

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de Construction
Département de Génie Civil



Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de MASTER
En : Génie Civil

Option : Construction Civile et Industrielle (C.C.I)

Thème

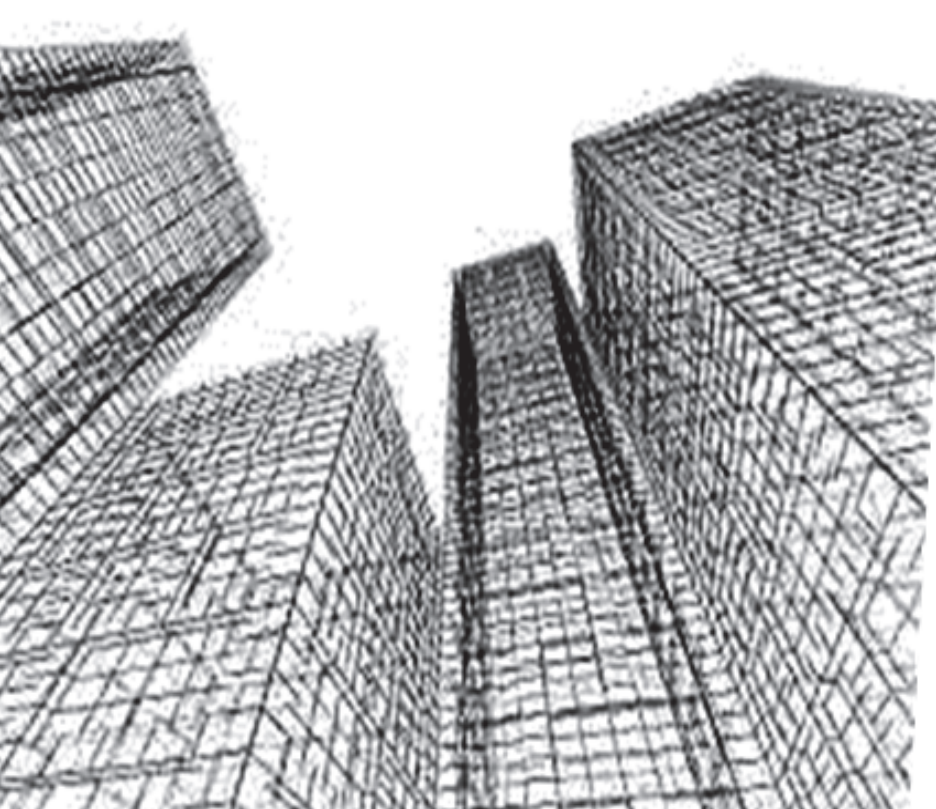
**Etude d'une Tour (R+12) à usage d'habitation et
commercial avec recherche de la disposition optimale des
voiles**

Réalisé par :

BOUNOUA Tinhinane

Dirigé par :

Mr BENYAHY karim



Promotion 2018-2019

Remerciements

*T*oute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur **BENYAHY KARIM** pour son soutien, ces conseils judicieux et ces grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

*N*ous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce travail.

*E*nfin nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble du corps enseignant de l'université UMMTO- faculté de génie civil.

Table des matières

Introduction générale

Plans d'architecture de l'ouvrage

Façade principale

Coupe A-A

Plan de RDC

Plan d'étage courant

Plan de toiture

Chapitre I : Présentation et caractéristique de l'ouvrage

I.1. Description de l'ouvrage	1
I.2. Dimension de l'ouvrage	1
I.3. Règlementation utilisée.....	1
I.4. Eléments composant la structure	2
I.4.1. Elément composant la superstructure	2
I.4.2. Elément composant l'infrastructure.....	5
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
I.5.1. Le béton	5
I.5.2. L'acier	10
I.6. Protection des armatures	13

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Pré-dimensionnement de plancher (corps creux)	14
II.2. Pré-dimensionnement des poutres	16
II.2.1. Poutres principales.....	17
II.2.2. Poutre secondaires	17
II.2.2.3. Vérification des exigences du RPa99 de l'article 7.5.1	18
II.3. Pré-dimensionnement des voiles	18
II.4. pré-dimensionnement des poteaux	20
II.4.1. Détermination des charges et surcharges.....	20

II.4.1.a. Charges permanentes	21
II.4.1.b. Surcharges d'exploitation	25
II.4.2. Descente de charges.....	25
II.4.3. Loi de dégression.....	27
II.4.4. Vérification des nœuds vis-à-vis des moments fléchissant	30
II.4.5. Vérification au flambement	33

Chapitre III : Ferrailage des éléments non-structuraux

III.1. Les plancher	35
III.1.1. Introduction	35
III.1.2. Plancher en corps creux	35
III.1.2.1. Dalle de compression	36
III.1.2.2. Calcul des poutrelles	37
III.1.2.3. Calcul des armatures	50
III.1.2.4. Vérifications à l'ELU	52
III.1.2.5. Vérification à L'ELS	57
III.1.3. Plancher en dalle pleine.....	64
III.1.3.1. Détermination des sollicitations et combinaisons de charge.....	64
III.1.3.2. Détermination des efforts internes	65
III.1.3.3. Correction des moments.....	67
III.1.3.4. Calcul des armatures	67
III.1.3.5. Vérification à l'ELU.....	68
III.1.3.6. Vérification à l'ELS	71
III.1.3.7. Conclusion	73
III.2. L'acrotère	74
III.2.1. Introduction	74

III.2.2. Hypothèse de calcul	74
III.2.3. Dimensions.....	74
III.2.4. Chargement	74
III.2.5. Détermination des sollicitations	75
III.2.6. Combinaison de charges	75
III.2.7. Ferrailage de l'acrotère	76
III.2.8. Vérification à l'ELU.....	78
III.2.9. Vérification des contraintes à l'ELS	80
III.2.10. Vérification de l'acrotère au séisme.....	82
III.2.11. Combinaison de charge	83
III.2.12. Calcul de ferrailage	83
III.2.13. Vérification à L'ELU	84
III.2.14. Vérification à L'ELS.....	86
III.2.15. Conclusion.....	86
III.3. Les balcons	87
III.3.1. Introduction	87
III.3.2. Détermination des charges et surcharges	87
III.3.3. Calcul à l'ELU	89
III.3.4. Vérification à l'ELU.....	91
III.3.5. Vérifications à l'ELS.....	92
III.3.6. Conclusion.....	94
III.4.1 Les escaliers.....	95
III.4.1.1. Introduction	95
III.4.1.2. Calcul de l'escalier	95

III.4.1.3. Détermination de l'épaisseur de la paillasse	96
III.4.1.4. Détermination des charges et surcharges	98
III.4.1.5. Calcul des efforts internes	100
III.4.1.6. Calcul à l'ELU	100
III.4.1.7. Vérification à l'ELU.....	108
III.4.1.8. Calcul à l'ELS	111
III.4.1.9. Vérification à l'ELS	117
III.4.2. La poutre palière.....	121
III.4.2.1. Introduction	121
III.4.2.2. Pré-dimensionnement	121
III.4.2.3. Détermination des charges et surcharges	122
III.4.2.4. Combinaison de charges.....	122
III.4.2.5. Calcul à l'ELU	122
III.4.2.6. Vérification à l'ELU.....	125
III.4.2.7. Calcul à l'ELS	128
III.4.2.8. Vérification à l'ELS	130
III.5. La dalle de la salle machine	132
III.5.1. Introduction	132
III.5.2. Calcul de la dalle pleine de la salle machine	132
III.5.3. Dimensionnement.....	133
III.5.4. Détermination des sollicitations	133
III.5.5. Calcul des armatures à l'ELU	136
III.5.6. Vérification à l'ELU.....	137
III.5.7. Vérification à l'ELS	140
III.5.8. Conclusion.....	141

Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS

IV.1. Définition du logicielle	142
IV.2. Etapes de modélisation.....	142
IV.3. Précautions à prendre lors de la modélisation.....	165

Chapitre V : Etude comparative entre le système de contreventement par portique auto-stable et le système de contreventement mixte

V.1. Introduction	168
V.2. Résultats du système de contreventement par portique auto-stable	168
V.3. Résultats du système de contreventement mixte (variante proposé suivant les plans d'architecture)	172
V.4. Incidence de la forme des bâtiments sur leur comportement	176
V.5. Proposition de quelques solutions	178
V.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	180
V.7. Conclusion.....	185

Chapitre VI : Recherche de la disposition optimale des voiles

VI.1. Introduction	186
VI.2. Description des variantes retenues	186
VI.3. Résultats de la variante 1	188
VI.4. Résultats de la variante 2	192
VI.5. Résultats de la variante 3	196
VI.6. Interprétation des résultats	199
VI.7. Observation	212
VI.8. Conclusion	213

Chapitre VII : Vérification des exigences du RPA99 / version 2003

VII.1. Introduction.....	214
VII.2. Choix de la méthode de calcul.....	214
VII.3. Méthode d'analyse modale spectrale.....	215
VII.4. Justification du système de contreventement (l'interaction voiles – portiques)	216

VII.5. Vérification des conditions du RPA	217
VII.6. Conclusion	226

. Chapitre VIII : Ferrailage des éléments structuraux

VIII.1. Les poutres	227
VIII.1.1. Introduction	227
VIII.1.2. Les recommandations du RPA99 / version 2003 pour le ferrailage des poutres (Article 7.5.2)	227
VIII.1.3. Calcul des armatures.....	228
VIII.1.4. Vérifications à l'ELU	231
VIII.1.5. Vérification à l'ELS	234
VIII.1.6. Conclusion.....	236
VIII.2. Les poteaux.....	238
VIII.2.1. Introduction	238
VIII.2.2. Les recommandations du RPA99 / version 2003 pour le ferrailage des poteaux (Article 7.4.2)	239
VIII.2.3. Exposé de la méthode de calcul à l'ELU	242
VIII.2.4. Calcul du ferrailage des poteaux	243
VIII.2.4.1. Exemple de calcul du ferrailage par une méthode numérique	244
VIII.2.4.2. Exemple de calcul du ferrailage à l'aide du logiciel	245
VIII.2.5. Vérification à l'ELU	250
VIII.2.6. Vérification à L'ELS	252
VIII.2.7. Conclusion.....	255
VIII.3. Les voiles.....	257
VIII.3.1. Introduction	257
VIII.3.2. Les recommandation du RPA99 / version 2003 pour le ferrailage des poteaux ..	258
VIII.3.3. Exposé de la méthode de calcul	259
VIII.3.4. Détermination des diagrammes des contraintes	260
VIII.3.5. Détermination des armatures	261
VIII.3.6. Vérification à l'ELU	265
VIII.3.7. Vérification à l'ELS	266

VIII.3.8. Conclusion	274
----------------------------	-----

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1. Introduction	275
IX.2. Combinaison de calcul	275
IX.3. Choix de fondation.....	275
IX.3.1. Calcul des semelles isolées	276
IX.3.2. Semelles filantes	277
IX.3.3. Radier général	279
IX.3.3.1. Pré-dimensionnement.....	280
IX.3.3.2. Détermination de la surface du radier	281
IX.3.3.3. Détermination des sollicitations à la base du radier	282
IX.3.3.4. Vérification	283
IX.4. Ferrailage du radier	286
IX.4.1. Ferrailage de la dalle du radier.....	286
IX.4.2. Calcul des armatures	288
IX.4.3. Vérification à L'ELU	289
IX.4.4. Vérification à L'ELS	290
IX.4.5. Ferrailage du débord	291
IX.4.6. Ferrailage des nervures	292
IX.4.7. Vérification à l'ELU	298
IX.4.8. Vérification à l'ELS	301
IX.5. Conclusion	303

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale

La réponse d'un bâtiment à un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Les structures relativement flexibles (portiques ou cadres) se comportent mieux sous l'action sismique, cependant l'analyse de ces structures montre que ce type doit supporter d'importants déplacements, et par conséquent des dommages sévères sur les éléments structuraux et non structuraux.

Les normes de construction en Algérie deviennent de plus en plus strictes au vu des différents séismes vécus, la prise de conscience de l'importance de la sécurité est placée en avant de nombreux paramètres.

Lors de tremblements de terres importantes, il a été constaté de différentes expertises que de nombreux bâtiments à voile en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés, et que les structures en portiques auto-stables ont été les plus vulnérables.

De ce fait, de nos jours on a tendance à plus utiliser des structures avec voile ou leur usage constitue le moyen le plus efficace de se protéger des effets d'un séisme majeur.

L'objectif assigné à ce travail est de mettre en évidence la variation des différents paramètres de stabilité après introduction des voiles dans une structure auto-stable, pour cela nous allons procéder à une comparaison entre une structure contreventée par portique (auto-stable) et une structure contreventée par portique et voile (mixte).

Néanmoins la position des voiles doit faire l'objet d'une attention particulière, cela constituera le deuxième objectif de notre étude qui porte sur la recherche de la disposition optimale de voiles.

I.1.Description de l'ouvrage

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (Etude d'une tour (R+12) à forme angulaire à usage commercial et d'habitation.

Ce projet est classé comme ouvrage courant implanté à **BOUMERDES** classé d'après RPA99/version2003 << article 3.2 >> [01] comme une zone de grande sismicité (zone III), ayant une importance moyenne (groupe d'usage 2). Sa hauteur totale est inférieure à 48 mètre.

I.2.Dimension de l'ouvrage

- . Longueur totale : 23.10 m
- . Largeur totale : 20.55 m
- . Hauteur totale (avec acrotère) : 43.37 m
- . Hauteur du RDC : 3.58 m
- . Hauteur des étages courants : 3.06 m

I.3.Règlementation utilisée

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- . Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003). [01]
- . Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisées 99) [02]
- . Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2.2) : charges permanentes et charges d'exploitation [03]
- . Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.41) : règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) [04]

I.4.Éléments composant la structure

I.4.1.Elément composant la superstructure

a. L'ossature

L'immeuble est à ossature mixte (auto-stable) réalisé en système de portique (poteaux-poutre) en béton armé associés à des voiles de contreventement.

b. Les planchers

Les plancher sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements chargés et surchargés. On en distingue deux types :

Plancher en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

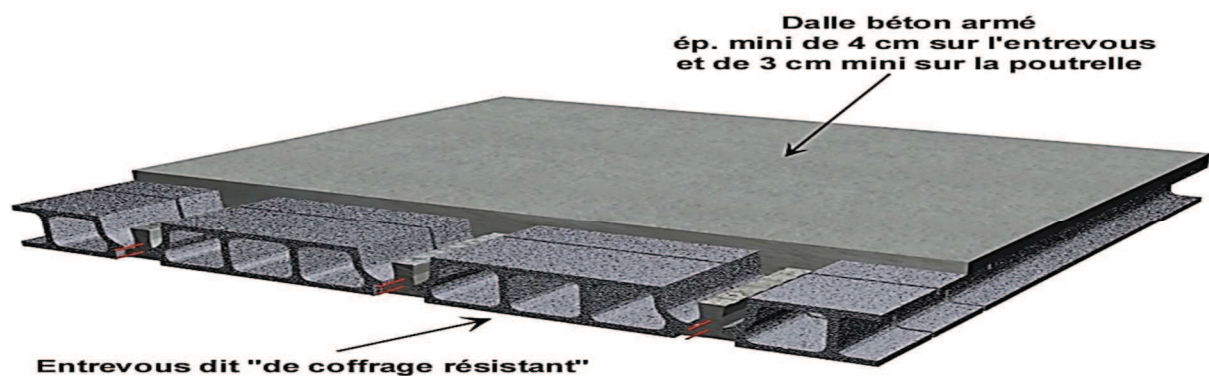


Figure I.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.

