.

Armatures verticales	
S.E.C	$A_v = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$ ou $A_v = \frac{M_f - (d - 0,5 h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c) \times \sigma_s}$
S.E.T	$A_v = \frac{N \times g}{(d - c) \times \sigma_s}$
S.P.C	$A_v = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \pm \frac{N_t}{100 \times \sigma_s}$

Tableau VI-30: Armatures verticales

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- **Ferraillage minimale des Armatures verticales**(Art7.7.4.1/RPA99 /2003)

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 % de la section.
- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devra rester au moins égale à 0.20 % de la section horizontale du béton tendu.

➤ **Selon RPA:** (Art 7.7.4.1/RPA99 /2003)

La section d'armatures minimale:

$$A_{\min} \geq A = 0.002B$$

➤ **Selon BAEL:** (Art A4.2.1BAEL 91/99)

La section d'armatures minimale:

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{ft_{28}}{fe} \left[\frac{es-0,455d}{es-0185d} \times b \times d \right]$$

Avec:

- ✓ e_s : excentricité à l'ELS.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- **Armatures horizontaux**..... (Art 7.4.2 / RPA99/2003)

➤ **Selon RPA:** (Art 7.7.4.2 RPA99/2003)

- Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à **135°** ayant une longueur de **10φ**.
Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

A_v et $A_H > 0.15\% B$ Globalement dans la section du voile. ($B = L_{voile} \times E_p$)

A_v et $A_H > 0.10\% B$ En zone courante. ($B = L_c \times E_p$)

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{L}{10}$ de l'épaisseur du voile.

➤ **Selon BAEL:** (Art A.8.2,4/BAEL91/99)

Les armatures horizontales sont données par cette formule: $A_H = A_v/4$

Avec:

A_v : Section des armatures verticales.

- **Armatures transversales**..... (Art 7.7.4.3/RPA99/2003)

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/ Version 2003**. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Armature pour les potelets:**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- **Espacement** (Art 7.7.4.3/RPA 99/2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$St \leq \min (1,5 E_p ; 30 \text{ cm})$$

Avec:

✓ E_p : épaisseur du voile ($E_p = 20 \text{ cm}$)

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de $\frac{L}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

- **Longueur de recouvrement**..... (Art:7.7.4. 3, RPA 99/2003)

Elles doivent être égales à:

40 \emptyset pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 \emptyset pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **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: $A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$

Avec:

✓ V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

✓ T : Effort tranchant majoré $T = 1.4 \times V_u$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

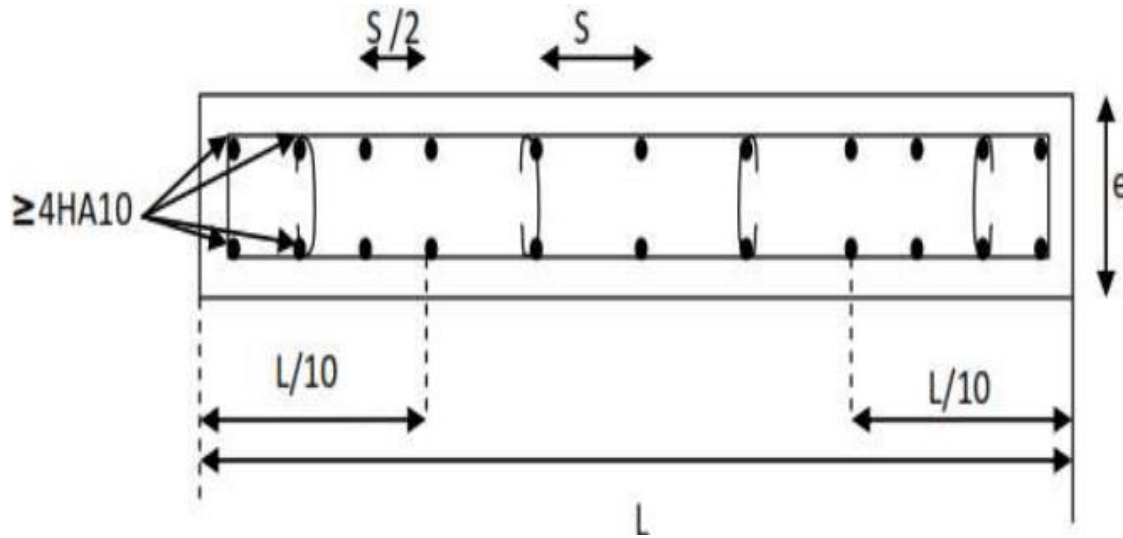


Figure VI-1: Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI.3.4. Vérification à l'ELU:

Zone tendue:

On doit vérifier:

➤ **Selon RPA:** (Art 7.7.4.1/RPA99 /2003)

Les armatures minimales:

$$A_{\min} \geq A = 0,002 B$$

➤ **Selon BAEL:** (Art A4.2.1BAEL 91/99)

Les armatures minimales:

$$A_{\min} = 0,23 \frac{ft28}{fe} \left(\frac{es-0,455 d}{es-0,185 d} \right) bd$$

Avec : $e_s = \frac{Ms}{Ns}$

Avec:

- ✓ A_{\min} : Section minimale d'aciers tendus
- ✓ f_{t28} : Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours
- ✓ f_e : Contrainte limite élastique des aciers
- ✓ e_s : Excentricité de l'effort normal à l'ELS
- ✓ d : Hauteur utile
- ✓ b : Largeur de la section de béton

$$A_{\min} = \max (A_{\min} \text{ du RPA ; } A_{\min} \text{ du BAEL})$$

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant:

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$$

Globalement dans le voile: (Art 7.7.4.2 RPA99/2003)

On doit vérifier:

$$A_{\text{total de voile}} \geq 0.15\% \times B$$

Avec:

- ✓ B : section du voile ($B = L \times E_p$)

Zone courante: (Art 7.7.4.2 RPA99/2003)

On doit vérifier:

$$A_{\text{total courante}} \geq 0,10\% \times B$$

Avec:

- ✓ B : section du voile ($B = L_c \times E_p$)

$L_c = L - 2L/10$: La longueur de la zone courante

Exigée par le BAEL:

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

VI.3.5. Vérification à l'ELS:

Pour cet état, on considère : $N_{\text{ser}} = G + Q$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_{\text{adop}}} \leq \sigma_b$$

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

Avec:

- ✓ N_{ser} : Effort normal appliqué
- ✓ B : Section du béton
- ✓ A: Section d'armatures adoptée.

• Vérification de la contrainte de cisaillement:

➤ D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99/2003)

$$\tau_b \leq \tau_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec :

$$V = 1,4 \times T$$

- ✓ b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile
- ✓ d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)
- ✓ h : Hauteur totale de la section brute.

➤ D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91/99)

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}} \cdot (ELU)}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Avec :

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible.

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa}$$

➤ **Exemple de calcul:**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinal $L = 1 \text{ m}$ sur la zone 1 (VL).

a- Caractéristiques géométriques:

L (m)	Ep (m)	B (m ²)	I (m ⁴)
1	0,2	0,2	0,017

Calcul de l'inertie:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{Ep \times l^3}{12} = \frac{0,2 \times 1^3}{12} = 0,017 \text{ m}^4$$

Calcul de la section:

$$B = Ep \times L = 0,2 \times 1 = 0,2 \text{ m}^2$$

Les contraintes les plus défavorables sont:

On a :

$N = -678,76 \text{ KN}$ (N est un effort de compression)

$M = 175,252 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-678,76}{0,2} + \frac{175,252 \times 0,5}{0,017} = 1760,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} = \frac{-678,76}{0,2} - \frac{175,252 \times 0,5}{0,017} = -8548,27 \text{ KN/m}^2$$

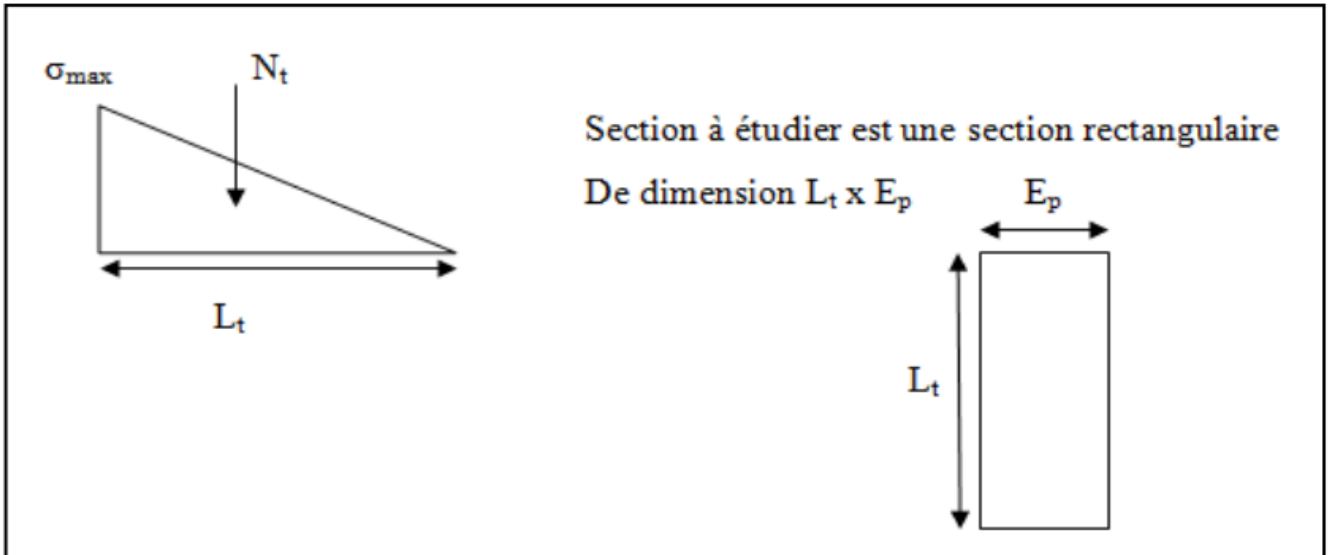
CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

b- calcul de la longueur de la zone tendue:

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{1760,67}{1760,67 + 8548,27} \times 1 = 0,17 \text{ m}$$

D'où:

$$L_t = L - L_c = 1 - 0,17 = 0,83 \text{ m}$$



On a :

$$N_t = \frac{\sigma_t \times L_t}{2} \times E_p = \frac{1760,67 \times 0,83}{2} \times 0,2 = 146,13 \text{ KN}$$

Donc:

$$M = 175,252 \text{ KN.m}$$

$$N_t = 146,13 \text{ KN}$$

$$e = \frac{Mu}{N_t} = \frac{175,252}{146,13} = 1,19 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{1}{2} - 0,03 = 0,47 \text{ m}$$

$$e = \frac{Mu}{N_t} = 1,19 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,47 \text{ m}$$

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Section partiellement comprimée (SPC)

Il faut calculer :

Moment fictif:

$$M_f = N_t \times g = 146,13 \times 1,66 = 242,57 \text{ KN.m}$$

$$g = e + \frac{h}{2} - c = 1,66 \text{ m}$$

Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{242,57 \times 10^6}{200 \times 970^2 \times 21,74} = 0,059$$

$$\mu = 0,059 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{section est simplement armée (A}_{sc} = 0)$$

$$\beta = 0,969$$

Calcul des armatures de la zone tendue:

Les armatures fictives:

$$A_{tf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{242,57 \times 10^6}{0,969 \times 970 \times 400} = 6,45 \text{ cm}^2$$

Les armatures réelles:

$$A_{st} = A_{tf} + \frac{Nu}{\sigma_s} = 6,45 + \frac{146,13 \times 10^2}{4000} = 10,10 \text{ cm}^2$$

Donc:

$$A_{st} = 10,10 \text{ cm}^2$$

Calcul des Armatures de coutures:

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{62,832 \times 10^3}{400} = 172,788 \text{ mm}^2 = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Effort tranchant majoré: } T = 1,4 \times V_u = 1,4 \times 44,88 = 62,832 \text{ KN}$$

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Cette quantité doit être ajoutée à la section d'armature A_{st} calculée

$$A_{v\text{calculée}} = A_{st} + A_{vj} = 10,10 + 1,72 = 11,82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section nécessaire pour une seule nappe: } A_s = \frac{A_{v\text{ calculée}}}{2} = 5,91 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales:

➤ **Selon RPA**

Les armatures minimales :

$$A_{\min} \geq A = 0.002 B = 0.002 \times L_t \times E_p = 0.002 \times 83 \times 20 = 3,32 \text{ cm}^2$$

$$A_v > 0.15 \% B = 0.0015 \times L_{\text{voile}} \times E_p = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_v > 0.10 \% B = 0.0010 \times L_c \times E_p = 0,34 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon BAEL:**

Les armatures minimales:

$$A_{\min} = 0,23 \frac{ft28}{fe} \left(\frac{es-0,455 d}{es-0,185 d} \right) bd$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{21}{4000} \left(\frac{0,083-0,455 \times 97}{0,083-0,185 \times 97} \right) 20 \times 97 = 5,77 \text{ cm}^2$$

$$e_s = \frac{Ms}{Ns} = \frac{30,525}{366,07} = 0,083 \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = \max (A_{\min} \text{ du RPA}, A_{\min} \text{ du BAEL}) = 5,77 \text{ cm}^2$$

Donc:

$$A_{\text{adoptée}} = \max (A_{v\text{calculée}} ; A_{\min})$$

Les sections adoptées sont:

Pour une nappe soit: **5HA14 = 7,69 cm²**

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Pour deux nappes soit: **10HA14 = 15,38 cm²**

c- Espacement:

En zone courante: $S \leq \min \{1.5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$

Soit: **St = 15 cm** en zone courante

En zone d'extrémité c'est $\frac{st}{2} = \mathbf{10 \text{ cm}}$ (espacement du potelet)

$$d = L - 5 - S/2 = 100 - 5 - 20/2 = 85 \text{ cm}$$

Armatures horizontaux :

➤ Selon RPA:

$$A_H > 0.15 \% B = 0.0015 \times L_{\text{voile}} \times E_p = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_H > 0.10 \% B = 0.0010 \times L_c \times E_p = 0.34 \text{ cm}^2$$

➤ Selon BAEL:

$$\text{Section des armatures horizontales : } A_H = \frac{Av}{4} = \frac{7,69}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Donc:

La section des armatures horizontales est: $A_H = 1,92 \text{ cm}^2$

Les sections adoptées sont:

Pour une nappe soit: **5HA10 = 3,93 cm²**

Pour deux nappes soit: **10 HA10 = 7,86 cm²**

Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

➤ **Vérification à l'ELS:**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15 \times A_{adop}} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

$$\sigma_b = \frac{366,07 \times 10^3}{200 \times 10^3 + 15 \times 7,69 \times 10^2} = 1,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,73 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement a L'ELU:

➤ **D'après l'RPA :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{62,832 \times 10^3}{200 \times 0,97 \times 10^3} = 0,32 \text{ MPa}$$

$$T = 1.4 \times V_u = 1.4 \times 44,88 = 62,832 \text{ KN}$$

$$\tau_b = 0,32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **D'après le BAEL :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa}$$

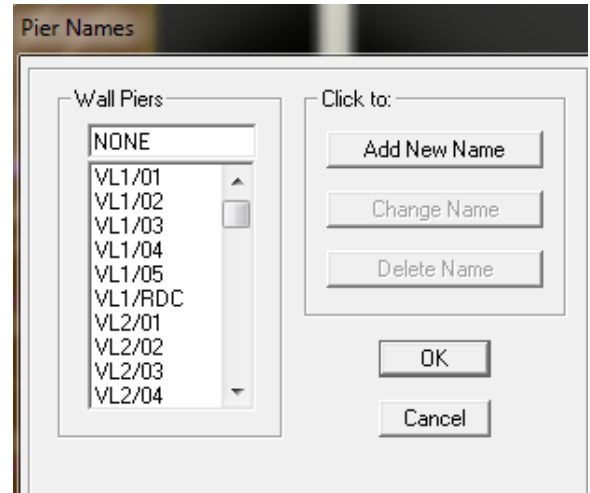
$$\tau_u = \frac{44,88 \times 10^3}{200 \times 0,97 \times 10^3} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 3,26 \text{ MPa}$$

• **L'utilisation du logiciel ETABS pour extraire les efforts internes:**

a- Chaque voile doit avoir un nom dans l'ETABS comme suit:

b- la sélection se fait par zone selon la section des poteaux



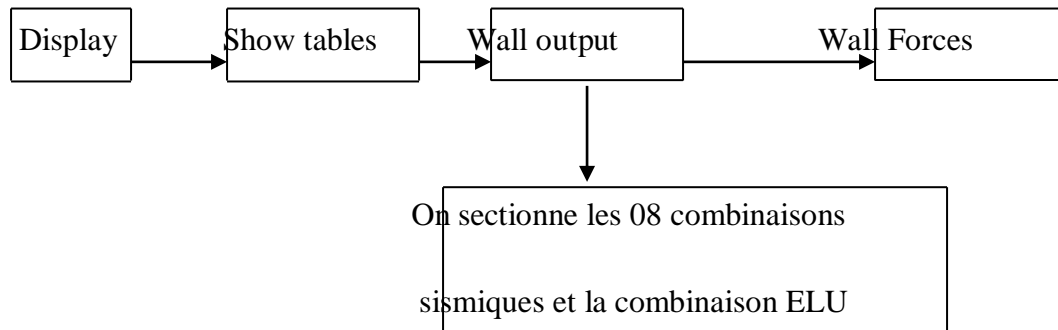
CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Zone I: RDC, ET1, ET2

Zone II: ET3, ET4, ET5

c- après avoir sélectionné les voiles considérer on procède de cette manière pour extraire les efforts internes (N-M-V)

On clique sur:



Les voiles sont ferrailés en flexion composée donc on prend les valeurs suivantes:

$N^{\max} \longrightarrow M^{\text{corres}} \longrightarrow V^{\text{corres}}$

$N^{\min} \longrightarrow M^{\text{corres}} \longrightarrow V^{\text{corres}}$

$M^{\max} \longrightarrow N^{\text{corres}} \longrightarrow V^{\text{corres}}$

On refait la même opération pour extraire les valeurs des efforts internes à l'ELS.