Plancher en dalle pleine :

Des dalles pleines en béton armés sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux (les parties en saillies), ainsi que pour celui de la salle machine.

c. Les voiles de contreventement :

Éléments verticaux en béton armé, destinés pour assurer la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales (séisme). Ce système doit-être disposé de façon à :

- . Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer la stabilité.
- . Transmettre directement les efforts aux fondations.
- . Menuiser les efforts de torsions.

d. La maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en brique creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame de d'aire de 5 cm d'épaisseur.

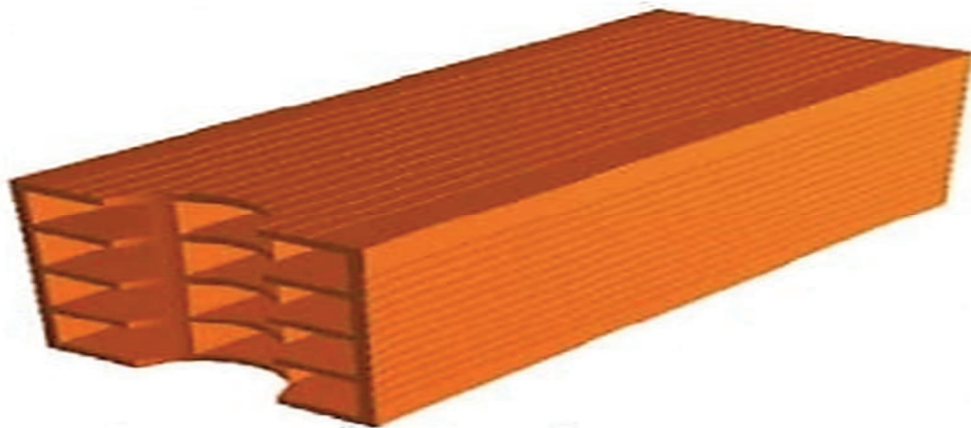


Figure I.2 : Coupe d'une brique creuse.

b. Mur intérieurs :

Cloison de séparation sont en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

e. L'escalier :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier assurant l'accès à tous les niveaux. Les escaliers seront du type droit à deux volets pour les différents étages et à trois volets pour le RDC, ils seront constitués de paliers et paillasse en béton armé coulé sur place.

f. Les balcons :

Réalisés en dalle pleine.

g. Les revêtements :

Le revêtement est constitué de :

- . Enduit en ciment de 2 cm d'épaisseur pour crépissages des façades extérieures.
- . De l'enduit de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et les plafonds.
- . Un carrelage de 2cm pour les plancher et les escaliers.
- . Marbre pour les escaliers.
- . Céramique pour les salles d'eaux.

h. La cage d'ascenseur :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

i. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 70 cm et de 10 cm d'épaisseur.

j. Toiture :

La charpente est un ensemble d'élément contribuant à la stabilité d'un ouvrage ou d'une partie d'ouvrage, en particulier la toiture.

La toiture de notre bâtiment est constituée de pannes, de chevrons, linteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous :

k. Système de coffrage :

Afin de limité le temps d'exécution des travaux, le bâtiment sera réalisée à l'aide du coffrage métallique pour les éléments verticaux (voile) et horizontaux (dalle). Par ailleurs, ce type de coffrage recèle d'autres avantages :

- . Réductions des opérations manuelles
- . Sécurité de la main d'ouvre
- . Rentabilité du chantier
- . Réalisation rapide des travaux

En revanche, les portiques et les planchers seront réalisés à l'aide d'un coffrage traditionnel (bois et métal).

I.4.2. Elément composant l'infrastructure :

Les fondations ont pour fonction la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol dont elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Elles sont divisées en trois catégories (fondation superficielles, profondes et semi-profondes).

Les éléments de la fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposants directement sur le sol, cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'une tête de pieu (cas des semelles sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est fonction de l'importance de l'ouvrage ainsi que des surcharges et la nature du sol (contrainte admissible) ; on pourra avoir ainsi, des éléments assez résistants dans le temps et aussi économiques que possible.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5.1. Le béton :

Le béton est mélange de matériaux inertes (granulat) avec un liant hydraulique (ciment). De l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Il sera dosé à 350 Kg/m³ de ciment (CBA). Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

a. Résistance caractéristique à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir de plusieurs essais d'écrasement par compression axial sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Pour les chantiers faisant objet d'un contrôle régulier, le BAEL 91 indique que cette résistance est évaluée comme suit (**L'article A.2.1.11 du BAEL 91**) [02]

-Pour $j < 28$ jours :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.85j} \cdot f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \cdot f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

-pour $j > 28$ jours : Elle est égale pris égal à :

$$f_{cj} = f_{c28}$$

Pour le présent projet, la valeur de f_{c28} sera prise comme suit : $f_{c28} = 25$ MPa.

a. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à «j» jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation (L'article A.2.1 12 du BAEL91) [02]

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de f_{cj} au plus égal à 60 MPa.

Soit : $f_{c28} = 25$ MPa, donc : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot 25 = 2.1$ MPa

b. Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. On distingue deux modules de déformation :

c.1. Module de déformation longitudinale :

Selon la durée d'application des contraintes normales, on distingue deux types de modules de déformation longitudinaux :

c.1.a. Module de déformation longitudinale instantanée (L'article A.2.1 21 du BAEL 91) [02]

Lorsque la durée d'application des contraintes est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$$

c.1.b. Module de déformation longitudinale différée (L'article A.2.1 22 du BAEL 91) [02]

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage de béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

c.2. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Young.

V : Coefficient de Poisson

Le coefficient de poisson est le rapport de déformation relative transversale (allongement relative du coté de la section) et la déformation relative longitudinale (raccourcissement) ξ_t / ξ_l . D'après l'article A.2.1 3 du BAEL 91 [02] les valeurs de ces coefficients sont donnée égal à :

- $\nu=0$ Pour un calcul de sollicitation à l'ELU.
- $\nu=0.2$ Pour un calcul de déformations à l'ELS.

c. Notions d'états limites :

Un Etat limite est une situation au-delà de laquelle un élément ou un ensemble d'éléments de la structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu. On distingue deux catégories d'états limites :

. Etat Limite Ultime (ELU).

.Etat Limite de Service (ELS).

d.1. Etat limite ultime :

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage).

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article **A.4.3 41du BAEL 91 [02]**

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$ (cas de situation courante).

$\gamma_b = 1.15$ (cas de situation accidentelle).

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application (t) des actions considérées.

$\theta = 1$ (Pour $t > 24h$).

$\theta = 0.9$ (Pour $1h \leq t \leq 24h$).

$\theta = 0.85$ (Pour $t \leq 1h$).

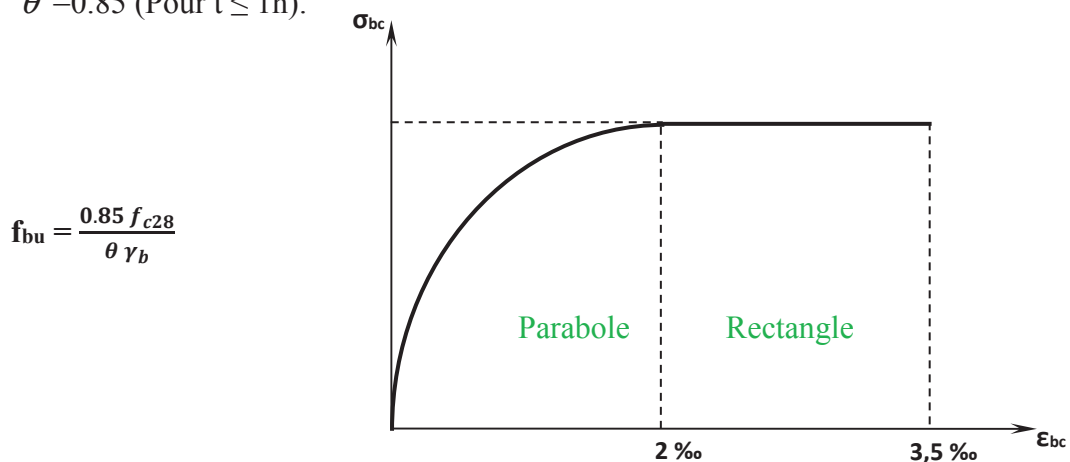


Figure I.5 : Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-déformations du béton

C'est un diagramme contrainte déformation du béton qui peut être utilisé dans le cas d'ELU. La déformation de la fibre du béton la plus comprimée est limitée à 2‰ en compression simple et à 3.5‰ en flexion.

d.2. Etat limite de service :

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs). Les vérifications à effectuer sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

D'après l'article A.4.5 2 du BAEL 91 [02] stipule que la contrainte de compression du béton ($\bar{\sigma}_{bc}$) est limité à : $0.6f_{cj}$.

. Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$

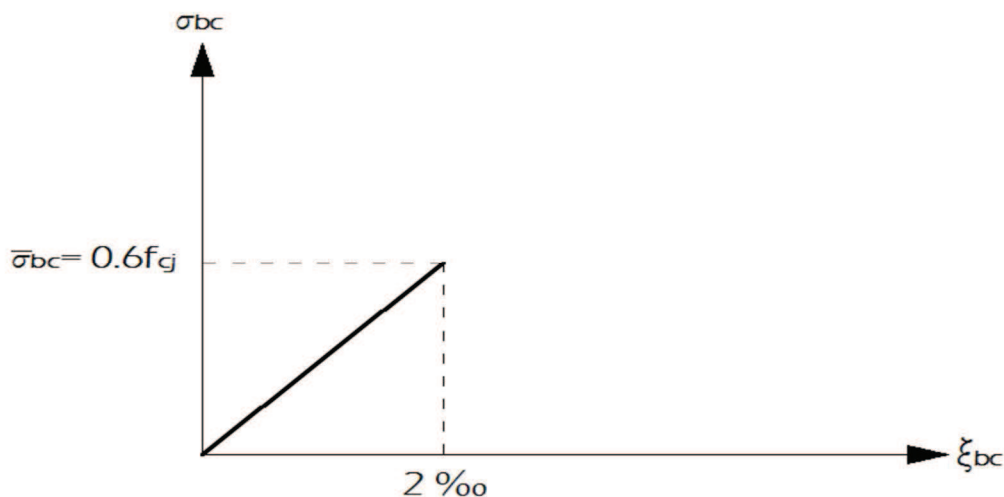


Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

d. Contrainte limite au cisaillement :

La contrainte tangentielle de béton pour une section rectangulaire est définie par l'expression suivante (Article 5.1 1 du BAEL 91) [02]

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

v_u : Effort tranchant ultime agissant sur la section cisillée.

b : Largeur de la section de l'âme.

d : Hauteur utile ($d=h-c$).

Cette contrainte est limitée entre les valeurs suivantes :

. **Cas de fissuration non préjudiciable (Peux nuisible) :**

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

. **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

I.5.2. L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, ils sont associées au béton, leur rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion que ce dernier ne peut pas supporter. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface, en générale les aciers utilisés sont les trois types :

- . Les aciers à haute adhérences (HA).
- . Les treillis soudés (TS).

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'acier dont les caractéristiques sont :

- . Aciers haute adhérence FeE400, dont la limite d'élasticité $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- . Aciers ronds lisses FeE235, dont la limite d'élasticité $f_e = 235 \text{ MPa}$.
- . Treillis soudé TS 520, dont la limite d'élasticité $f_e = 520 \text{ MPa}$.

a. Module d'élasticité longitudinale :

D'après l'article A.2.2 1 du BAEL 91 [02], le module d'élasticité longitudinale (E_s) de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier.

b. Contrainte limite de l'acier :

b.1. Contrainte limite ultime :

La contrainte limite de déformation (**l'article A.4.3 2 du BAEL 91**) [02] est égale à :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

. $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

. f_e : Limite d'élasticité.

. γ_s : Coefficient de sécurité :

$\gamma_s = 1.15$ Pour les situations durables (courantes).

$\gamma_s = 1.0$ Pour les situations accidentelles.

Le tableau ci-dessous résume les valeurs de $\bar{\sigma}_{st}$ pour les aciers utilisés dans notre projet :

Nuance/ Situation	Courante $\gamma_s = 1.15$	Accidentelle $\gamma_s = 1.0$
$f_e = 235\text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 204.35 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 235\text{MPa}$
$f_e = 400\text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 347.83 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400\text{MPa}$
$f_e = 520\text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452.17 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 520\text{MPa}$

Tableau I.1 : Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s .

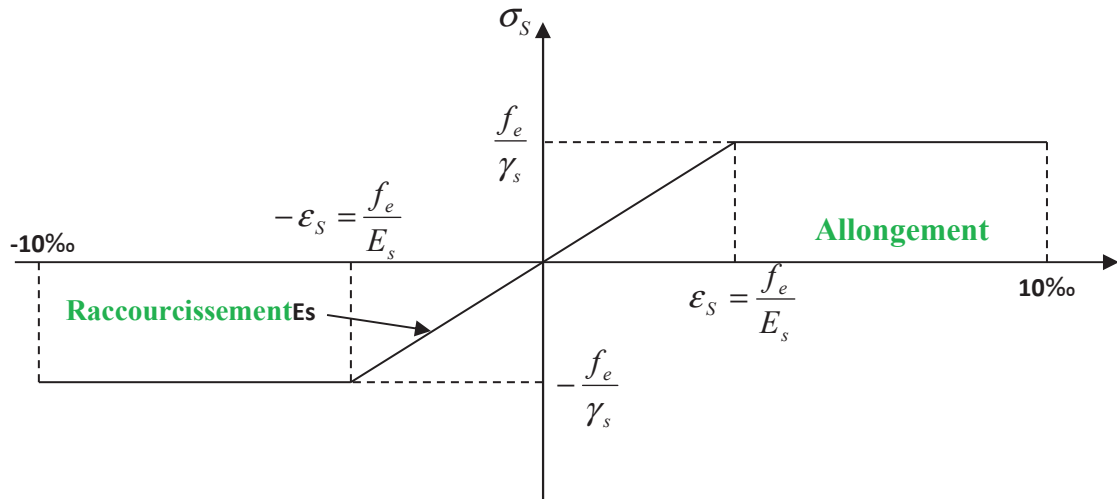


Figure I.7: Diagramme contrainte-déformation

b.2. Contrainte limite de service :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance des ouvertures de celle-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après l'article A.4.5.3 du BAEL 91 [02], on distingue trois cas de fissuration :