VI.3.6. Calcul du ferrailage des voiles et les vérifications à l'ELU et à l'ELS:

➤ **Voile longitudinales :**

Voile V_L : L = 1 m E_p = 0.20 m B = 0.20 m² I = 0.017 m⁴

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1- Calcul des contraintes:

Zone	Sollicitation	combinaison	N (KN)	M (KN.m)	V _u (KN)	σ _{max}	σ _{min}	nature de la section
Zone I	N ^{max} – M ^{corres}	GQEY ^{MAX}	-691,75	71,58	24,88	-1353,45	-5564,04	SPC
	N ^{min} – M ^{corres}	08GEY ^{MAX}	-28,4	28,696	40,3	702	-986	SPC
	M ^{max} – N ^{corres}	GQEX ^{MAX}	-678,76	175,252	44,88	1760,67	-8548,27	SPC
Zone II	N ^{max} – M ^{corres}	ELU	-320,22	43,678	29,13	-316,45	-2885,51	SPC
	N ^{min} – M ^{corres}	08GEX ^{MAX}	-22,77	13,804	29,81	292,15	-519,85	SPC
	M ^{max} – N ^{corres}	ELU	-96,67	72,122	44,33	1637,88	-2604,58	SPC

Tableau VI.31: calcul des contraintes

2- Calcul de ferrailage du voile:

➤ Les armatures verticales:

Zone	L _t m	N _t KN	A _{st} cm ²	A _{ji} cm ²	A _v cm ²	A _{v/2} cm ²	A _{min} cm ²	A _{veat} cm ²	A _{vmax} cm ²	Espacement		Ferrailage pour une seule nappe	A _{vadop} cm ²
										Zone nodale	Zone courante		
Zone I	0,80	108,27	5,90	0,95	6,85	3,42	5,77	3,42	5,91	10	10	5HA14	7,69
	0,58	40,71	2,24	1,55	3,79	1,89	5,78	1,89					
	0,83	146,13	10,10	1,72	11,82	5,91	5,77	5,91					
Zone II	0,90	28,48	2,98	1,12	4,102	2,05	5,78	2,05	3,65	10	10	4HA14	6,15
	0,64	18,69	1,09	1,14	2,23	1,11	4,90	1,11					
	0,61	99,91	5,60	1,70	7,3	3,65	5,90	3,65					

Tableau VI-32: calcul des armatures verticales

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

➤ Les armatures horizontales et les armatures transversales:

Zone	$A_H = A_v / 4$ (cm ²)	Amin Exigée par RPA		A_{Hmax} pour une seule nappe Par ml (cm ²)	Ferrailage pour une seule nappe	$A_{Hadoptée}$ (cm ²)	Espacement		Armature transversales
		Zone courante $A_H > 0.10\%B$	Globalement du voile : $A_H > 0.1\%B$				Zone nodale	Zone courante	
Zone I	1,92	0,34	3	1,92	5HA10	3,92	10	15	4 épingles HA8 /m ²
Zone II	1,53	0,76	3	1,53	5HA10	3,92	10	15	4 épingles HA8 /m ²

Tableau VI-33: calcul des armatures horizontales pour une seule nappe et transversales

Ferrailage adoptée pour les deux nappes:

Armatures verticales: 10HA14 = 15,38 cm² avec : st = 10 cm

8HA14 = 12,3 cm²

Armatures horizontales: 10HA10 = 7,84 cm² avec : st = 15 cm

Armatures transversales: 4HA8 = 2,01 cm² avec : st = 5 cm

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

3- Les vérification à L'ELU et à L'ELS:

Zones	A _{v adop} (cm ²)	EL						ELS		
		Armatures minimales			τ _b (MPa)	τ _u (MPa)	OBS	N _s (KN)	σ _b (MPa)	OBS
		Zone tendue A _v >0.20%B	Zone courante A _v > 0.10%B	Globalement du voile A _v > 0.15%B	τ̄ _b = 5 (MPa)	τ _u =3.26 (MPa)			σ̄ _b = 15 (MPa)	
Zone I	7,69	3,32	0,34	3	0,32	0,23	CV	-459,22	1,73	CV
Zone II	6,15	2,44	0,76	3	0,31	0,22	CV	-233,14	1,11	CV

Voile V_L: L = 2,4 m E_p= 0.20 m B= 0.48 m² I= 0.23 m⁴

1- Calcul des contraintes:

Zone	Sollicitation	Combinaison	N(KN)	M(KN.m)	V _u (KN)	σ _{max}	σ _{min}	nature de la section
Zone I	N ^{max} – M ^{corres}	GQEx ^{Min}	-848,04	735,45	114,47	2070,38	-5603,88	SPC
	N ^{min} – M ^{corres}	08GEx ^{MAX}	-36,4	113,392	127,01	515,78	-667,44	SPC
	M ^{max} – N ^{corres}	GQEX ^{MAX}	-246,64	805,56	129,46	3689,09	-4716,75	SPC
Zone II	N ^{max} – M ^{corres}	ELU	-390,08	4,259	6,04	-790,48	-834,83	SPC
	N ^{min} – M ^{corres}	08GEX ^{MAX}	-19,87	44,948	9,66	193,12	-275,90	SPC
	M ^{max} – N ^{corres}	ELU	-244,38	176,46	78,49	411,53	-1429,78	SPC

Tableau VI-35: calcul des contraintes

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

2- Calcul de ferrailage du voile:

➤ Les armatures verticales:

Zones	L _t M	N _t KN	A _{st} cm ²	A _{ji} cm ²	A _v cm ²	A _v /2 cm ²	A _{min} cm ²	A _{vcal} cm ²	A _{vmax} cm ²	Espacement		Ferrailage pour une seule nappe	A _{vadop} cm ²
										Zone nodale	Zone courante		
Zone I	1,75	362,31	21,55	4,40	25,95	12,97	14,91	12,97	16,15	10	10	9HA16	18,09
	1,35	69,63	3,79	4,88	8,67	4,33	14,47	4,33					
	1,34	494,33	27,34	4,98	32,32	16,15	15,66	16,15					
Zone II	1,23	97,22	3,67	0,23	3,90	1,95	14,27	1,95	3,87	10	10	4HA12	4,52
	1,41	27,22	1,49	0,37	1,86	0,93	42,92	0,93					
	1,86	76,54	4,72	3,02	7,74	3,87	42,92	3,87					

Tableau VI-36: calcul des armatures verticales

➤ Les armatures horizontales et les armatures transversales:

Zone	A _H = A _v /4 (cm ²)	A _{min} Exigée par RPA		A _{Hmax} pour une seule nappe Par ml (cm ²)	Ferrailage pour une seule nappe	A _{Hadoptée} (cm ²)	Espacement		Armature transversales
		Zone courante A _H > 0.10%B	Globalement du voile A _H > 0.15%B				Zone nodale	Zone courante	
Zone I	4,52	2,1	7,2	7,2	7HA12	7,92	10	15	4 épingles HA8 /m ²
Zone II	1,13	1,07	7,2	7,2	7HA12	7,92	10	15	4 épingles HA8 /m ²

Tableau VI-37: calcul des armatures horizontales pour une seule nappe et transversales

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1- Calcul des contraintes:

Zone	Sollicitation	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	V _u (KN)	σ _{max}	σ _{min}	nature de la section
Zone I	N ^{max} – M ^{corres}	GQEy ^{Min}	-665,09	267,198	75,54	5024,48	-11675,38	SPC
	N ^{min} – M ^{corres}	08GEy ^{MAX}	-36,74	145,776	75,38	4371,80	-4739,20	SPC
	M ^{max} – N ^{corres}	GQEy ^{Min}	-623,11	285,857	85,43	5817,48	-12048,58	SPC
Zone II	N ^{max} – M ^{corres}	ELU	-320,77	18,546	11,68	-1024,28	-2183,41	SEC
	N ^{min} – M ^{corres}	08GEy ^{MAX}	-1,61	13,434	35,33	411,76	-427,86	SPC
	M ^{max} – N ^{corres}	GQEY ^{max}	-85,39	121,86	8,71	3381,17	-4235,07	SPC

Tableau VI-: calcul des contraintes

2- Calcul de ferrailage du voile:

➤ Les armatures verticales:

Zone	L _t (m)	N _t KN	A _{st} cm ²	A _{ji} cm ²	A _v cm ²	A _{v/2} cm ²	A _{min} cm ²	A _{vecal} cm ²	A _{vmax} cm ²	Espacement		Ferrailage pour une seule nappe	A _{vadop} cm ²
										Zone nodale	Zone courante		
Zone I	0,69	346,68	20,39	2,90	23,29	11,64	5,76	11,64	12,92	10	10	9HA14	13,85
	0,52	227,33	12,39	2,90	15,29	7,64	5,76	7,64					
	0,67	389,77	22,57	3,28	25,85	12,92	5,78	12,92					
Zone II	0,68	69,65	1,74	0,44	2,18	1,09	5,77	1,09	5,24	10	10	5HA14	7,69
	0,50	20,58	1,10	1,36	2,46	1,23	5,95	1,23					
	0,55	185,96	10,15	0,33	10,48	5,24	5,83	5,24					

Tableau VI-: calcul des armatures verticales

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

➤ Les armatures horizontales et les armatures transversales:

Zones	$A_H = A_v/4$ (cm ²)	Amin Exigée par RPA		A_{Hmax} pour une seule nappe Par ml (cm ²)	Ferrailage pour une seule nappe	A_{Hadop} (cm ²)	Espacement		Armature transversales
		Zone courante $A_H > 0.10\%B$	Globalement du voile $A_H > 0.15\%B$				Zone nodale	Zone courante	
Zone I	3,46	0,64	3	3,50	5HA10	3,92	10	15	4 épingles HA8 /m ²
Zone II	1,92	0,88	3	2	5HA10	3,92	10	15	4 épingles HA8 /m ²

Tableau VI-37: calcul des armatures horizontales pour une seule nappe et transversales

Ferrailage adoptée pour les deux nappes:

Armatures verticales: 18HA14 = 27,7 cm² avec : st = 10 cm

10HA14 = 1,38 cm²

Armatures horizontales: 10HA10= cm² avec : st = 15 cm

Armatures transversales: 4HA8 = 2,01 cm² avec : st = 5 cm

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

3- Les vérification à L'ELU et à L'ELS:

Zones	A_v adop (cm ²)	ELU					ELS			
		Armatures minimales			τ_b (MPa)	τ_u (MPa)	OBS	Ns (KN)	σ_b (MPa)	OBS
		Zone tendue $A_v > 0.20\%B$	Zone courante $A_v > 0.10\%B$	Globalement du voile $A_v >$ $0.15\%B$	$\tau_b = 5$ (MPa)	$\tau_u = 3.26$ (MPa)			$\sigma_b = 15$ (MPa)	
Zone I	13,85	2,68	0,64	3	0,61	0,44	CV	341,68	1,54	CV
Zone II	7,69	2,2	0,88	3	0,06	0,04	CV	129,81	0,61	CV

Voiles transversales :

Voile V_T : $L = 2,50$ m $E_p = 0.20$ m $B = 0,5$ m² $I = 0,26$ m⁴

1- Calcul des contraintes:

Zone	Sollicitation	combinaison	N (KN)	M (KN.m)	V_u (KN)	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	nature de la section
Zone I	$N^{max} - M^{corres}$	GQEx ^{Min}	-1706,13	20,548	13,23	-3313,47	-3511,04	SPC
	$N^{min} - M^{corres}$	08GEx ^{MAX}	-460,41	3,007	14,91	-906,36	-935,27	SPC
	$M^{max} - N^{corres}$	GQEX ^{MAX}	-1246,68	1532,022	335,7	4872,13	-9858,85	SPC
Zone II	$N^{max} - M^{corres}$	ELU	-825,6	26,889	17,61	-1521,92	-1780,47	SPC
	$N^{min} - M^{corres}$	08GEX ^{MAX}	-91,57	18,497	9,89	-94,21	-272,06	SPC
	$M^{max} - N^{corres}$	ELU	-601,06	248,902	142,67	-5,47	-2398,76	SPC

Tableau VI-: calcul des contraintes

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

2- Calcul de ferrailage du voile:

➤ Les armatures verticales:

Zone	L _t M	N _t KN	A _{st} cm ²	A _{ji} cm ²	A _v cm ²	A _{v/2} cm ²	A _{min} cm ²	A _{vcal} cm ²	A _{vmax} cm ²	Espacement		Ferrailage pour une seule nappe	A _{vadop} cm ²
										Zone nodale	Zone courante		
Zone I	1,28	424,12	16,09	0,5	16,59	8,29	14,6	8,29	30,08	10	10	21HA14	32,31
	1,26	114,20	4,28	0,57	2	1	14,7	1					
	1,67	813,64	47,24	12,92	60,16	30,08	15,06	30,08					
Zone II	1,34	203,93	7,89	0,67	8,56	4,24	15,28	4,24	15,22	10	10	10HA14	15,39
	1,85	17,42	0,83	0,38	1,21	0,605	16,51	0,605					
	2,49	597,29	24,96	5,49	30,45	15,22	17,77	15,22					

Tableau VI-: calcul des armatures verticales

➤ Les armatures horizontales et les armatures transversales:

Zone	A _H = A _v /4 (cm ²)	Amin Exigée par RPA		A _{Hmax} pour une seule nappe Par ml (cm ²)	Ferrailage pour une seule nappe	A _{Hadop} (cm ²)	Espacement		Armature transversales
		Zone courante A _H > 0.10%B	Globalement du voile A _H > 0.15%B				Zone nodale	Zone courante	
Zone I	8,07	1,65	7,5	8,07	8HA12	9,05	10	15	4 épingles HA8 /m ²
Zone II	3,84	0,01	7,5	7,5	7HA12	7,92	10	15	4 épingles HA8 /m ²

Tableau VI-37: calcul des armatures horizontales pour une seule nappe et transversales

Ferrailage adoptée pour les deux nappes:

Armatures verticales: 42HA14 = 64,62 cm² avec : st = 10 cm

20HA14 = 30,78 cm²

Armatures horizontales: 16HA12 = 18,1 cm² avec : st = 15 cm

14HA12 = 15,84 cm²

Armatures transversales: 4HA8 = 2,01 cm² avec : st = 5 cm

3- Les vérification à L'ELU et à L'ELS:

Zones	A _v adop (cm ²)	ELU					ELS			
		Armatures minimales			τ _b (MPa)	τ _u (MPa)	OBS	N _s (KN)	σ _b (MPa)	OBS
		Zone tendue A _v >0.20%B	Zone courante A _v >0.10%B	Globalement du voile A _v > 0.15%B	$\frac{\tau_b}{5}$ (MPa)	τ _u =3.26 (MPa)			$\frac{\sigma_b}{15}$ (MPa)	
Zone I	32,31	6,68	1,65	7,5	0,95	0,67	CV	-906,85	3,64	CV
Zone II	15,39	9,96	0,01	7,5	0,40	0,28	CV	-172,36	0,77	CV

CHAPITRE VII
VOILE PERIPHERIQUE

VII. Etude du voile périphérique :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un voile périphérique qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terre. Le voile forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

VII.1. Pré-dimensionnement du voile périphérique de soutènement:

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 99 (Article.10.12)** pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de **20 cm**.

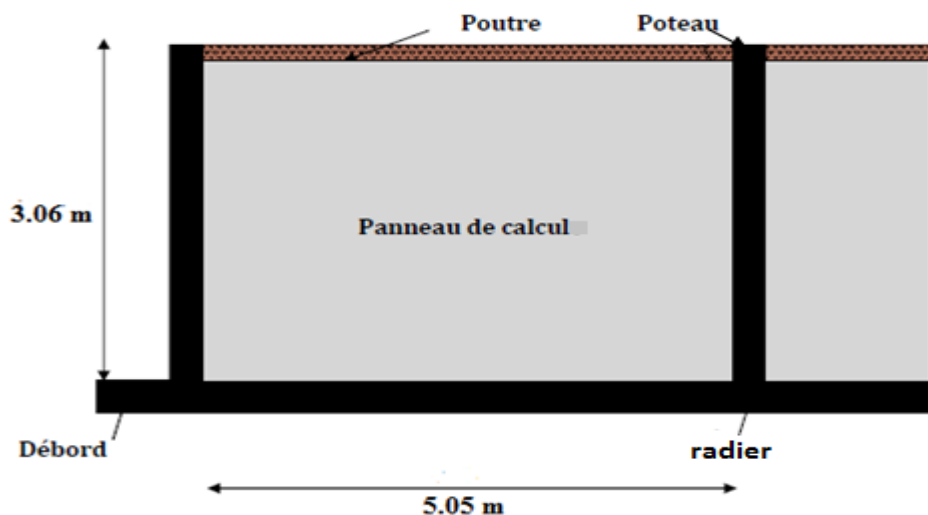


Figure VII.1 : Panneau a calculée.

VII.1.1. Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_h et σ_v tel que : $\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$

Avec :

- ✓ K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos : $K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$
- ✓ σ_h : Contraintes horizontales.
- ✓ σ_v : Contrainte verticales.
- ✓ φ : Angle de frottement interne.

❖ Données de calcul :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/ml}$
- $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ Poids volumique des terres
- $\varphi = 30^\circ$ Angle de frottement interne
- Cohésion : $c = 0$

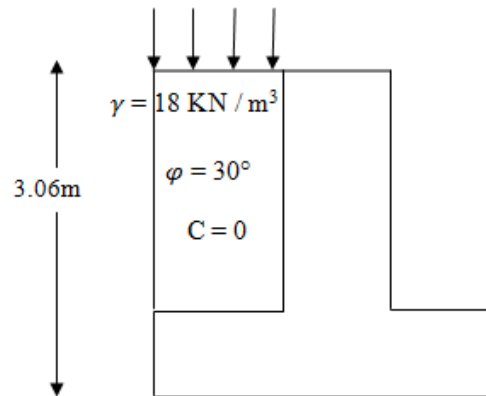


Schéma de voile de soutènement

VII.1.2. Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = 0,58$$

$$\sigma_v = q + \gamma \cdot h \quad \text{avec : } 0 < h < H$$

• **A l'ELU :**

$$\sigma_h = K_0 \times (1,5 q + 1,35 \gamma \cdot h)$$

$$h = 0 \text{ m} \quad \sigma_h = 8,7 \text{ KN/m}^3$$

$$h = 3,06 \text{ m} \quad \sigma_h = 51,82 \text{ KN/m}^3$$

• **A l'ELS :**

$$\sigma_h = K_0 \times (q + \gamma \cdot h)$$

$$h = 0 \text{ m} \quad \sigma_h = 5,8 \text{ KN/m}^3$$

$$h = 3,06 \text{ m} \quad \sigma_h = 37,74 \text{ KN/m}^3$$

• **Diagramme des contraintes :**



Figure 3 : Diagramme des contraintes.

VII.1.3. Charge moyenne à considérer dans les calculs :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

- A l'ELU :

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 51,82 + 8,7)}{4} \times 1 = 41,04 \text{ KN/ml}$$

- A l'ELS :

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 37,74 + 5,8)}{4} \times 1 = 29,75 \text{ KN/ml}$$

VII.2. Ferrailage du voile périphérique :

VII.2.1. Méthode de calcul :

Le voile périphérique de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encadrées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

VII.2.2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encadrés sur 4 appuis. Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0,75.
- Moment d'encastrement sur les grands coté :
 - 0,3 (appuis de rive).
 - 0,5 (autres appuis).

VII.2.3. Identification des panneaux :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

$$\begin{cases} L_y = 5,05 \text{ m} \\ L_x = 3,06 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{5,05} = 0,60$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

$$\rho = 0,60 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0812 \\ \mu_y = 0,305 \end{cases}$$

On aura donc $M_x = 0,0812 \times 41,04 \times 3,06^2 = 31,20 \text{ KN.m}$

$M_y = 0,305 \times 31,20 = 9,51 \text{ KN.m}$

VII.2.4. Correction des moments :

• **Sens x-x :**

$M_a = 0,5 \times 31,20 = 15,6 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,75 \times 31,20 = 23,4 \text{ KN.m}$

• **Sens y-y :**

$M_a = 0,5 \times 9,51 = 4,75 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,75 \times 9,51 = 7,13 \text{ KN.m}$

Ferrailage :

Sens	Zones	M_u (KN. m)	μ	β	A (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$	S_t (cm)
X-X	Appuis	15,6	0,038	0,981	2,68	2	6HA12	15
	Travée	23,4	0,057	0,970	4,07	2	6HA12	15
Y-Y	Appuis	4,75	0,011	0,994	0,807	2	6HA12	15
	Travée	7,13	0,017	0,991	1,21	2	6HA12	15

Tableau 1: Ferrailage du voile périphérique.

VII.3. Recommandations du RPA 99 :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$A \geq 0,001.b.h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par : 4 épingles par m² de HA8.

$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$

h : épaisseur du voile = 20 cm

➤ **Vérification des espacements:**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs cidessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale du voile.

• **Sens x-x :**

$$St \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = \min \{3 \times 20 ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

• **Sens y-y :**

$$St \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = \min \{4 \times 20 ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

VII.4. Vérification à l'ELS :

$$\nu = 0,2 ; \rho = 0,60 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0861 \\ \mu_y = 0,476 \end{array} \right.$$

$$\text{On aura donc :} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_x = 0,0861 \times 29,75 \times 3,06^2 = 23,98 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,476 \times 23,98 = 11,41 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Sens x-x :**

$$M_a = 0,5 \times 23,98 = 11,99 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 23,98 = 17,98 \text{ KN.m}$$

• **Sens y-y :**

$$M_a = 0,5 \times 11,41 = 5,70 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 11,41 = 8,55 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

• **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3 \times f_e} ; 110 \sqrt{\eta \text{ ft}28} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3 \times 400} ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

• **Dans le béton :**

$$\rho_l = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s \leq 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens		A_s (cm ²)	M_s (KN.m)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MP)	Obs
x-x	Appuis	6HA12	11,99	0,398	0,903	0,027	115,20	201,63	3,11	15	CV
	travée	6HA12	17,98	0,398	0,903	0,027	172,75	201,63	4,66	15	CV
y-y	Appuis	6HA12	5,78	0,398	0,903	0,027	55,53	201,63	1,49	15	CV
	travée	6HA12	8,55	0,398	0,903	0,027	82,14	201,63	2,21	15	CV

Tableau 2 : Vérification des contraintes a l'ELS.

➤ **Résultats:**

- ✓ L'épaisseur du voile périphérique de soutènement est de 20cm.
- ✓ Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

❖ **Sens x-x :**

En travée : **6HA12/ml** avec un espacement de 15 cm.
 Aux appuis : **6HA12/ml** avec un espacement de 15 cm.

❖ **Sens y-y :**

En travée : **6HA12/ml** avec un espacement de 15 cm.
 Aux appuis : **6HA12/ml** avec un espacement de 15 cm.

CHAPITRE VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. Introduction:

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation:

- **un effort normal:** charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale:** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment:** qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a- Fondations superficielles:

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont:

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers.

b- Fondations profondes:

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur.

Les principaux types de fondations profondes sont:

- Les pieux
- Les puits

VIII.2. Le choix du type de fondation:

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'étude de sol, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 1,20 bars comme contrainte admissible du sol à une profondeur de $D = 3$ m. Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants:

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure.

Choix du type de fondations:

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres:

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VIII.3. Calcul des semelles:**VIII.3.1. Semelles isolées:****➤ sous poteaux:**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s \max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

Remarque:

On considère le poteau le plus sollicité.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{poteau carré}).$$

D'où:

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple :

$$N_s = 282,05 \text{ KN}$$

$$B = A \times B = 2,35 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 0,120 \text{ MPa}$$

Remarque:

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

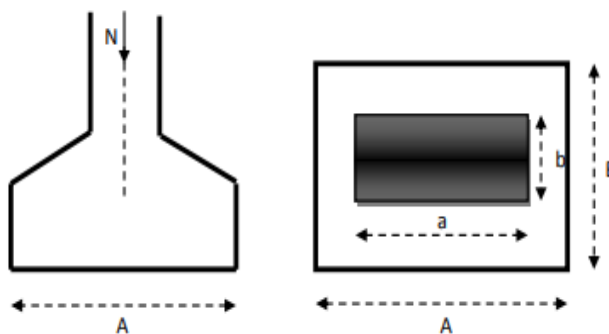


Figure VIII-1: Semelle isolée

VIII.3.2. Semelles filantes:➤ Semelles filantes sous voiles:

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L}$$

Avec :

- ✓ σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{\text{sol}} = 0,120$ MPa)
- ✓ b: largeur de la semelle.
- ✓ L: longueur de la semelle sous voile.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant:

Voiles	N _s (KN)	L (m)	b (m)	S = b.L (m ²)
VL1	550,69	2,4	1,91	4,58
VL2	555,48	2,4	1,92	4,62
VL3	559,25	2,4	1,94	4,66
VL4	544,58	2,4	1,89	4,53
VL5	459,22	1	3,82	3,82
VL6	443,83	1	3,69	3,69
VL7	449,80	1	3,74	3,74
VL8	354,61	1	2,95	2,95

Tableau VIII.1: Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)La surface des semelles filantes sous les voiles dans le sens longitudinales est: S_t = 32,59 m².

Voiles	N _s (KN)	L (m)	b (m)	S = b.L (m ²)
VT1	1243,71	2,5	4,14	10,36
VT2	440,96	1	3,67	3,67
VT3	358,53	1	2,98	2,98
VT4	437,44	1	3,64	3,64
VT5	447,25	1	3,72	3,72

Tableau VIII.2: Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous les voiles dans le sens transversal est: $S_t = 24,37 \text{ m}^2$.

La surface des semelles filantes sous voiles est:

$$S_v = \sum S_i = 32,59 + 24,37 = 56,96 \text{ m}^2$$

- **Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux:**

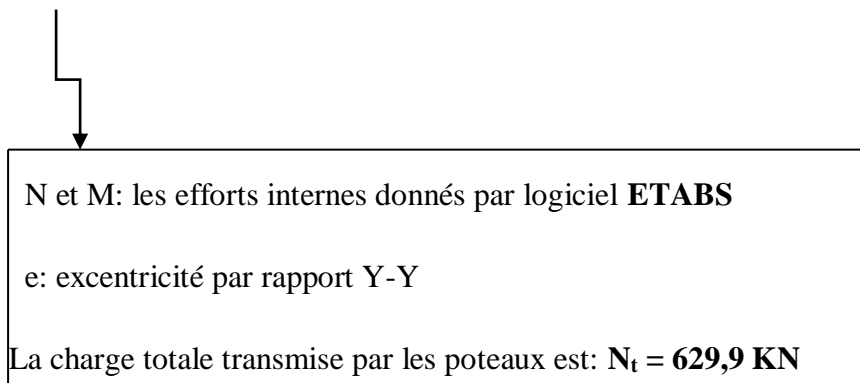
Hypothèse de calcul:

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultantes des charges agissant sur la semelle.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

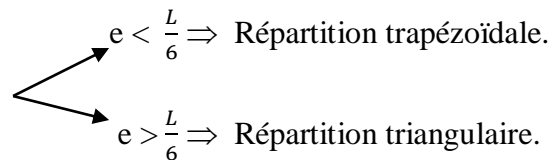
Poteaux	N (kN)	M _i (kN.m)	e _i (m)	N × e _i
P1	168,81	1,227	-5,05	-852,49
P2	282,05	0,433	0	0
P3	179,04	0,857	4,95	886,24
Somme	629,9	2,517		33,75

Tableau VIII3: Résultats des charges sous poteaux



Étape de calcul:

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle:



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Exemple de calcul:

Détermination de coordonnées de la résultante R:

$$e = \frac{\sum Ni \cdot ei + \sum Mi}{R} = \frac{33,75 + 2,517}{629,9} = 0,057 \longrightarrow e = 0,057 \text{ m}$$

Avec :

$$R = \sum Ni$$

➤ Détermination de la distribution par [ml] de la semelle:

$$e = 0,057 < \frac{L}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ m} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{629,9}{10} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,057}{10}\right) = 60,83 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{629,9}{10} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,057}{10}\right) = 65,14 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{629,9}{10} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,057}{10}\right) = 64,06 \text{ KN/ml}$$

➤ Détermination de la largeur de la semelle:

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{64,06}{120} = 0,53 \text{ m}$$

On prend :

$$B = 0.7 \text{ m}$$

Pour le sens longitudinal:

Nous aurons la surface totale de la semelle filante:

$$S_t = S_v + S_p = 56,96 + 14 = \text{m}^2 \text{ (sens longitudinal)}$$

Avec :

$$S_p = B \times L \times n = 0,7 \times 10 \times 2 = 14 \text{ m}^2$$

✓ n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Remarque:

La surface totale du bâtiment est:

$$S_{\text{bat}} = 14,6 \times 10,35 = 151,11 \text{ m}^2$$

La surface totale de la semelle filante dans le sens longitudinal: $S_t = 132,47 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S(\text{bat})} = \frac{70,6}{151,11} = 0,46 < 0,5$$

La surface des semelles dans le sens longitudinal représente 50 % de la surface de bâtiment.

Conclusion:

Dans le sens longitudinal les semelles occupent 46 % de la surface totale de bâtiment, donc la surface totale des semelles (dans les deux sens longitudinal et transversal) ne dépasse pas les 50% de la surface totale de bâtiment. Dans ce cas les semelles filantes peuvent supporter la charge de bâtiment. Mais on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment pour une sécurité optimale.

VIII.3.3. Calcul du radier général:

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.

- Évite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

➤ **Pré-dimensionnement du radier:**

a- Selon la condition d'épaisseur minimale:

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25(cm) $\longrightarrow \min \geq 25 \text{ cm}$

b- Selon la condition forfaitaire:

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec :

- ✓ h_r : épaisseur du radier
- ✓ L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\frac{505}{8} = 63,125 \text{ cm} \leq h_r \leq \frac{505}{5} = 101 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad 63,125 \text{ cm} \leq h_r \leq 101 \text{ cm}$$

On prend :

$$h_r = 80 \text{ cm}$$

- **la dalle:**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes:

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{505}{20} = 25,25 \quad \longrightarrow \quad h_d \geq 25,25 \text{ cm}$$

On prend :

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

- **La nervure:**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à:

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{505}{10} = 50,5 \quad \longrightarrow \quad h_n \geq 50,5 \text{ cm}$$

On prend :

$$h_n = 60 \text{ cm}$$

L_{\max} : La distance max entre deux voiles successive.

c- Condition de longueur d'élasticité:

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \times Ei}{K \times b}} > \frac{2}{n} L_{\max}$$

Avec:

- ✓ L_e : Longueur élastique.
- ✓ K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40$ (MPa)
- ✓ L_{\max} : La distance max entre deux poteaux successifs.

Le calcul s'effectue en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie:

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec:

- ✓ E : le module de Young

Pour un chargement de longue durée: $E = 10818,86$ MPa

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \cdot 505\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot 40}{10818,86}}$$

$$h \geq 105 \text{ cm}$$

On opte:

$$h = 120 \text{ cm}$$

Et la largeur égale à:

$$0,4 h \leq b_n \leq 0,7 h$$

$$0,4 \times 120 = 48 \text{ cm} \leq b_n \leq 0,7 \times 120 = 84 \text{ cm}$$

Soit :

$$b_n = 60 \text{ cm}$$

d- Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique:

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$P \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$$

Avec:

- P : Poids total à la base du radier, $P = 10287,24 \text{ KN}$
- F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $F_s = 1.5$
- γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$)
- Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1,2 \text{ m}$)
- S : surface du radier, ($S = 182,63 \text{ m}^2$).

Donc :

$$P = 10287,24 \text{ KN} \geq F_s \times \gamma \times Z \times S = 1,5 \times 10 \times 1,2 \times 182,63 = 3287,34 \text{ KN}$$

—————>Condition vérifiée

Remarque:

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier

$h_d = 30 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle du radier.

$b_n = 60 \text{ cm}$: Largeur de la nervure.

$h_n = 120 \text{ cm}$: Hauteur de la nervure

➤ **Détermination de la surface nécessaire du radier:**

a- **Détermination des sollicitations:**

➤ **poids de la superstructure:**

Charges permanentes: $G = 10287,24 \text{ kN}$

Charges d'exploitation: $Q = 1783,43 \text{ kN}$

➤ **combinaison de charges:**

ELU : $1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10287,24 + 1,5 \times 1783,43 = 16562,91 \text{ KN}$

ELS : $G + Q = 10287,24 + 1783,43 = 12070,67 \text{ KN}$

Donc :

ELU : $N_u = 16562,91 \text{ KN}$

ELS : $N_s = 12070,67 \text{ KN}$

b- **Détermination de la surface nécessaire du radier:**

ELU :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{Nu}{1,33 \sigma_s} = \frac{16562,91}{1,33 \times 120} = 103,77 \text{ m}^2$$

ELS :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{Ns}{\sigma_s} = \frac{12070,67}{120} = 100,58 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 151,11 \text{ m}^2 \geq S_{\text{radier}} = \max (100,58 ; 103,77) = 103,77 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ($L_{\text{déb}}$), comme nous l'impose le **BAEL91 modifiée99**. La largeur de débord sera calculée comme suit:

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{120}{2} = 60 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = \mathbf{65 \text{ cm}}$

La surface de débord est:

$$S_{\text{déb}} = [(L_x + L_y) \times L_{\text{déb}}] \times 2$$

$$S_{\text{déb}} = [(10+14,25) \times 0,65] \times 2 = 31,52 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier:

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 151,11 + 31,52 = 182,63 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 182,63 \text{ m}^2$$

➤ **Détermination des efforts à la base du radier:**

a- charges permanentes:

- Poids du bâtiment: $G_{\text{bat}} = 10287,24 \text{ KN}$
- Poids du radier:

$G_{\text{rad}} =$ poids de la dalle + poids de la nervure + poids de T. V. + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times 25$$

$$P_{\text{dalle}} = 182,63 \times 0,3 \times 25 = 1369,72 \text{ KN}$$

Poids de la nervure:

$$P_n = b_n (h_n - h_d) \times L \times n \times 25$$

Avec: $L_n = (L_x \times n) + (L_y \times n)$

$$L_n = (10 \times 2) + (14,25 \times 4) = 77 \text{ m}$$

Donc : $P_n = 0,6 (1,2 - 0,3) \times 77 \times 25 = 1039,5 \text{ KN}$

Poids de T.V.O:

$$P_{\text{T.V.O}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [182,63 - (77 \times 0,6)] \times (1,2 - 0,3) \times 17 = 2087,37 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante libre:

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times 25$$

e_p : Epaisseur de la dalle.

$$\frac{1}{50} \leq \frac{e_p}{L_{max}} \leq \frac{1}{40}$$

$$\frac{L_{max}}{50} \leq e_p \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{505}{50} = 10,1 \leq e_p \leq \frac{505}{40} = 12,62$$

$$e_p = 12 \text{ cm}$$

$$P_{df} = 182,63 \times 0,12 \times 25 = 547,89 \text{ KN}$$

- **Poids total du radier:**

$$G_{rad} = 1369,72 + 2087,37 + 547,89 + 1039,5 = 5044,48 \text{ KN}$$

- b- **charges d'exploitation:**

$$\text{Surcharge du bâtiment: } Q_{bat} = 1783,43 \text{ kN}$$

$$\text{Surcharge du radier: } Q_{rad} = 3,5 \times S_{rad} = 3,5 \times 182,63 = 639,20 \text{ KN}$$

- c- **Poids total la structure:**

$$G_t = G_{rad} + G_{bat}$$

$$G_t = 5044,48 + 10287,24 = 15331,72 \text{ KN}$$

$$Q_t = Q_{rad} + Q_{bat}$$

$$Q_t = 639,20 + 1783,43 = 2422,63 \text{ KN}$$

- d- **Combinaisons d'action:**

$$\text{ELU : } 1,35 G_t + 1,5 Q_t = 1,35 \times 15331,72 + 1,5 \times 2422,63 = 24331,76$$

$$N_u = 24331,76 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } G_t + Q_t = 15331,72 + 2422,63 = 17754,35$$

$$N_s = 17754,35 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des caractéristiques géométriques du radier:**

a- calcul du centre de gravité:

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 5 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,125 \text{ m}$$

Avec :

- ✓ S_i : Aire du panneau considéré.
- ✓ X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b- Moment d'inertie du radier:

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 2411,36 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 1187,5 \text{ m}^4$$

VIII-3-4) Vérification à l'ELU:

- **Vérification de la contrainte de cisaillement.....(Art A.5.1.211BAEL91/99)**

Il faut vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 4 \text{ MP}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

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

$$d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{Nu \cdot b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{24331,76 \times 1}{182,63} \times \frac{5,05}{2} = 336,40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{336,40}{1000 \times 0,270} = 1,24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la stabilité du radier:**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Efforts normaux (N) dûs aux charges verticales.

Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :

- ✓ M_0 : Moment sismique à la base de la structure (valeur obtenue à partir du logiciel ETABS).
- ✓ T_0 : Effort tranchant à la base de la structure (valeur obtenue à partir du logiciel ETABS).
- ✓ h : Profondeur de l'infrastructure.

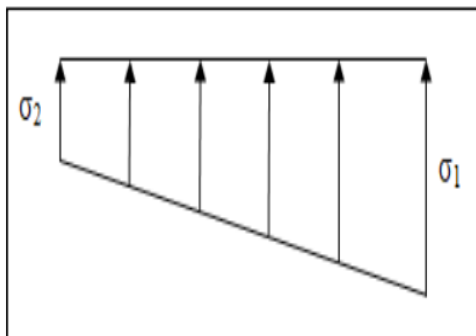


Figure VIII.3: Diagramme des contraintes du sol

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne:

Avec :

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que:

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

$$N_u = 24331,76 \text{ KN}$$

$$N_s = 17754,35 \text{ KN}$$

$$M_{ox} = 9659,58 \text{ KN.m}$$

$$T_{ox} = 600,12 \text{ KN}$$

$$M_{oy} = 9122,317 \text{ KN.m}$$

$$T_{oy} = 638,07 \text{ KN}$$

➤ **Sens longitudinal:**

ELU :

$$M = 9659,76 + (600,12 \times 1) = 10259,88 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times XG}{I_{yy}} = \frac{24331,76}{182,63} \pm \frac{10259,88 \times 5}{1187,5}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 176,42 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 90,031 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_m = \frac{3(176,41) + 90,031}{4} = 154,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 154,81 \text{ KN/m}^2 \leq 159,6 \text{ KN/m}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

ELS :

$$M = 9659,76 + (600,12 \times 1) = 10259,88 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times XG}{I_{yy}} = \frac{17754,35}{182,63} \pm \frac{10259,88 \times 5}{1187,5}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 140,41 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 54,01 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_m = \frac{3(140,41) + 54,01}{4} = 118,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 118,81 \text{ KN/m}^2 \leq 120 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

ELU :

$$M = 9659,76 + (600,12 \times 1) = 10259,88 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{Nu}{Srad} \pm \frac{M \times YG}{Ixx} = \frac{24331,76}{182,63} \pm \frac{10259,88 \times 7,125}{2411,36}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 163,54 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 102,91 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_m = \frac{3(163,54) + 102,91}{4} = 148,38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 148,38 \text{ KN/m}^2 \leq 159,6 \text{ KN/m}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

ELS :

$$M = 9659,76 + (600,12 \times 1) = 10259,88 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{Ns}{Srad} \pm \frac{M \times YG}{Ixx} = \frac{17754,35}{182,63} \pm \frac{10259,88 \times 7,125}{2411,36}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 127,53 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 66,89 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_m = \frac{3(127,53) + 66,89}{4} = 112,37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 112,37 \text{ KN/m}^2 \leq 120 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification au poinçonnement**.....(Art A.5.24 BAEL91/99)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite:

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

- ✓ N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.
- ✓ μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.
- ✓ h: Épaisseur totale de la dalle.

➤ **Vérification pour les poteaux:**

$$N_u = 913,96 \text{ KN} \quad (\text{Valeur tiré à partir u logiciel ETABS})$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = [0,35 + 0,35 + (2 \times 1)] = 2,7 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 2,7 \times 1 \times 25000}{1,5} = 2025 \text{ KN}$$

$$N_u = 913,96 \text{ KN} \leq 2025 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

VIII.3.5. Ferraillage de la dalle du radier:

Pour le calcul du ferraillage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On distingue deux cas:

➤ 1^{er} cas:

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \times \frac{L_x^2}{8}$$

$$M_{oy} = 0$$

2^{eme} cas:

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au Centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent:

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad (L_x < L_y)$$

Remarque:

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

➤ **Identification du panneau le plus sollicité:**

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{\text{Grad}}{\text{Srad}} = 148,38 - \frac{5044,48}{182,63} = 120,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{\text{Grad}}{\text{Srad}} = 112,37 - \frac{5044,48}{182,63} = 84,74 \text{ KN/m}^2$$

Panneau de dimension:

$$L_x = 3,50 \text{ m}$$

$$L_y = 5,05 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{350}{505} = 0,69$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

➤ **Calcul des armatures à l'ELU:**

$$\rho = 0,69 \begin{cases} \mu_x = 0,0695 \\ \mu_y = 0,422 \end{cases}$$

$$q_u = 120,75 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0695 \times 120,75 \times (3,5)^2 = 102,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0,422 \times 102,80 = 43,38 \text{ KN.m}$$

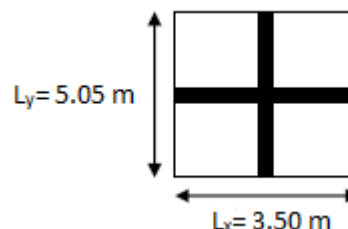
➤ **Sens XX:**

a- **Moment en travées:**

$$M_{utx} = 0,75 \times M_{ox} = 77,10 \text{ KN.m}$$

b- **Moment aux appuis:**

$$M_{uax} = -0,5 \times M_{ox} = -51,40 \text{ KN.m}$$



c- Ferraillage:**• En travée:**

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{bd^2f_{bu}} = \frac{77,10}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,074 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow (SSA)$$

$$\mu_u = 0,074 \longrightarrow \beta = 0,962$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta d \sigma_s} = \frac{77,10 \times 10^2}{0,962 \times 27 \times 34,8} = 8,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6HA14** = 9,23 cm² avec un espacement : **s_t = 15 cm**

• Aux appuis:

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{bd^2f_{bu}} = \frac{51,40}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,049 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow (SSA)$$

$$\mu_u = 0,049 \longrightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{51,40 \times 10^2}{0,974 \times 27 \times 34,8} = 5,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6HA12** = 6,78 cm² avec un espacement : **s_t = 15 cm**

➤ Sens YY:**a- Moment en travées:**

$$M_{uty} = 0,75 \times M_{oy} = 32,53 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

b- Moment aux appuis:

$$M_{uay} = -0,5 \times M_{oy} = -21,69 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

d- Ferraillage:**• En travée:**

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{bd^2f_{bu}} = \frac{32,53}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,031 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow (SSA)$$

$$\mu_u = 0,031 \longrightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta d \sigma_s} = \frac{32,53 \times 10^2}{0,984 \times 27 \times 34,8} = 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4HA12** = 4,52 cm² avec un espacement : **S_t = 25 cm**

• **Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{Mu_{ay}}{bdfbu} = \frac{21,69}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,020 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{(SSA)}$$

$$\mu_u = 0,020 \longrightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{ay} = \frac{May}{\beta d \sigma_s} = \frac{21,69 \times 10^2}{0,990 \times 27 \times 34,8} = 2,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4HA12** = 4,52 cm² avec un espacement : **s_t = 25 cm**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens	Zone	M (kN.m)	μ	Obs	β	A _u (cm ²)	Ferraillage	A _u adoptée	S _t (cm)
Lx	Travée	77,10	0,074	SSA	0,962	8,52	6HA14	9,23	15
	Appuis	51,40	0,049	SSA	0,974	5,61	6HA12	6,78	15
Ly	Travée	32,53	0,031	SSA	0,984	3,51	4HA12	4,52	25
	Appuis	21,69	0,020	SSA	0,990	2,33	4HA12	4,52	25

Tableau VIII.4: Résumé du résultat de ferraillage à l'ELU

• **Vérification de la condition de non fragilité:**

Sens L_x :

$$A_{\min} = \delta_0 \times b \times h \times \frac{3-\rho}{2}$$

Avec :

✓ δ_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400).

$$A_{x \min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0,81}{2} = 2,62$$

$$A_{uax} = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 2,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{utx} = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 2,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens L_y :

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \longrightarrow A_y \geq bh\omega_0$$

$$A_{\min} = 100 \times 30 \times 0,0008 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{uty}} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{uay}} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement des armatures.....(Art A8.2.42 BAEL91/99)**

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

Armatures parallèles à Lx:

$$S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} \longrightarrow S_t \leq \min \{90,33 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Armatures parallèles à Ly:

$$S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} \longrightarrow S_t \leq \min \{120,45 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

- **Vérification à l'ELS:**

$$\rho = 0,69 \begin{cases} \mu_x = 0,0695 \\ \mu_y = 0,422 \end{cases}$$

$$q_s = 84,74 \text{ N/m}^2$$

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0695 \times 84,74 \times (3,5)^2 = 72,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{oy}} = 0,422 \times 74,14 = 31,28 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travées:**

- **Sens xx :**

$$M_{\text{tx}} = 0,75 \times 72,14 = 54,05 \text{ KN.m}$$

- **Sens yy :**

$$M_{\text{ty}} = 0,75 \times 31,28 = 23,46 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment aux appuis:**

➤ **Sens xx :**

$$M_{ax} = - 0,5 \times 72,14 = - 36,07 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens yy :**

$$M_{ay} = - 0,5 \times 31,28 = - 15,64 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \\ \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} \end{array} \right.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens	Zone	M _s	A _s	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs
Lx	Appuis	36,07	6,78	0,251	0,920	47,50	214,17	4,50	15	CV
	Travée	54,05	9,23	0,341	0,909	39,95	238,59	5,97		CV
Ly	Appuis	15,64	4,52	0,167	0,933	59,63	137,35	2,30		CV
	Travée	23,46	4,52	0,167	0,933	59,63	206,03	3,45		CV

Tableau VIII-5: Résumé du résultat de ferrailage à l'ELS

VIII.3.6. Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une barde de 1 mètre de longueur.

a- Sollicitation de calcul:

ELU: $q_u = 120,75 \text{ kN/m}^2$

$$M_u = \frac{q l^2}{2} = \frac{120,75 \times 0,65^2}{2} = 25,50 \text{ KN.m}$$

ELS: $q_s = 84,74 \text{ kN/m}^2$

$$M_s = \frac{q l^2}{2} = \frac{84,74 \times 0,65^2}{2} = 17,90 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures:

$b = 1 \text{ m}$; $d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{22,50}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,021 < \mu_1 = 0,392$$

(SSA)

$$\mu_u = 0,021 \longrightarrow \beta = 0,989$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{22,5 \times 10^2}{0,989 \times 27 \times 34,8} = 2,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4HA12** = 4,52 cm² avec un espacement : **S_t = 25 cm**

➤ **Vérification à l'ELU:**

• **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

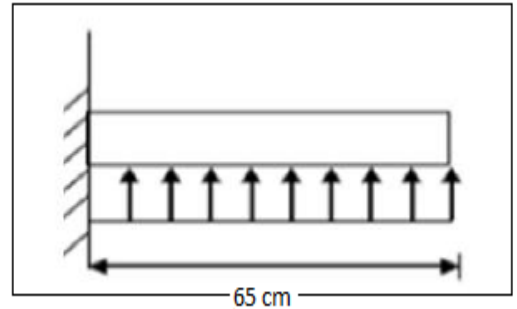
$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,26 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

• **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{4HA10} = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'ELS:**

$$\rho_l = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27} = 0,167 \longrightarrow \beta = 0,933 \longrightarrow K_l = 59,63$$



Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{17,90 \times 10^6}{0,933 \times 270 \times 452} = 157,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{157,20}{59,63} = 2,63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VIII.3.7. Ferraillage des nervures:

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a- Les étapes de calcul des nervures:

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport ρ est compris entre 0,4 et 1 pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires.
- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ce type de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique. Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel **ETABS**.

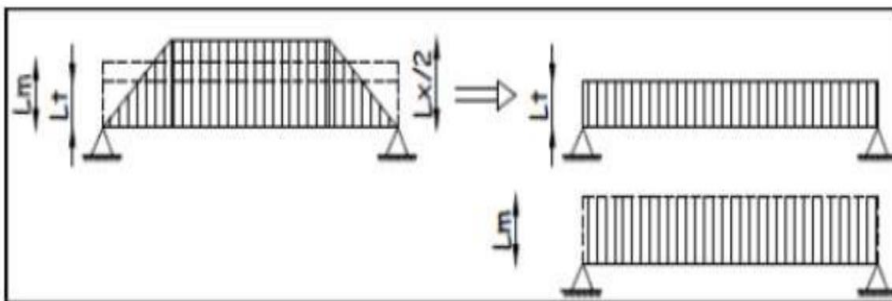


Figure VIII-5: Présentation des charges simplifiées.

Deux types de chargement peuvent se présenter:

➤ **1^{er} Cas: Chargement triangulaires**

Moment fléchissant : $L_m = 0,333 \times L_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times L_x$.

➤ **2^{ème} Cas: Chargement trapézoïdale**

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times (0,5 - \frac{\rho x^2}{6})$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times (0,5 - \frac{\rho x}{4})$

Pour les moments fléchissant :

$$P_{Mu} = q_u \times L_m$$

$$P_{Ms} = q_s \times L_m$$

Pour les efforts tranchants :

$$P_{Tu} = q_u \times L_t$$

$$P_{Ts} = q_s \times L_t$$

b- Détermination des charges:

$$\text{ELU : } q_u = \left(\sigma_m - \frac{G \text{ radier}}{S \text{ radier}} - \frac{G \text{ nervure}}{S \text{ nervure}} \right) = \left(148,38 - \frac{5044,48}{182,63} - \frac{1039,5}{46,2} \right) = 98,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \left(\sigma_m - \frac{G \text{ radier}}{S \text{ radier}} - \frac{G \text{ nervure}}{S \text{ nervure}} \right) = \left(112,37 - \frac{5044,48}{182,63} - \frac{1039,5}{46,2} \right) = 62,24 \text{ KN/m}^2$$

Travée	Panneau	L _x (m)	L _y (m)	ρ _x	Chargement	L _m (m)	L _t (m)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	P _m (KN/m)	Moment fléchissant			Effort tranchant			
											∑P _m (KN/m)	p _{ms} (KN/m)	∑p _{ms} (KN/m)	P _t (KN/m)	∑P _t (KN/m)	p _{st} (KN/m)	∑p _{st} (KN/m)
AB	1	2,24	5,05	0,44	trapézoïdale	1,04	0,87	98,25	62,24	102,18	246,6	64,72	156,21	85,47	197,47	54,14	125,09
	2	3,5	5,05	0,69	trapézoïdale	1,47	1,14	98,25	62,24	144,42		91,49		112,005		70,95	
BC	1	2,24	4,95	0,45	trapézoïdale	1,04	0,86	98,25	62,24	102,18	245,6 2	64,72	155,59	84,49	195,51	53,52	123,85
	2	3,5	4,95	0,70	Trapézoïdale	1,46	1,13	98,25	62,24	143,44		90,87		111,02		70,33	

Tableau VIII-6: Les moments et efforts tranchants des nervures suivant X-X

Travée	panneaux	L _x M	L _y M	ρ _y	Chargement	L _m m	L _t m	q _u KN/m ²	q _s KN/m ²	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										p _m KN/m	∑ p _m KN/m	p _{ms} KN/m	∑ p _{ms} KN/m	P _t KN/m	∑ P _t KN/m	P _{ts} KN/m	∑ P _{ts} KN/m
1-2	1	3,5	4,95	0,7	Triangulaire	1,16	0,87	98,25	62,24	113,97	227,94	72,19	144,38	85,47	170,94	54,14	108,29
	2	3,5	5,05	0,69	Triangulaire	1,16	0,87	98,25	62,24	113,97				72,19			
2-3	1	2,24	4,95	0,45	Triangulaire	0,73	0,55	98,25	62,24	71,72	143,44	45,43	90,86	54,03	108,06	34,23	68,46
	2	2,24	5,05	0,44	Triangulaire	0,73	0,55	98,25	62,24	71,72				45,43			
3-4	1	2,8	4,95	0,56	Triangulaire	0,93	0,7	98,25	62,24	91,37	182,74	57,88	115,76	68,77	137,54	43,56	87,13
	2	2,8	4,95	0,56	Triangulaire	0,93	0,7	98,25	62,24	91,37				57,88			
4-5	1	2,2	4,95	0,44	Triangulaire	0,73	0,55	98,25	62,24	71,72				54,03		34,23	