1. Fissuration peu nuisible (Peu préjudiciable) :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable lorsque les éléments en cause sont situés dans des locaux couverts, non soumis à des condensations. (L'article A.4.5 32 du BAEL 91) [02]

2. Fissuration préjudiciable :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il faut vérifier que la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{MPa.} \quad (\text{l'article A.4.5 33 du BAEL 91) [02]}$$

3. Fissuration très préjudiciable :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte limite est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,5f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ MPa.} \quad (\text{l'article A.4.5 33 du BAEL 91}) \text{ [02]}$$

Avec:

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1.3$ pour les aciers de haute adhérence ($\emptyset < 6$ mm).

$\eta = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence ($\emptyset > 6$ mm).

I.6. Protection des armatures :

Dans le but de protéger les armatures contre la corrosion et d'assurer un bon bétonnage, il est indispensable de prévoir un enrobage « c ». On doit veiller à ce que l'enrobage soit conforme aux prescriptions suivantes (**l'article A.7.1 du BAEL 91**) [02]

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

Le pré-dimensionnement des éléments résistants (les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

. Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

. Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré-dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles **BAEL91** [02], **CBA93** [04] et **RPA99/ version 2003** [01]

II.1. pré-dimensionnement de plancher (corps creux)

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux (hourdis, treillis soudé, dalle de compression) reposent sur des poutrelles préfabriquées en béton armé qui elles-mêmes, reposent sur des poutres principales ou des voiles disposées suivant le sens de la petite portée.

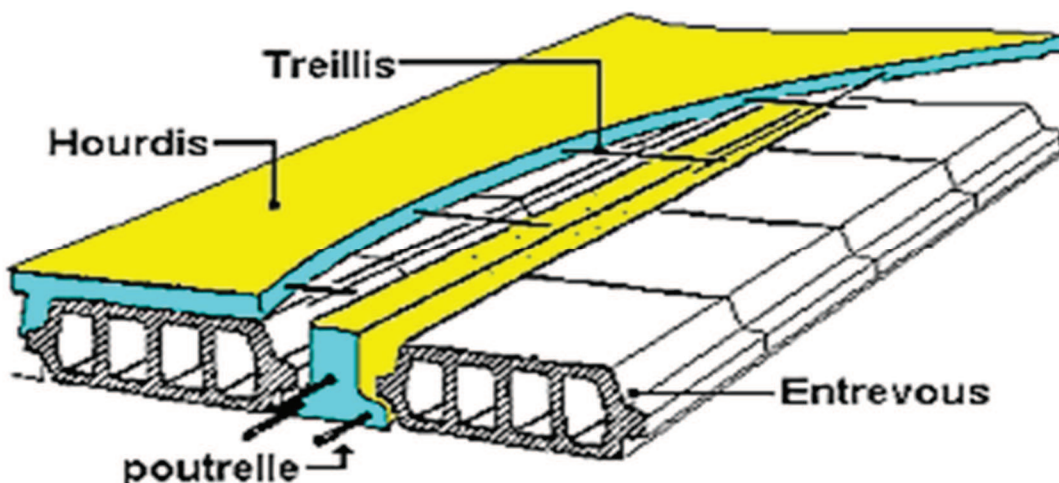


Figure II.1 : Plancher en corps creux

On a opté pour des planchers en corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- . La facilité de réalisation.
- . Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes
- . Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- . Transmission de différentes charges aux éléments porteurs (murs et poteaux).
- . L'isolation acoustique et thermique entre étages.

L'épaisseur (h_t) du plancher est donnée par la formule suivante (**Article B.6.8424 du BAEL 91 révisées 99) [02]**)

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

Avec :

- . **h_t** : Hauteur du plancher
- . **l** : portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

Tel que : $l = L - b$

- . **L** : Distance entre axes des poteaux.
- . **b** : Largeur du poteaux, d'après l'article 7.4.1 du RPa 99/ version 2003 est égale à 30 cm.

Donc :

$$l = 431 - 30 = 401 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } h_t = 20 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{401}{22,5} = 17,82 \text{ cm}$$

- . 16 cm pour l'épaisseur du corps creux.
- . 4 cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.

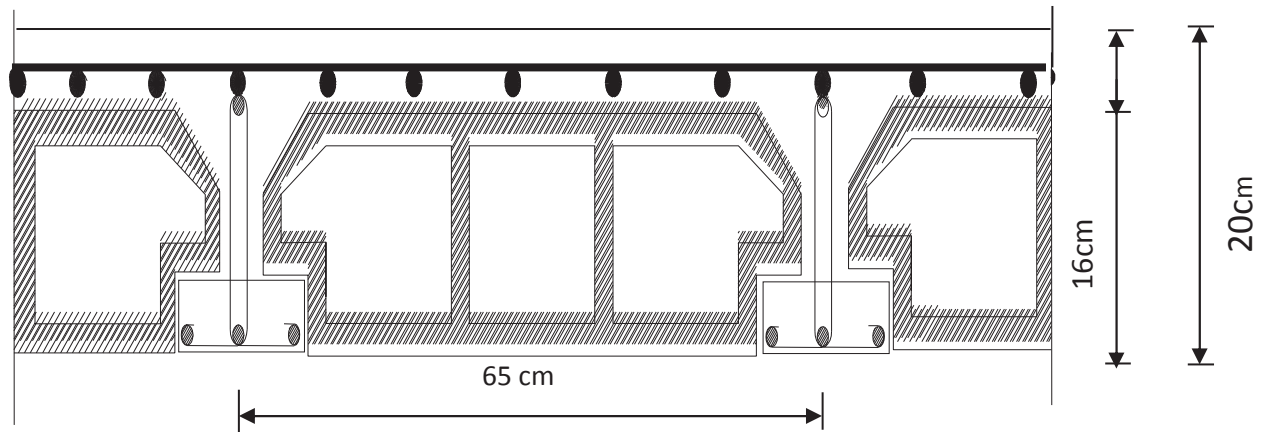


Figure II.2. Coupe du plancher en corps creux.

II.2. Pré-dimensionnement des poutres :

Selon le **BAEL 91 [02]** le pré-dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

. **h** : Hauteur total de la poutre.

. **b** : Largeur de la poutre.

. **L** : portée maximum de la plus grande travée entre nus d'appuis.

D'après l'article 7.5.1 du RPA 99/ version2003, les dimensions (b et h) des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

$$. b \geq 20 \text{ cm}$$

$$. h \geq 30 \text{ cm}$$

$$. h/b \leq 4$$

II.2.1. Poutres principales**. Hauteur :**

$$. L_{\max} = 465 - 30 = 435 \text{ cm}$$

$$D'où : 29 \leq h \leq 43.5 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm.}$$

$$. \frac{435}{15} \leq h_t \leq \frac{435}{10}$$

. Largeur :

$$. 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$D'où : 16 \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm.}$$

$$. 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

II.2.2. Poutre secondaires :**. Hauteur :**

$$. L_{\max} = 431 - 30 = 401 \text{ cm}$$

$$D'où : 26.73 \leq h \leq 40.1 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm.}$$

$$. \frac{401}{15} \leq h \leq \frac{401}{10}$$

. Largeur :

$$. 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$D'où : 14 \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm.}$$

$$. 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

II.2.3. Vérification des exigences du RPa 99/ version 2003 [01] de l'article 7.5.1

	Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérifiée (oui/non)
Hauteur	$h \geq 30$ cm	40 cm	35 cm	Oui
Largeur	$b \geq 20$ cm	30 cm	30 cm	Oui
Hauteur/Largeur	$h/b \leq 4$	1.33	1.167	Oui

Tableau II.1 : Vérification des poutres aux conditions du RPA 99/ version 2003.

Après les vérifications des exigences du RPA, nous adopterons les dimensions suivantes :

. Poutre principales 30x40 cm².

. Poutre secondaires 30x35 cm².

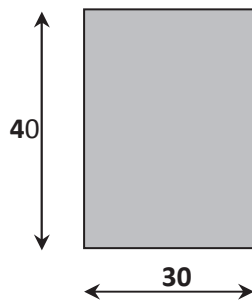


Figure II.3. Dimensions de la poutre principale

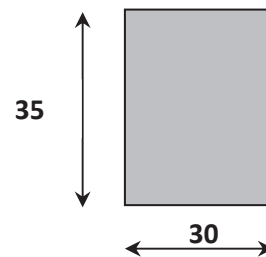


Figure II.4. Dimensions de la poutre secondaire

II.3. Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides constitués par une série de murs porteur plein ou comportant des couvertures (en béton armée). Ils assurent deux fonctions principales :

D'une part, ils sont porteurs ce qui leur permet d'assurer le transfert des charges verticales.

D'autre part, une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales.

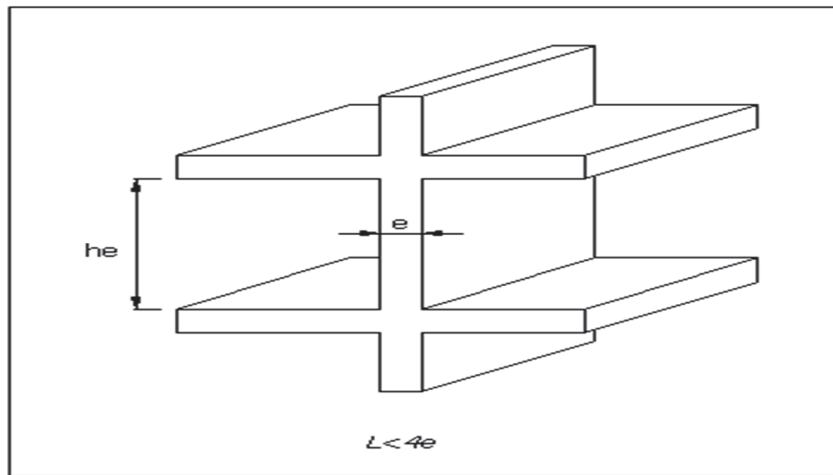


Figure II.5 : Coupe de voile en élévation.

Le pré-dimensionnement des voiles est effectué suivant les règles parasismiques Algériennes (RPA99/ version 2003) [01], et d'après l'article 7.7.1 un élément est considéré comme voile si la condition $L \geq 4a$ est satisfaite.

Leurs épaisseurs doivent être déterminées en fonction de la hauteur libre d'étage h_e , avec une épaisseur minimale de 15 cm.

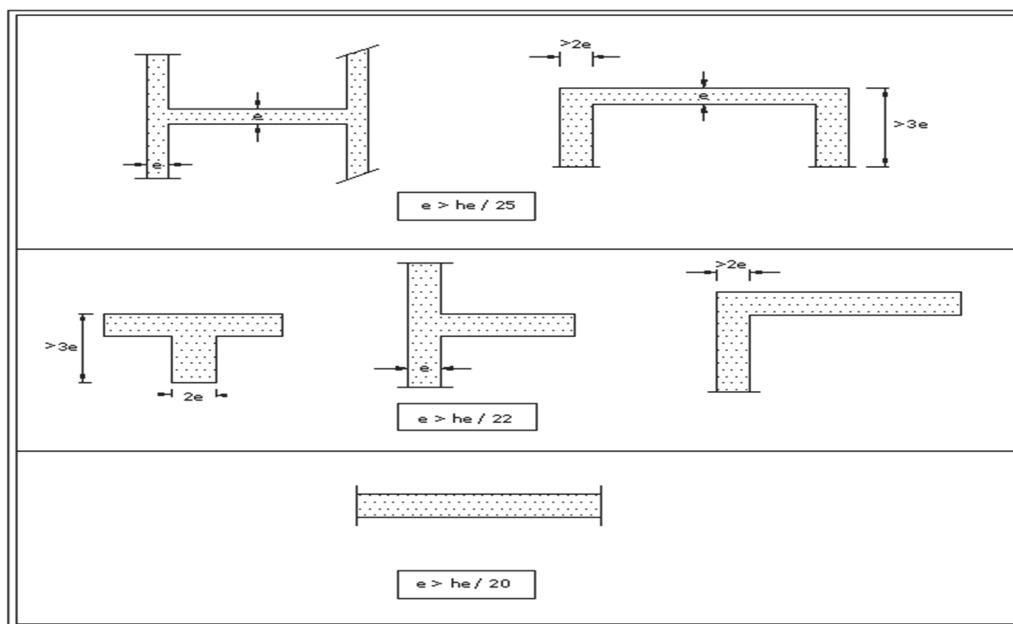


Figure II.6: Coupe de voile en plan.

Dans notre cas la hauteur d'étage de RDC= 3.58 m (le cas le plus défavorable).

Donc:

$$h_e = 358 - 20 = 338 \text{ cm}$$

D'où:

$$\text{Cas 1: } a \geq h_e / 25 = 13.52$$

$$\text{Cas 2 : } a \geq h_e / 22 = 15.36$$

Finalement, l'épaisseur adopté pour les voiles est de : 20 cm

II.4. pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux seront pré-dimensionnés à L'ELS en considérant un effort de compression axial N_s , qui sera repris uniquement par la section du béton. Avec $N_s = G + Q$ (effort normale de compression revenant au poteau le pus sollicité).

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Tel que:

. N_s : effort normal de compression à la base du Poteau (Poteau le plus sollicité)

. σ_{bc} : contrainte limite de service de béton en compression est prise égale à :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

II.4.1. Détermination des charges et surcharges

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs (charge permanente G et charge d'exploitation Q) sont déduites du **DTR.B.C.2.2 [03]** comme suite :

II.4.1.a. Charges permanentes

I. Les planchers

I.1. planchers en corps creux

I.1.a. Plancher toiture

Matériaux	Epaisseur	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1. Couverture en tuile mécanique	/	/	0.4
2. Pannes + chevrons	/	/	0.1
3. Mus pignons	/	/	0.9
	$\Sigma GT =$ $G_{toiture}$		1.4

Tableau II.2 : Les charges permanentes revenant à la toiture.