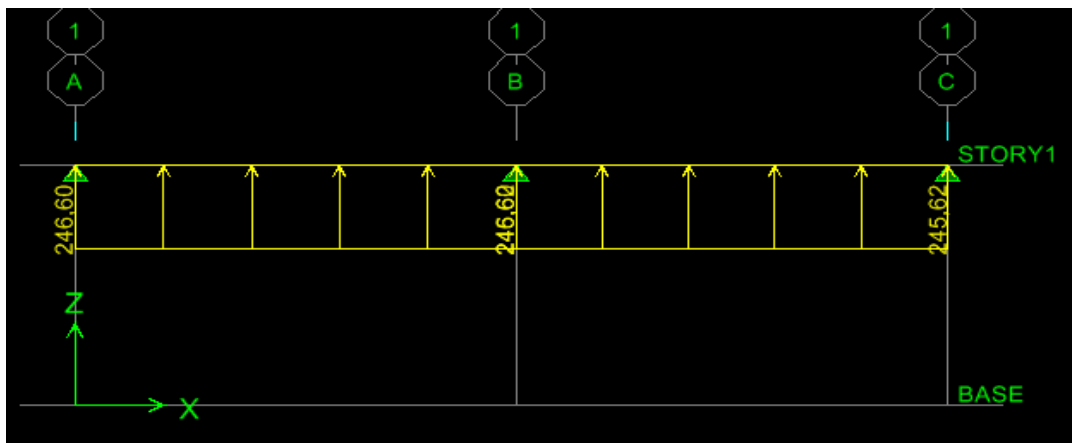
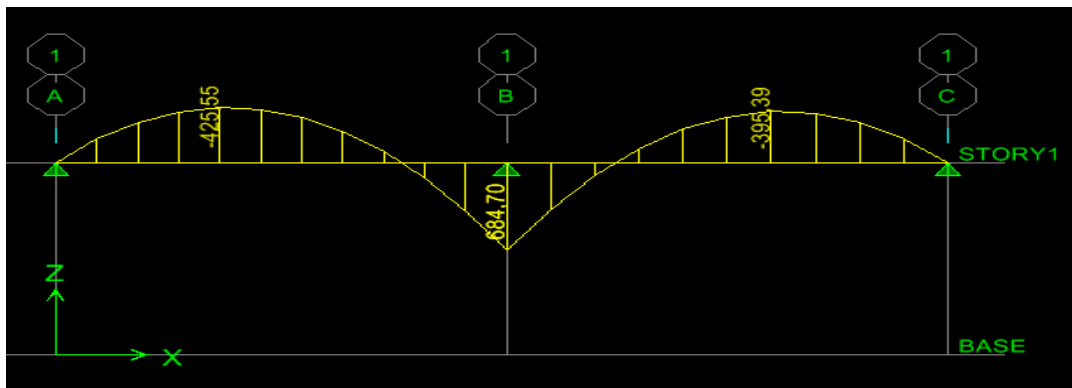
5-6	2	2,2	5,05	0,43	Triangulaire	0,73	0,55	98,25	62,24	71,72	143,44	45,43	90,86	54,03	108,06	34,23	68,46
	1	3,5	4,95	0,70	Triangulaire	1,16	0,87	98,25	62,24	113,97	227,94	72,19	144,38	85,47	170,94	54,14	108,29
	2	3,5	5,05	0,69	Triangulaire	1,16	0,87	98,25	62,24	113,97		72,19		85,47		54,14	

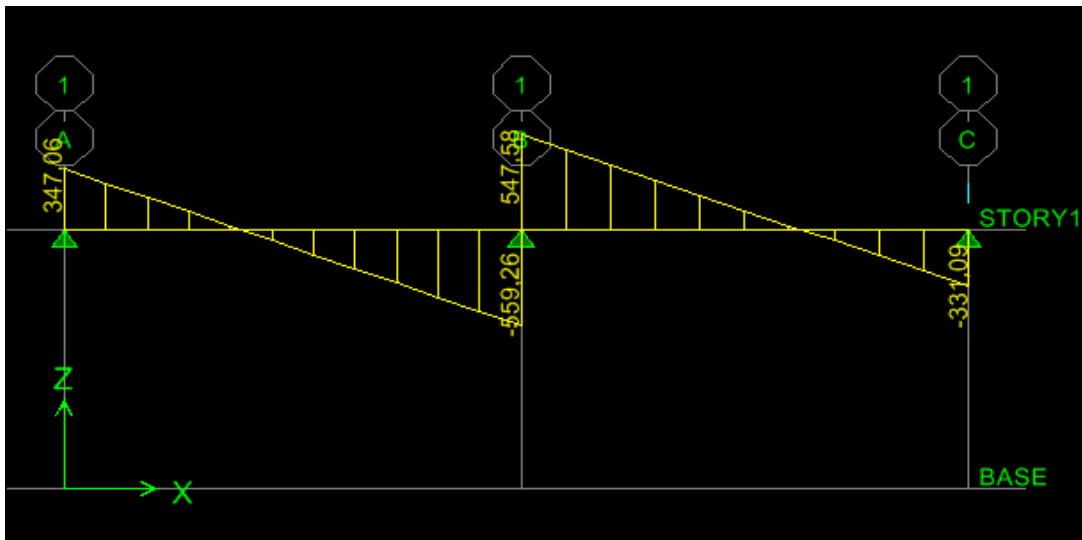
Tableau VIII-6: Les moments et efforts tranchants des nervures suivant Y-Y

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS):

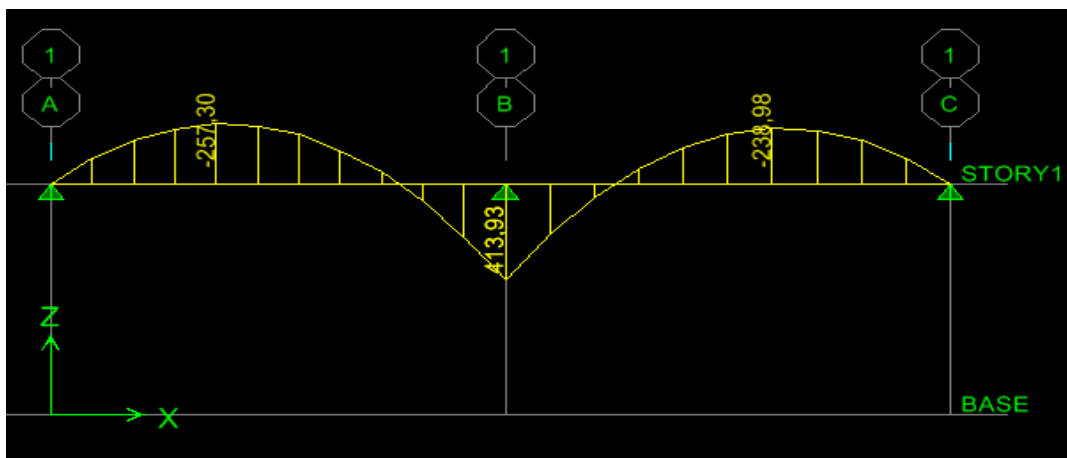
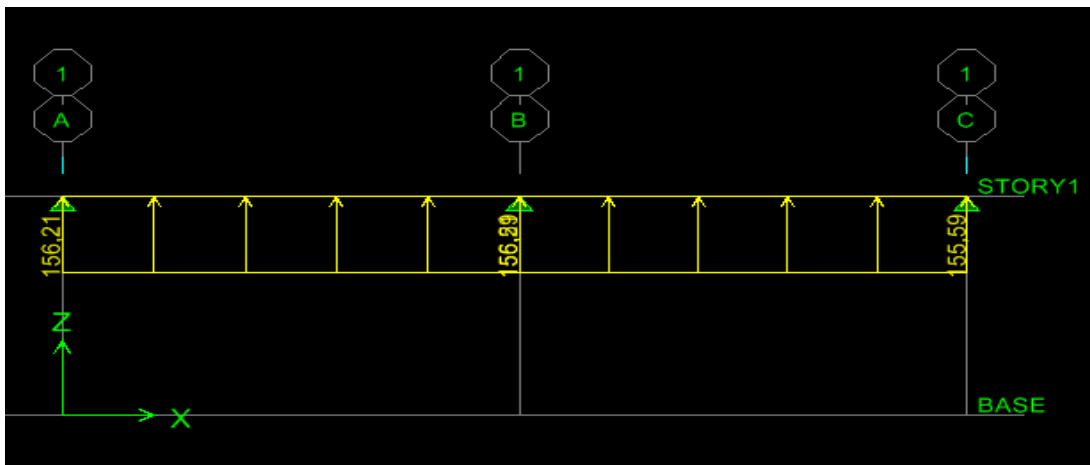
➤ Sens longitudinal:

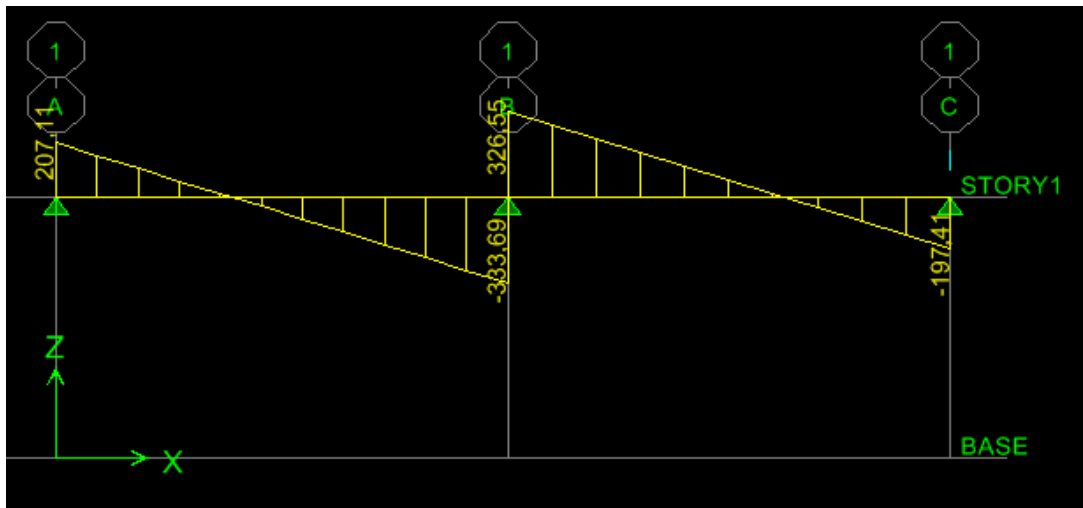
ELU :





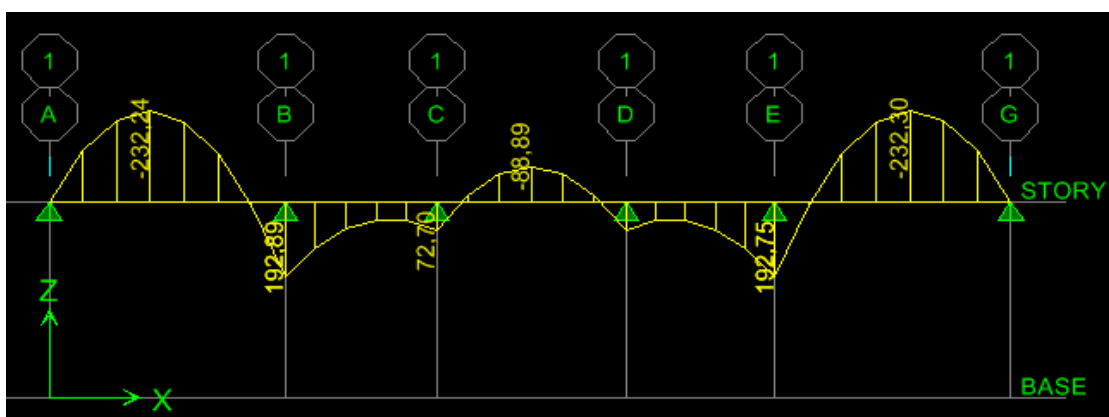
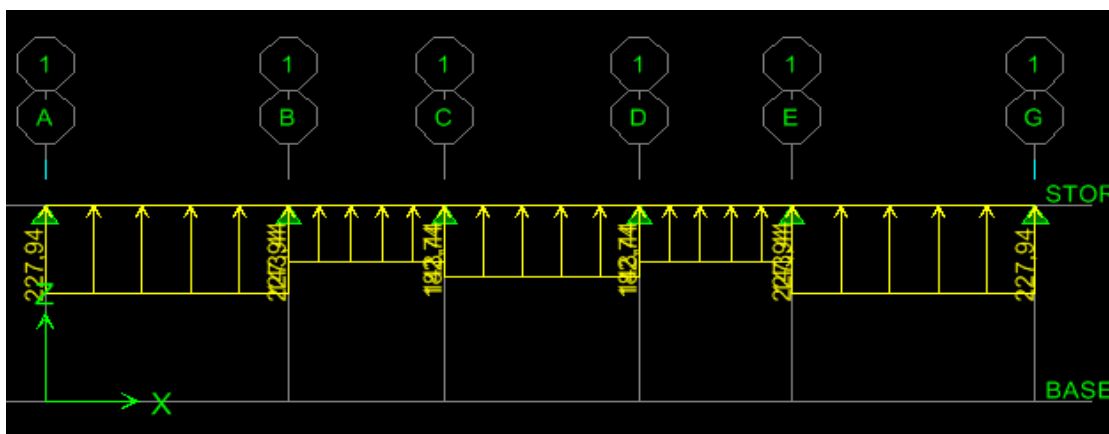
ELS :

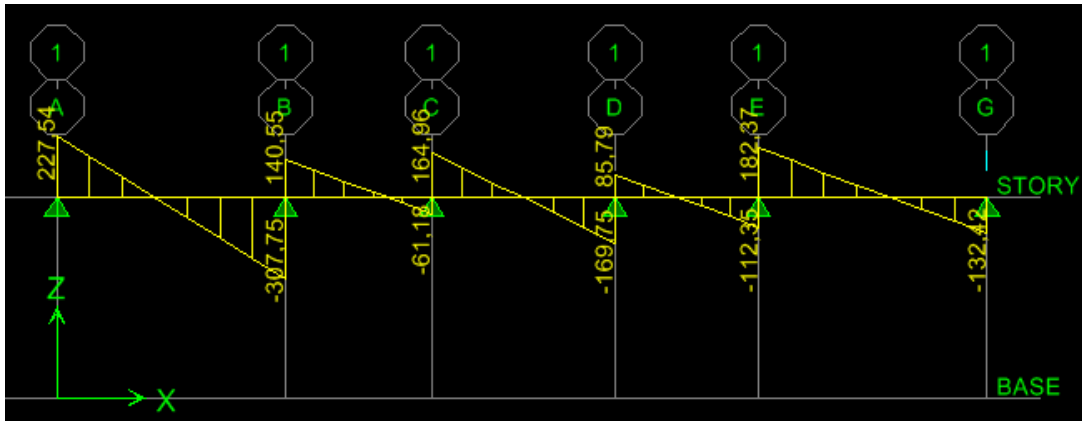




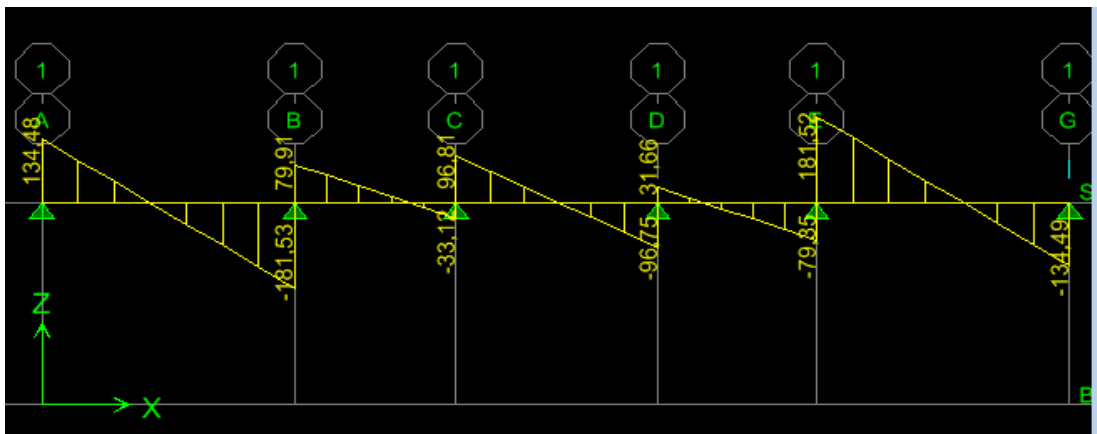
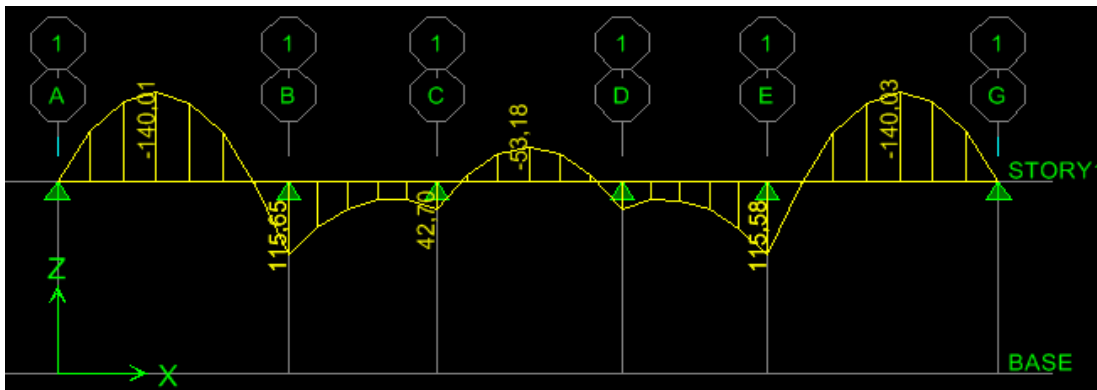
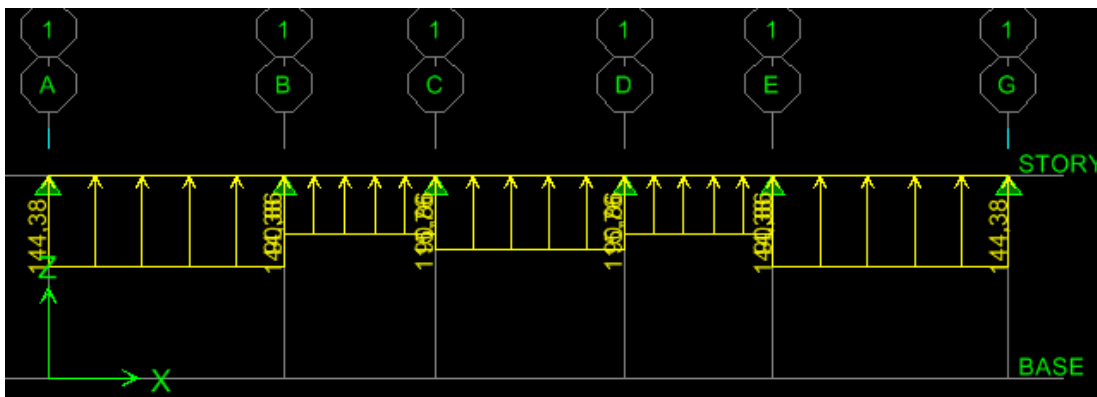
➤ Sens transversal :