I.1.b. Plancher étage courant :

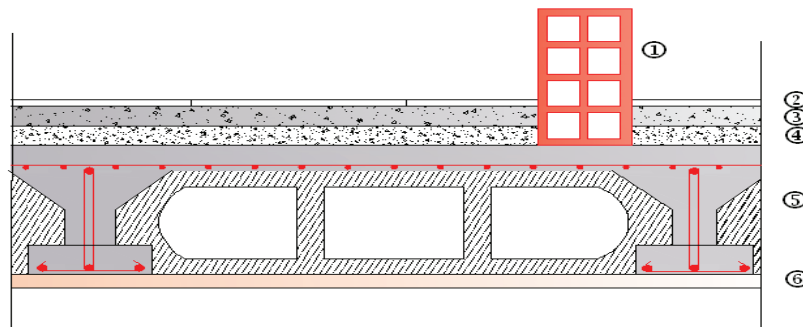


Figure II.7 : Coupe d'un plancher d'étage courant en corps creux.

Matériaux	Epaisseur	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1. Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2. Mortier de pose	3	20	0.6
3. Lit de sable	3	18	0.54
4. Plancher en corps creux	16+4	14	2.85
5. Enduit de plâtre	2	10	0.2
6. Cloison de séparation (intérieur)	10	10	1.00
	$\Sigma GT = G_{étage} =$		5.63

Tableau II.3 : Détermination du poids propre du plancher d'étage courant.

I.2. Planchers en dalle pleine

I.2.a. Plancher sous toiture inaccessible

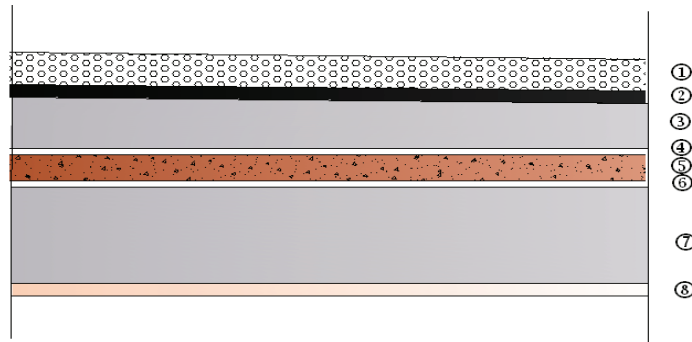


Figure II.8: Coupe d'un plancher terrasse en dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1. Etanchéité multicouche	2	6	0.12
2. Isolation thermique	4	4	0.16
3. Forme de pente 1%	10	22	2.2
4. Dalle pleine	16+4	25	5
5. Enduit plâtre	2	10	0.2
	$\sum GT = G_{terrasse}$ =		7.68

Tableau II.4 : Détermination du poids propre du plancher de terrasse en dalle pleine.

I.2.b. Plancher étage courant :

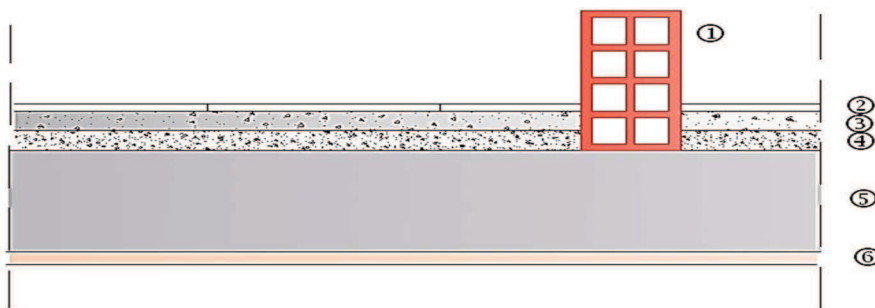


Figure II.9 : Coupe d'un plancher d'étage courant en dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1. Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2. Mortier de pose	2	20	0.40
3. Lit de sable	2	18	0.36
4. Dalle pleine	16+4	25	5.00
5. Enduit de plâtre	2	10	0.2
6. Cloison de séparation (intérieur)	10	10	1.00
	$\Sigma = \mathbf{GT} = \mathbf{G}_{\text{étage}}$		7.4

Tableau II.5 : Détermination du poids propre du plancher d'étage courant en dalle pleine.

II. Les balcons

Ils sont composés d'une dalle mince et plane d'épaisseur constante reposant sur un système d'appuis (sur appuis continus ou sur appuis ponctuelle).

L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance au feu, l'isolation acoustique, et sa flèche.

$$0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.40}{3.15} = 0.44 < 1 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow e_x \geq \frac{l_x}{30} \geq \frac{140}{30} \Rightarrow e_p \geq 4.67 \text{ cm}$$

Alors on opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$.

II.1. balcons du dernier plancher

Matériaux	Epaisseur	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1. Protection en gravillon	5	20	0.4
2. Etanchéité multicouche	4	6	0.24
3. Forme de pente	10	22	2.2
4. Isolation thermique	4	4	0.16
5. Dalle pleine	15	25	3.75
6. Enduit plâtre	2	10	0.2
	$\Sigma = \mathbf{G} = \mathbf{G}_{\text{Balcon-t}}$		6.95

Tableau II.6 : Détermination du poids propre des balcons de la terrasse.

II.2. Balcons des étages courants

Matériaux	Epaisseur	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1. Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2. Mortier de pose	2	20	0.40
3. Lit de sable	2	18	0.36
4. Dalle pleine	15	25	3.75
5. Enduit de ciment	2	18	0.36
	$\Sigma = G = G_{\text{Balcon-}} \text{é}$		5.31

Tableau II.7 : Détermination du poids propre des balcons des étages courants.

III. Les maçonneries

III.1. Mur extérieurs

Matériaux	Epaisseur	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1. Enduit de ciment	2	18	0.36
2. Brique creuse	10	9	0.90
3. Lame d'air	5	/	/
4. Brique creuse	10	9	0.90
5. Enduit plâtre	2	10	0.20
	$\Sigma = G = G_{\text{Mur-ext}}$		2.36

Tableau II.8 : Détermination du poids propre des murs extérieurs.

Remarque :

La charge qui revient au mur extérieure est répartie par mètre carré de la surface verticale.

Alors pour la rendre par mètre linéaire on va la multiplier par la hauteur :

. Pour le RDC :

$$G = 2.36 \times (3.58 - 0.4) = 7.50 \text{ KN/ml}$$

. Pour les planchers des étages courants :

$$G = 2.36 \times (3.06 - 0.4) = 6.28 \text{ KN/ml}$$

II.4.1.b. Surcharges d'exploitation :

. Plancher terrasse ou toiture	1.00 KN/m ²
. Plancher d'étage courant (habitation)	1.50 KN/m ²
. Balcons	3.50 KN/m ²
. Escalier	2.50 KN/m ²
. Acrotère	1.00 KN/m ²

II.4.2 Descente de charges

a. Position du poteau le plus sollicité

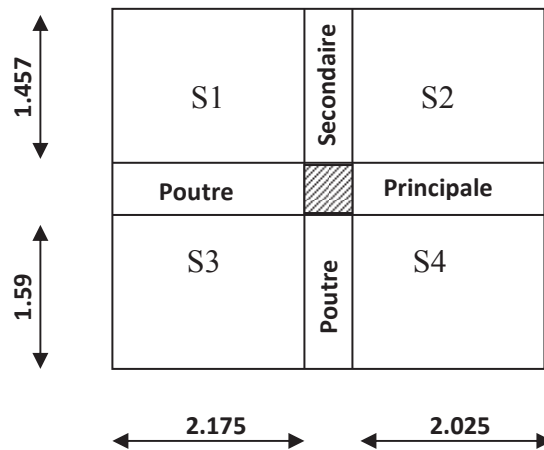


Figure II.10 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

Avec :