ELU :





ELS :



c- Sollicitation maximale:**Sens longitudinal:**

$$M_{t\max} = - 425,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{a\max} = 684,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts\max} = -257,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{as\max} = 413,93 \text{ KN.m}$$

$$T_{u\max} = 559,26 \text{ KN}$$

Sens transversal:

$$M_{t\max} = -232,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{a\max} = 192,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts\max} = - 140,01 \text{ KN .m}$$

$$M_{as\max} = 115,65 \text{ KN.M}$$

$$T_{u\max} = 307,75 \text{ KN}$$

➤ Le ferrailage:

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous:

$$b = 60 \text{ cm} \quad h = 120 \text{ cm} \quad d = 115 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul:

$$M_{t\max} = 425,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{a\max} = 684,70 \text{ KN.m}$$

• Aux appuis:

$$\mu_u = \frac{M(a\max)}{b \cdot d^2 \cdot f_{fbu}} = \frac{684,70 \times 10^6}{600 \times 1150^2 \times 14,2} = 0,060 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,060 \longrightarrow \beta = 0,969$$

$$A_a = \frac{M (amax)}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{684,70 \times 10^6}{0,969 \times 1150 \times 348} = 17,65 \text{ cm}^2$$

Soit: 9HA16 = 18,09 cm²

Le ferrailage de la nervure est mentionné dans ce tableau:

		M (KN.m)	μ	β	A _{cal} (cm ²)	A _{min}	ferrailage	A _{adop} Cm ²
Sens longitudinal	Aux Appuis	684,70	0,056	0,971	17,65	9,02	9HA16	18,09
	En travée	425,55	0,037	0,981	10,83	9,02	6HA16	12,06
Sens transversal	Aux Appuis	192,75	0,017	0,991	4,86	9,02	6HA14	9,23
	En travée	232,24	0,020	0,990	5,86	9,02	6HA14	9,23

Tableau VIII-8: Ferrailage des nervures à L'ELU

➤ **Vérification à l'ELU:**

• **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 600 \times 1150 \times 2,1}{400 \times 100} = 8,33 \text{ cm}^2$$

$A_{adop} = 18,09 \text{ cm}^2 > A_{min} = 8,33 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

$A_{adop} = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 8,33 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

$A_{adop} = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 8,33 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

$A_{adop} = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 8,33 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

• **Contrainte de cisaillement:**

$T_{umax} = 559,26 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = \frac{559,26 \times 10^3}{600 \times 1150} = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **condition vérifiée.**

- **Armatures transversales:**

Selon le **BAEL91**, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier:

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\varnothing = 10 \text{ mm}$

On prend un cadre et un étrier de $\varnothing = 10 \text{ mm}$

En zone nodale:

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \varnothing_l\right) = \min\left(\frac{120}{4}, 12 \times 1,6\right) = 19,2 \text{ cm}$$

Soit:

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

En zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm}$$

Soit:

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

- **Armatures transversales minimales:**

$$A_{\min}^t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 25 \times 65 = 4,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^t = 4,87 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_t = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures de peau..... (Art B.6.6 ,2BAEL91/99)**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leurs section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 120 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} = 3 \text{ cm}^2 \text{ par paroi}$$

Soit :

$$A_p = 2\text{HA14} = 3,08 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS:**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée:

		M_{smax}	H (m)	C (m)	A_{adop}	ρ_1	β_1	K_1	σ_s MPA	σ_{bc} MPA	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPA	OBS
Sens XX	Appui	413,93	1,2	0,05	18,09	0,242	0,921	48,29	216,03	4,47	15	CV
	Travée	257,30	1,2	0,05	12,06	0,165	0,933	59,63	194,80	3,26	15	CV
Sens YY	Appui	115,65	1,2	0,05	9,23	0,123	0,941	69,75	115,78	1,66	15	CV
	Travée	140,01	1,2	0,05	9,23	0,123	0,941	69,75	268,66	3,85	15	CV

Tableau VIII-9: Vérification des résultats à l'ELS

Conclusion:

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mise en jeu, du règlement parasismique et de son application. Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur et d'utiliser le logiciel **ETABS** pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, et en particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Enfin, nous avons tiré les conclusions suivantes :

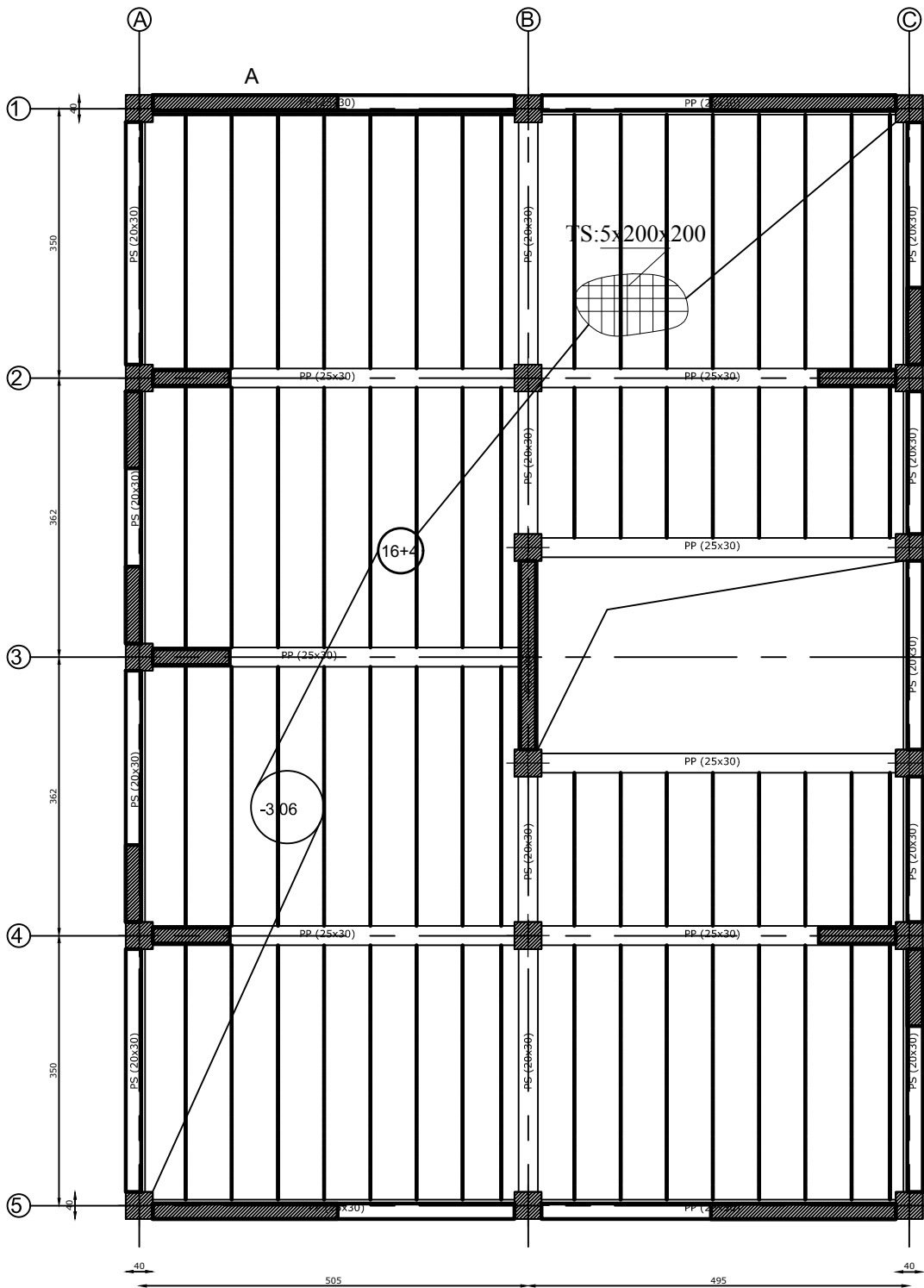
- ✓ Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates
- ✓ L'aspect économique est pris en considération, tout en respectant les vérifications sécuritaires
- ✓ L'étude de l'infrastructure, est conçue en radier nervuré du fait de l'importance des charges de la superstructure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.
- ✓ Avoir une bonne base théorique est nécessaire mais pas suffisant, car la pratique forge l'ingénieur, et le rend plus perspicace à déceler et résoudre les différents problèmes.
- ✓ Malgré la maîtrise du calcul théorique pour la réalisation des plans d'exécutions respectant les normes, il y a lieu de prendre en considération des différentes dispositions constructives.

BIBLIOGRAPHIE

Réglemets:

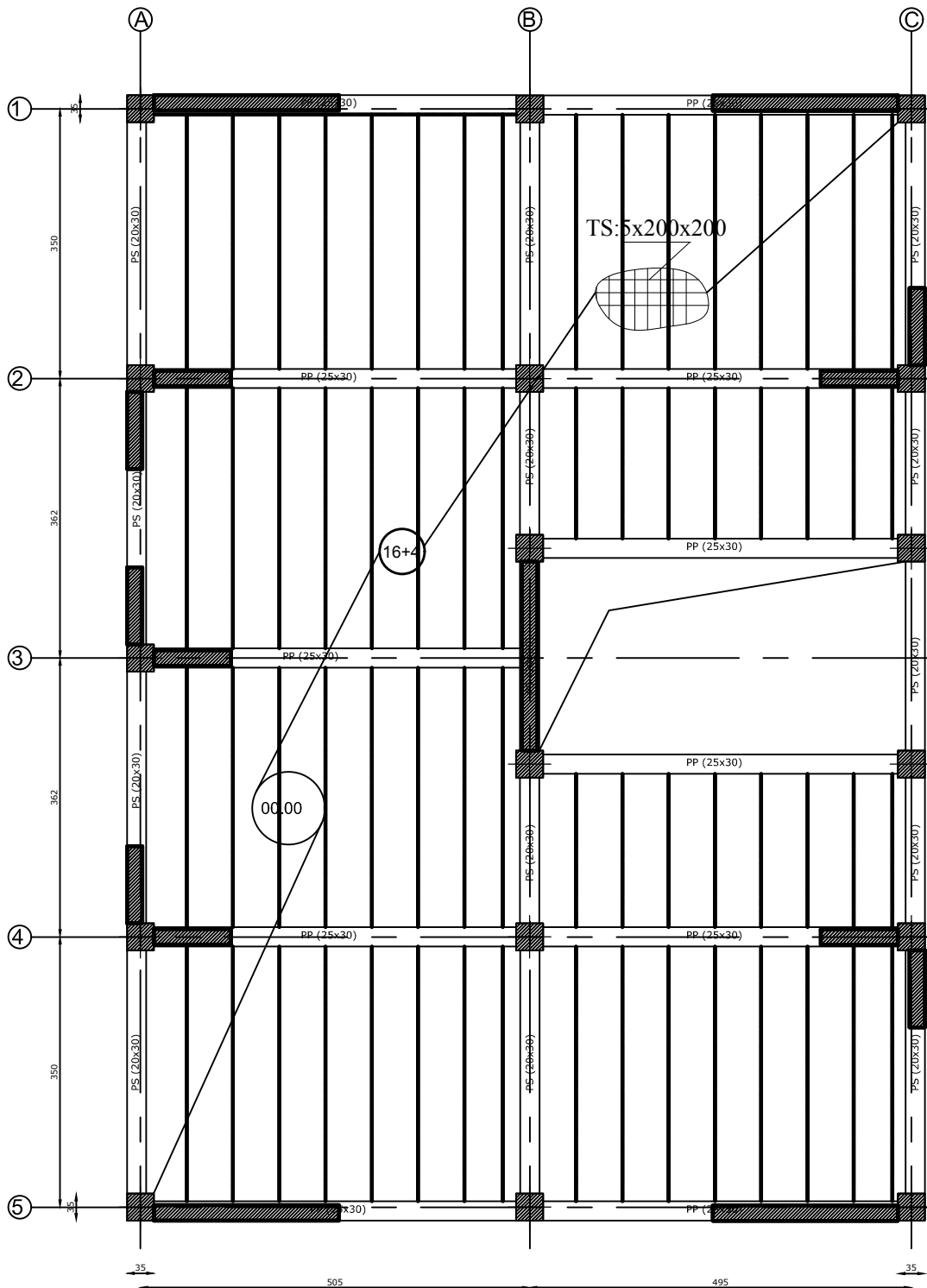
- Règles parasismiques algérien RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

**PLANS
GENIE CIVIL**



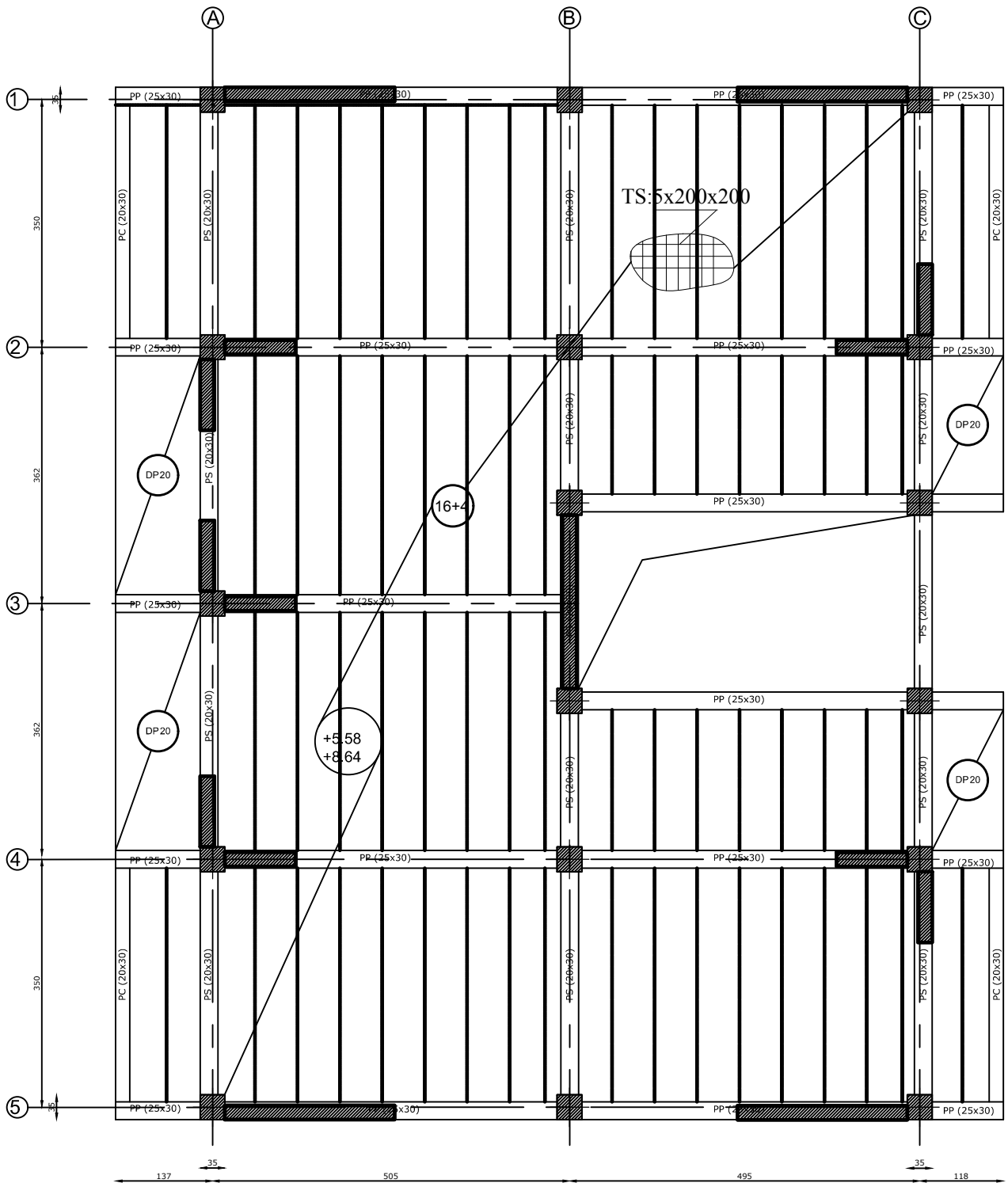
Plan de coffrage nivx:
+00.00 (sous/sol)

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : Slimani Hanane Slimi yasmine	Titre : Plan de coffrage	Echelle:1/50
Dirigé par : Mme Kheloui		Promotion: 2021



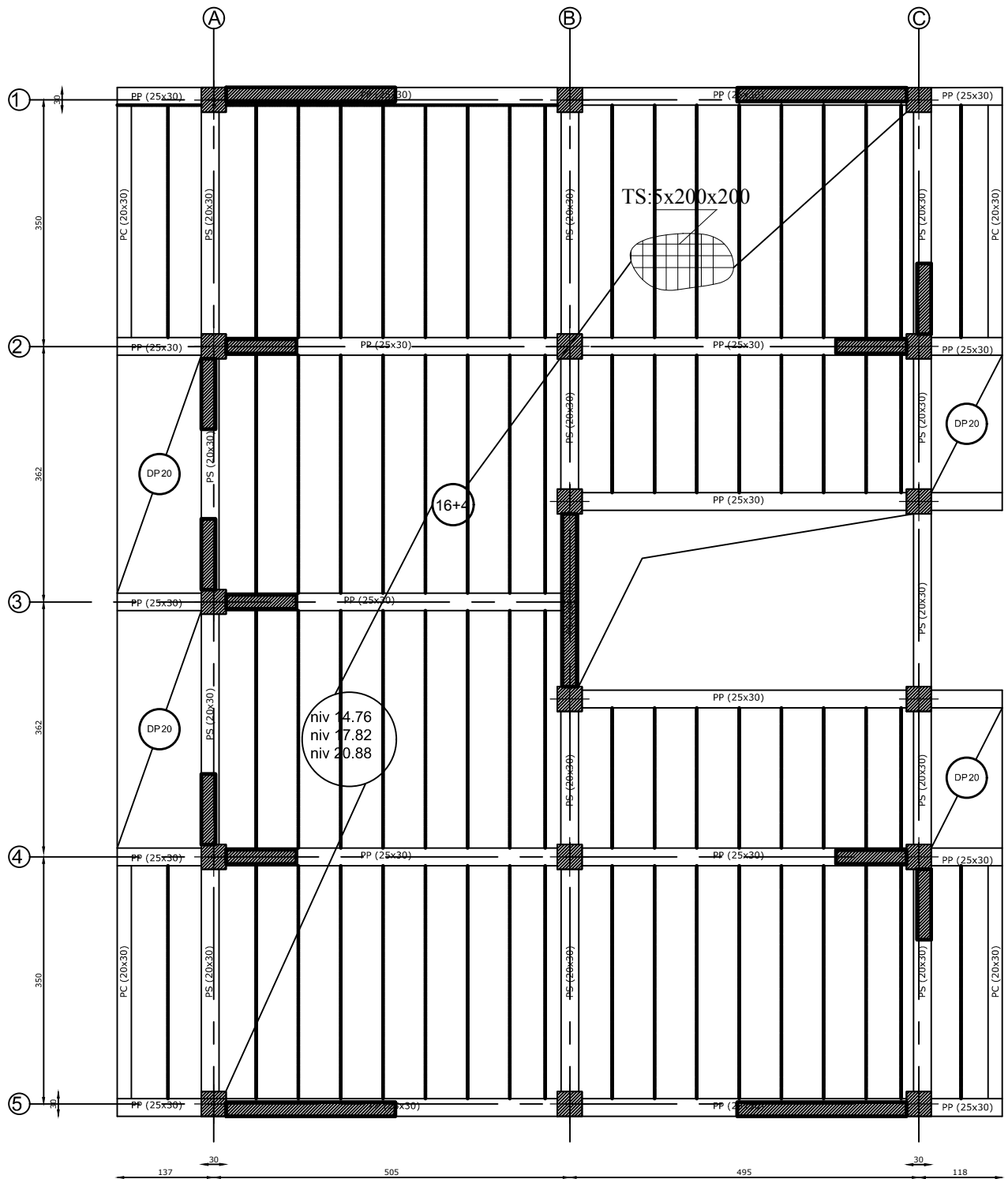
Plan de coffrage nivx:
5.58 (RDC)

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : Slimani Hanane Slimi yasmine	Titre : Plan de coffrage	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme Kheloui		Promotion: 2021



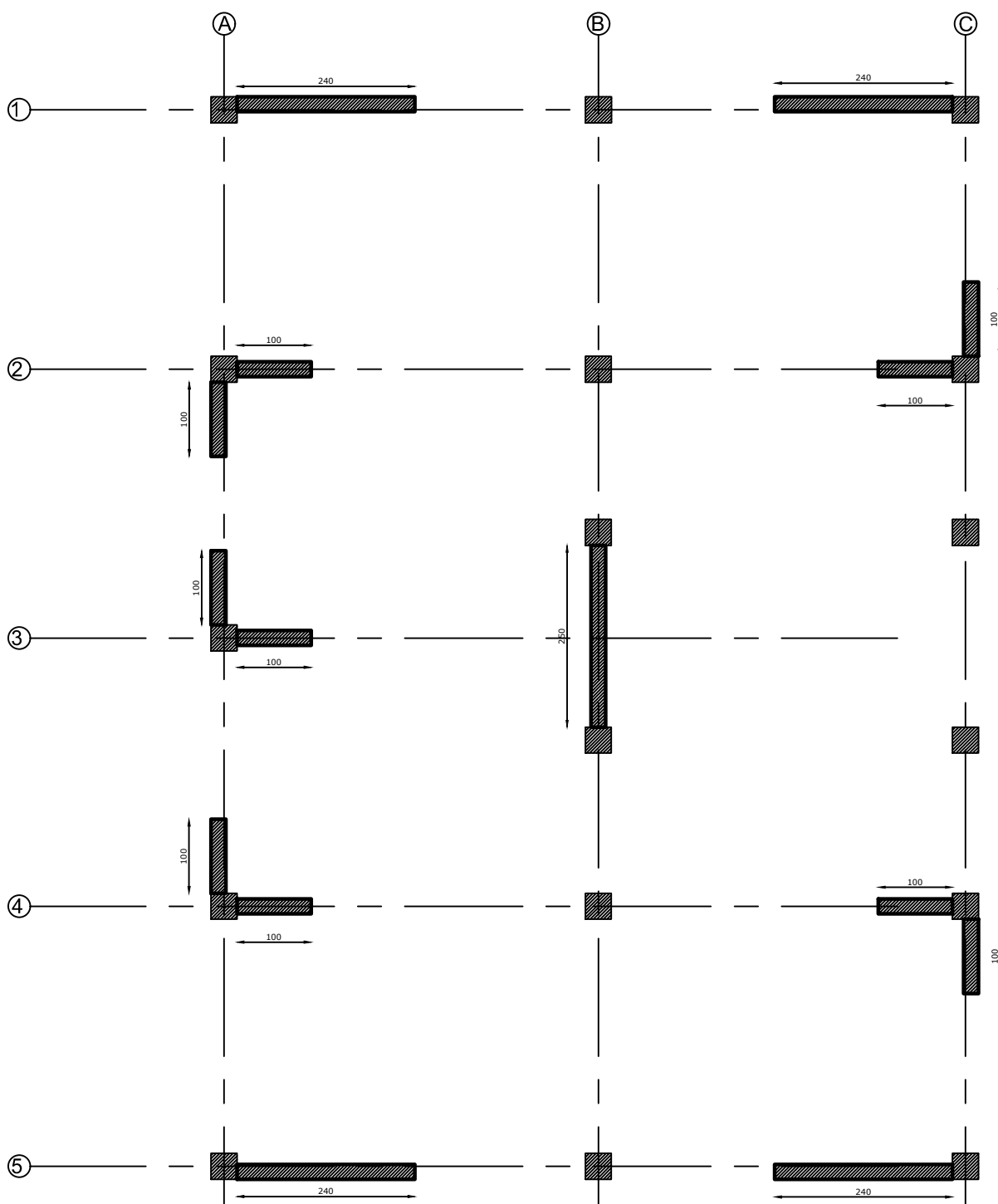
Plan de coffrage nivx:
 +8.64 (ETAGE 01)
 +11.7 (ETAGE 02)

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : Slimani Hanane Slimi yasmine	Titre : Plan de coffrage	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme Kheloui		Promotion: 2021



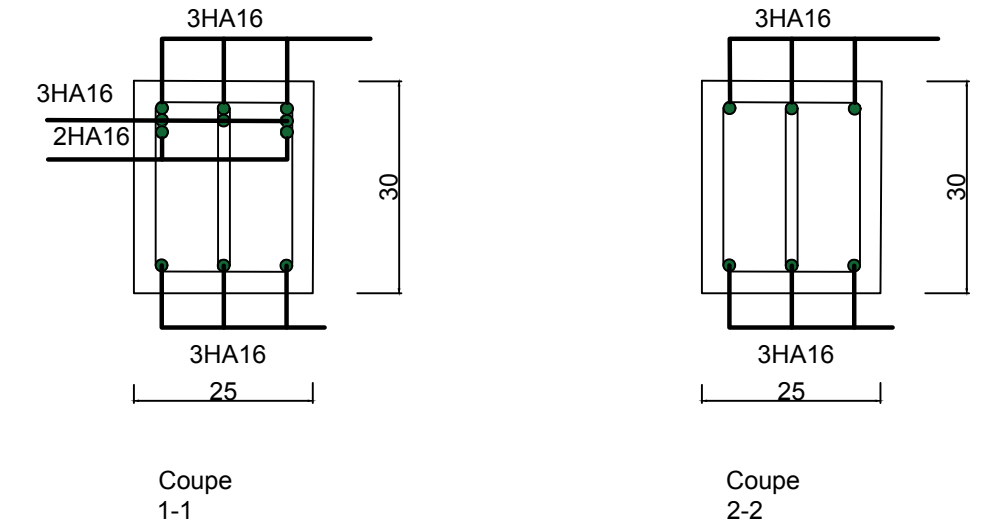
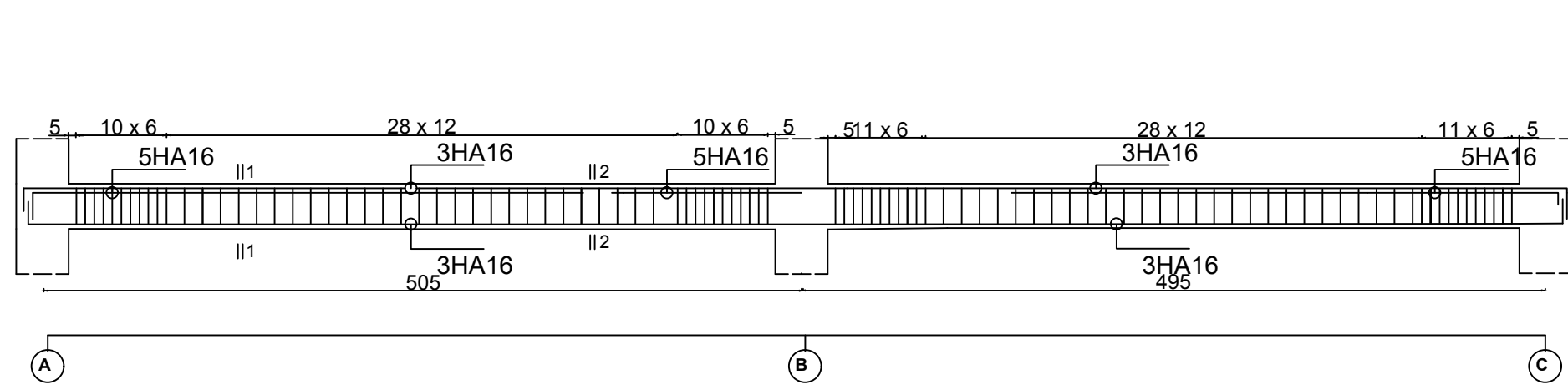
Plan de coffrage nivx:
 +14.76 (ETAGE 03)
 +17.82 (ETAGE 04)
 +20.88 (ETAGE 05)

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : Slimani Hanane Slimi yasmine	Titre : Plan de coffrage	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme Kheloui		Promotion: 2021

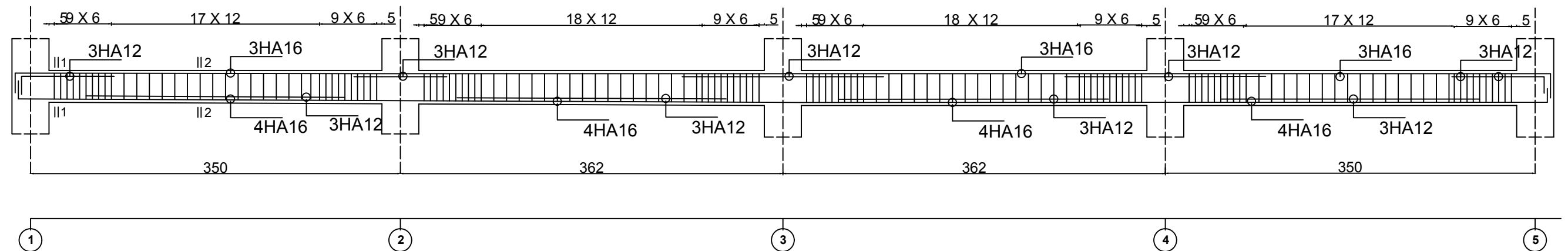


Disposition des voiles

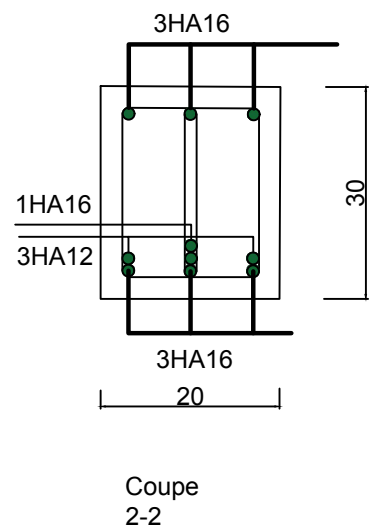
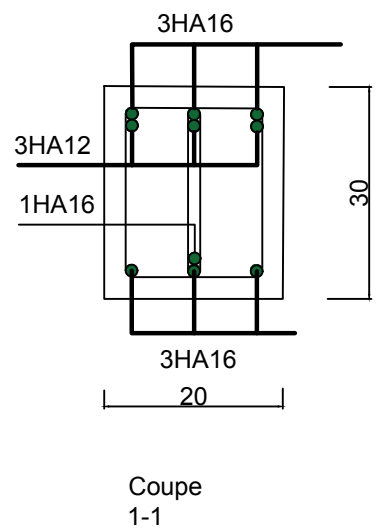
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : Slimani Hanane Slimi yasmine	Titre : disposition des voiles	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme Kheloui		Promotion: 2021



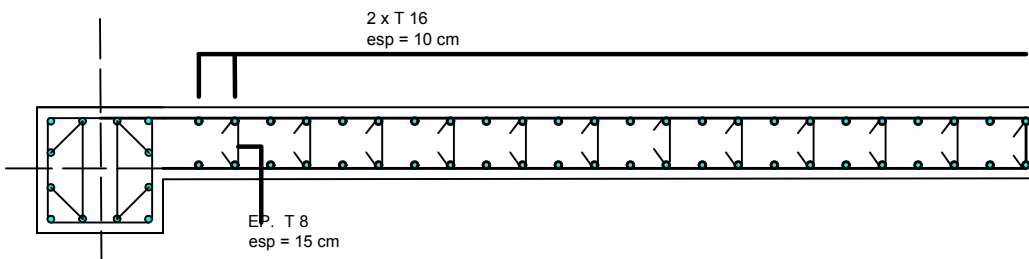
Poutre principale



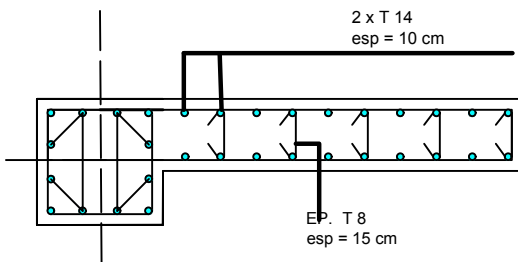
Poutre secondaire



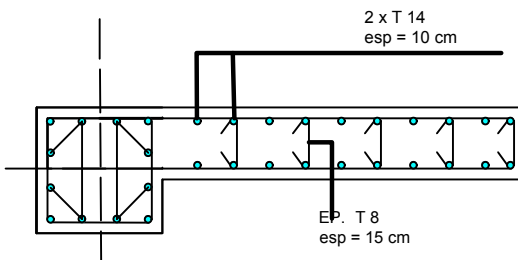
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : Slimani Hanane Silmi Yasmine	Titre : Plan de Ferrailage des poutres	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme Kheloui		Promotion: 2021



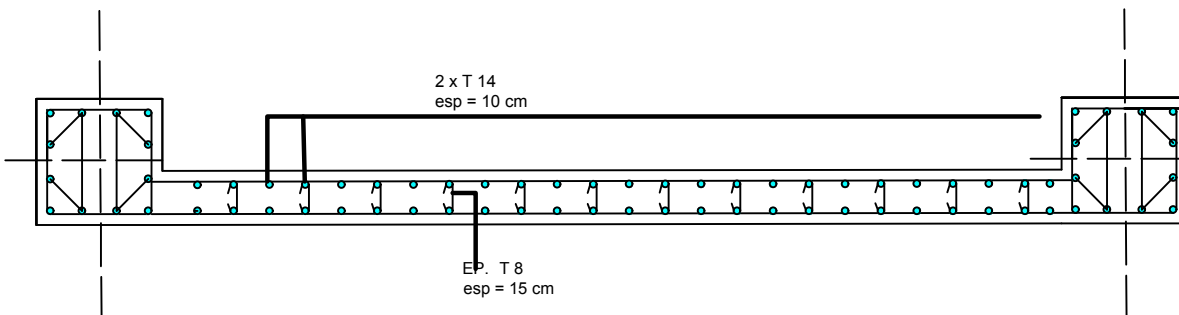
voile longitudinal VL = 2.4 m



voile longitudinal VL = 1 m

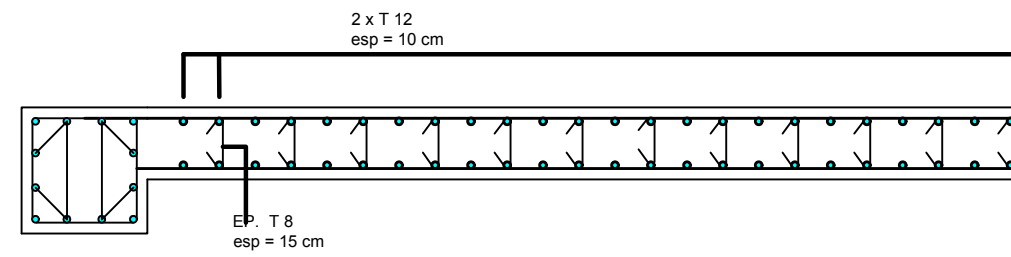


voile transversal VT = 1 m

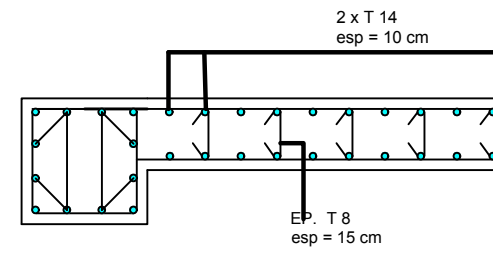


voile transversal VT = 2.5 m

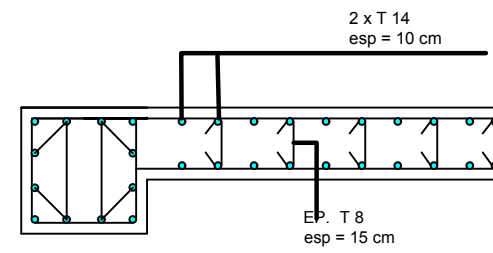
Zone I



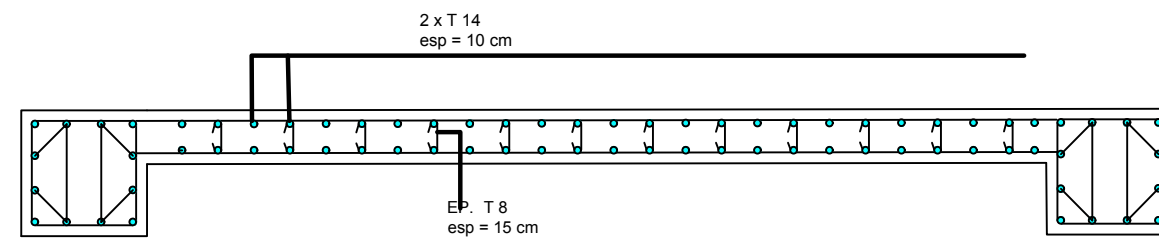
voile longitudinal VL = 2.4 m



voile longitudinal VL = 1 m



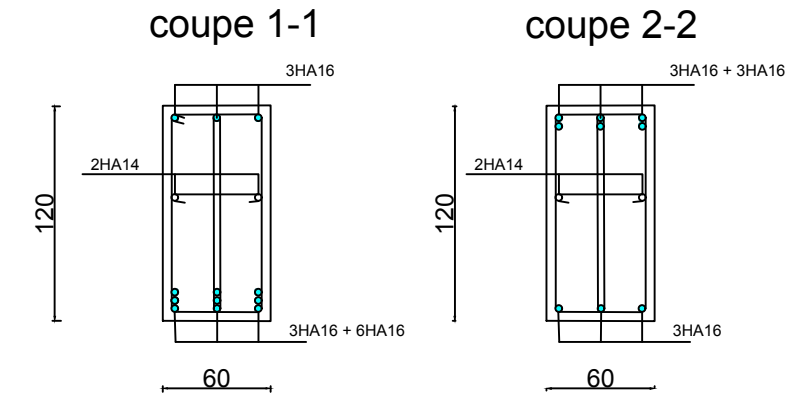
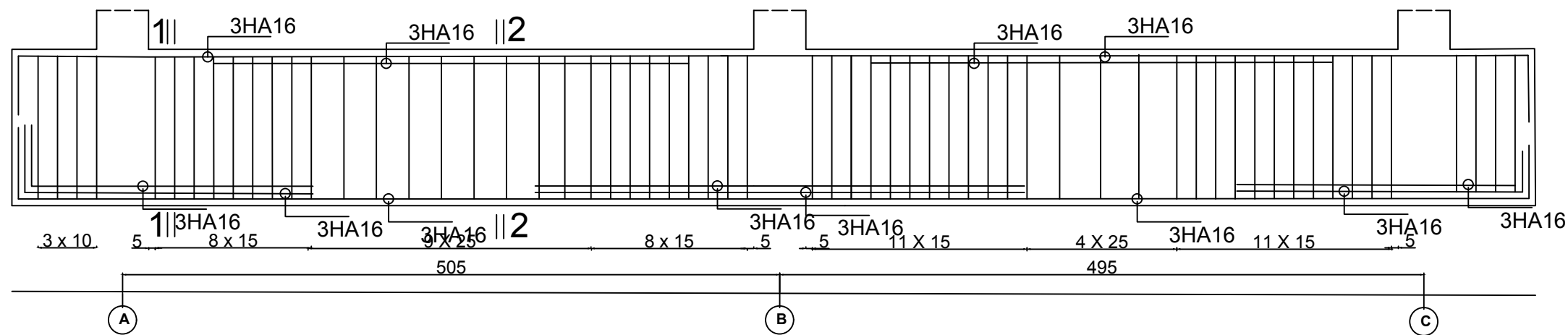
voile transversal VT = 1 m



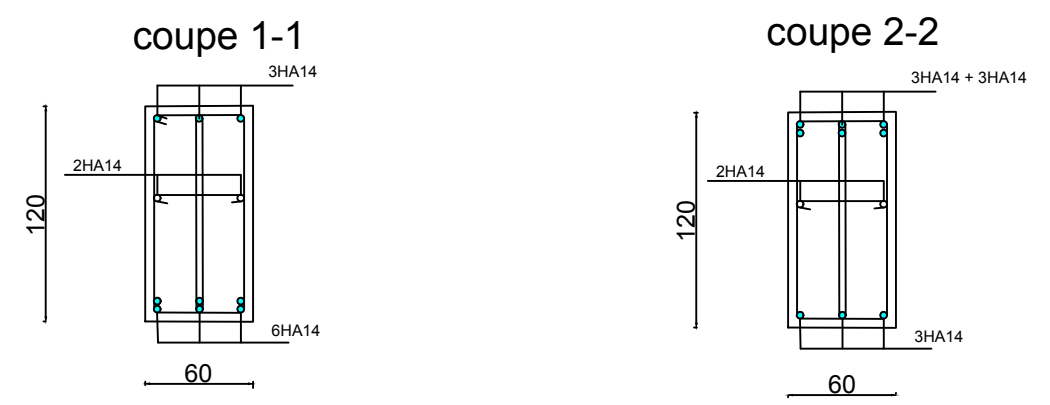
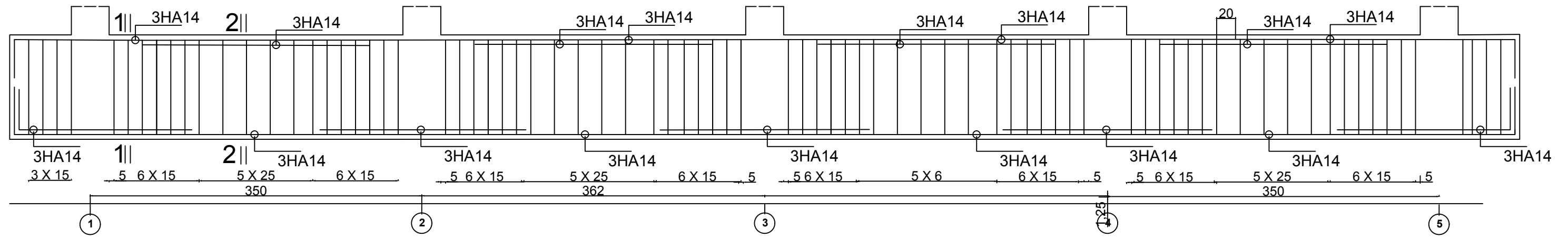
voile transversal VT = 2.5 m

Zone II

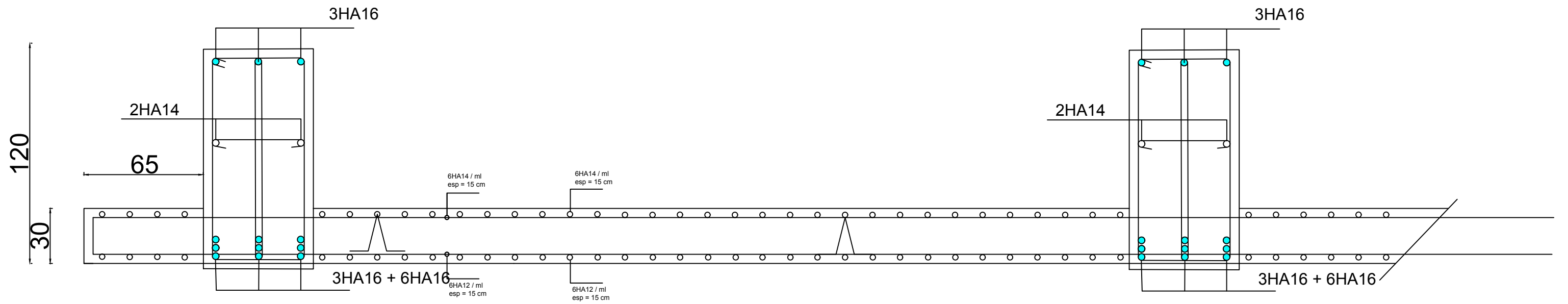
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : Slimani Hanane Silmi Yasmine	Titre : Plan de Ferrailage des voiles	Echelle:1/50
Dirigé par : Mme Kheloui		Promotion: 2021



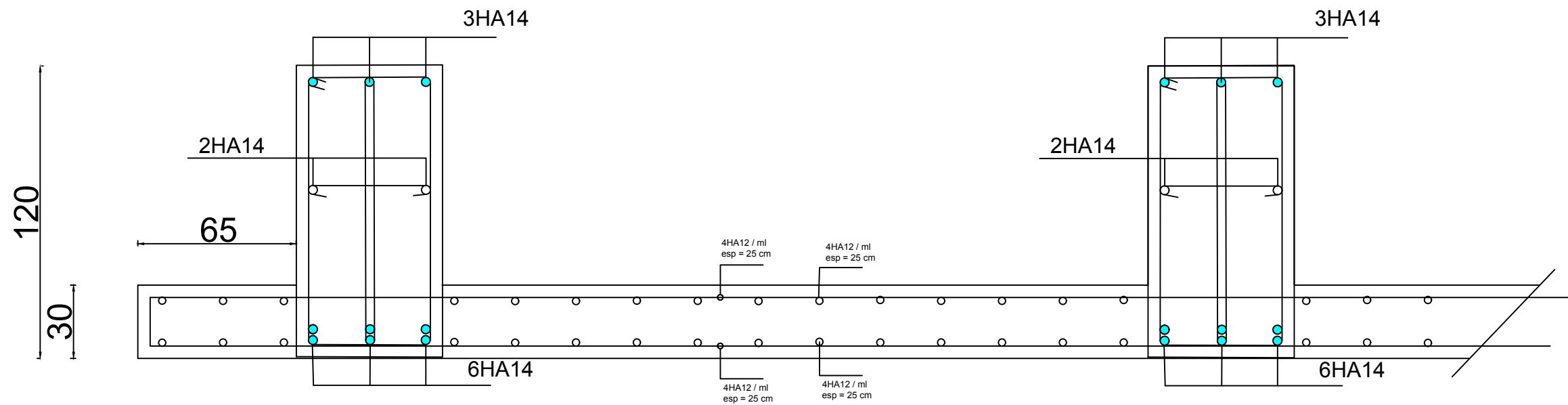
Nervure sens X-X



République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : Slimani Hanane Silmi Yasmine	Titre : Plan de Ferrailage des nervures	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme Kheloui		Promotion: 2021

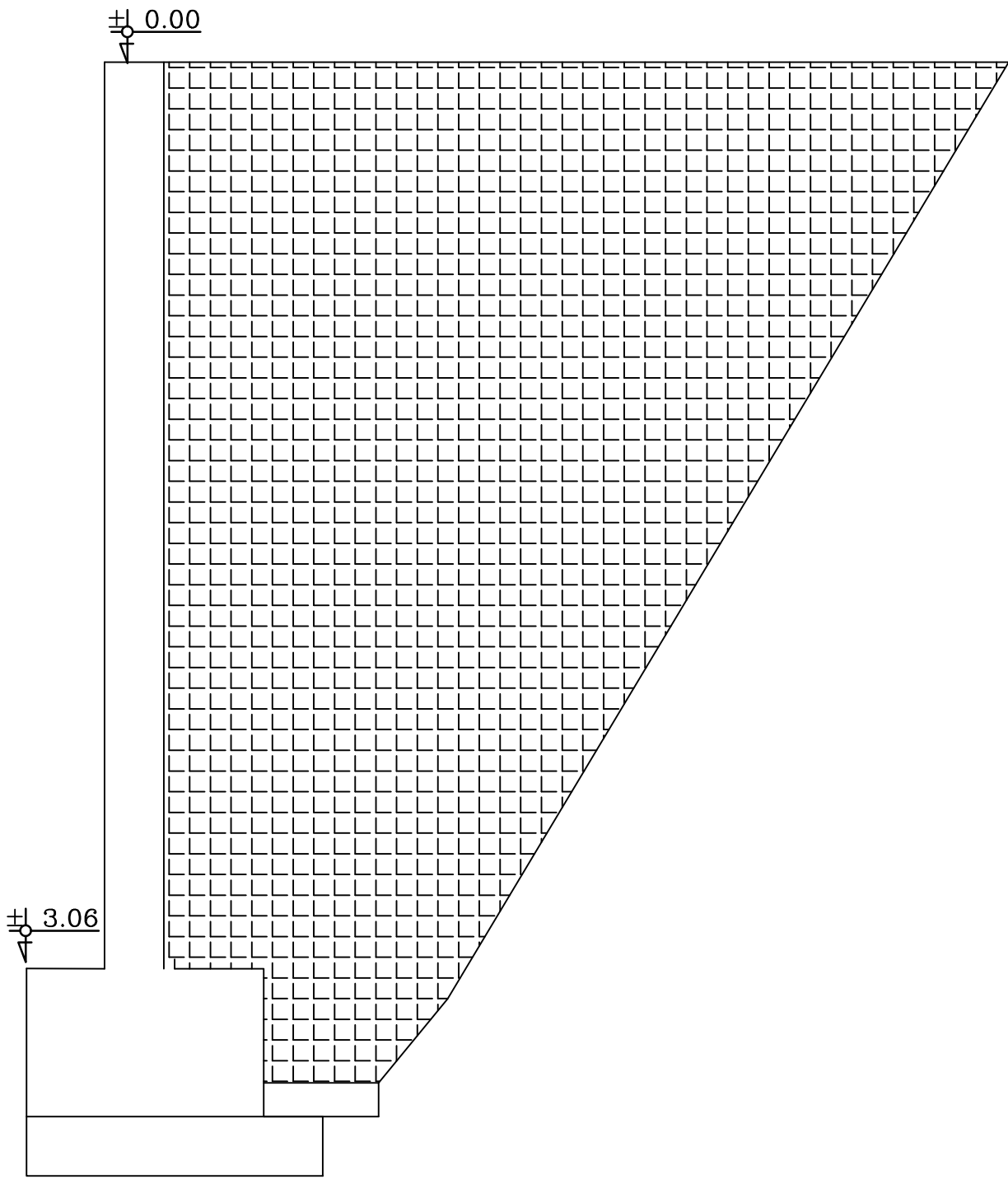
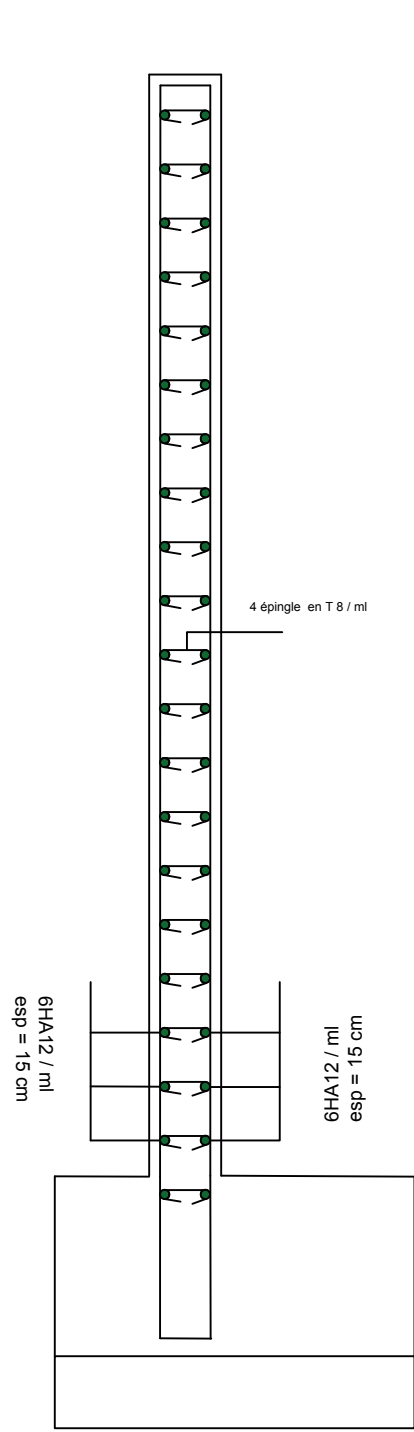


ferrailage du radier en X-X



ferrailage du radier en Y-Y

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : Slimani Hanane Silmi Yasmine	Titre : Plan de Ferrailage du radier	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme Kheloui		Promotion: 2021



République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : Slimani Hanane Silmi Yasmine	Titre : Plan de Ferrailage de voile périphérique	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme Kheloui		Promotion: 2021