C5 : est considéré comme le poteau le plus sollicité, appartenant à la file (C), axe (5).

b. Poids propre des éléments :

. La surface revenant au poteau le plus sollicité :

$$S_{\text{nette}} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = 1.457 \times 2.175 = 3.169 \text{ m}^2.$$

$$S2 = 1.457 \times 2.025 = 2.95 \text{ m}^2.$$

$$S3 = 1.59 \times 2.175 = 3.458 \text{ m}^2.$$

$$S4 = 1.59 \times 2.025 = 3.219 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{nette}} = 3.169 + 2.95 + 3.458 + 3.219 = 12.796 \text{ m}^2.$$

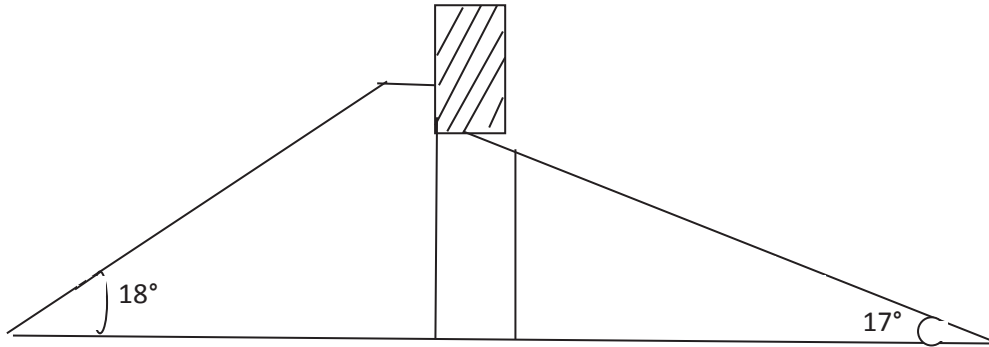


Figure II.11 : géométrie de la toiture.

Calcul de X et Y

Dans notre cas on a deux pente différentes $\alpha_1 = 18^\circ$ et $\alpha_2 = 17^\circ$

Calcul X

On a $\alpha_1 = 18^\circ$

$$\cos \alpha_1 = L/X \Rightarrow X = L/\cos \alpha_1 = (4.65/2)/\cos 18 = 2.45 \text{ m.}$$

Calcul Y

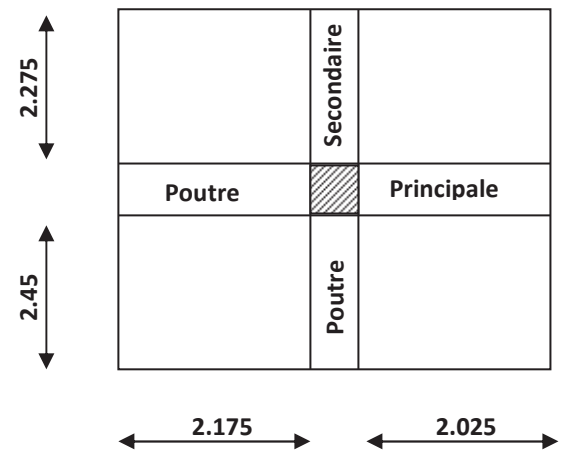
On a $\alpha_2 = 17^\circ$

$$\cos \alpha_2 = L/Y \Rightarrow Y = L/\cos \alpha_2 = (4.35/2)/\cos 17 = 2.275 \text{ m.}$$

La portée revenant au poteau le plus sollicité est :

$$X = 2.45 \text{ m.}$$

$$Y = 2.275 \text{ m.}$$



Surface de la toiture

$$S1 = 2.45 \times 2.175 = 5.329\text{m}^2.$$

$$S2 = 2.45 \times 2.025 = 4.96\text{m}^2.$$

$$S3 = 2.275 \times 2.175 = 4.948\text{m}^2.$$

$$S4 = 2.275 \times 2.025 = 4.607\text{m}^2.$$

$$ST = 5.329 + 4.96 + 4.948 + 4.607 = 19.844 \text{ m}^2.$$

. Plancher

. Plancher toiture: $P = G_{pt} \times S = 1.4 \times 19.844 = 27.78 \text{ KN}$.

. Plancher courant: $P = G_{pc} \times S = 5.63 \times 12.796 = 70.76 \text{ KN}$.

Poutre**. Plancher d'étage courant**

. Poutre principale : $PP_{pp} = 0.30 \times 0.4 \times 4.20 \times 25 = 12.60 \text{ KN}$.

. Poutre secondaire : $PP_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 3.047 \times 25 = 7.998 \text{ KN}$.

Donc le poids total des poutres est : $P_{poutre} = 20.60 \text{ KN}$.

. Plancher sous toiture

. Poutre principale : $PP_{pp} = 0.30 \times 0.4 \times 4.20 \times 25 = 12.60 \text{ KN}$.

. Poutre secondaire : $PP_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 4.725 \times 25 = 12.40 \text{ KN}$.

Donc le poids total des poutres est : $P_{poutre} = 25 \text{ KN}$.

.Poteaux**. Poids propre des poteaux**

. Poids de RDC: $P_{RDC} = 3.58 \times (0.3 \times 0.3) \times 25 = 8.08 \text{ KN}$.

. Poids des étages courant : $P_{RDC} = 3.06 \times (0.3 \times 0.3) \times 25 = 6.89 \text{ KN}$.

. Poids de la toiture : $P_{toiture} = 2.69 \times (0.3 \times 0.3) \times 25 = 6.05 \text{ KN}$.

c.Calcul des surcharges d'exploitation

. Toiture : $QT = Q_0 = 1 \times 19.844 = 19.844 \text{ KN}$.

. Plancher des étages courant : $QET = 1.5 \times 12.796 = 19.194 \text{ KN}$.

II.4.3. Loi de dégression

Les règles du **DTR [03]** exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. S'applique aux bâtiments à grande nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux

peuvent être considérées indépendante. Les niveaux occupés par des locaux commerciaux, ne sont pas compté dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5, ce qui est le cas de notre bâtiment.

Principe de la loi

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

$$Q_0 + (3+n/2n) (Q_1 + Q_2 + Q_3 \dots\dots\dots Q_n).$$

Avec :

- . n : Nombre d'étage en démarre du haut vers le bas.
- . Q₀ : La charge d'exploitation sur la toiture ou la terrasse.
- . Q₁, Q₂ Q_n : Les charges d'exploitation des plancher respectifs.

D'où les valeurs du coefficient de réduction sont données sous forme du tableau suivant :

Niveau	Toiture	12 ^{ème}	11 ^{ème}	10 ^{ème}	9 ^{ème}	8 ^{ème}	7 ^{ème}	6 ^{ème}	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{ème}	RD C
coefficient	1	1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

Tableau II.9 : Coefficients de dégression de surcharges.

Niveau	Opération	Résultat (KN)
Toiture	$Q_0 = 19.844$	19.844
12 ^{ème}	$Q_0 + 1Q = 19.844 + 19.194$	39.04
11 ^{ème}	$Q_0 + 1.9Q = 19.844 + 1.9(19.194)$	56.31
10 ^{ème}	$Q_0 + 2.7Q = 19.844 + 2.7(19.194)$	71.67
9 ^{ème}	$Q_0 + 3.4Q = 19.844 + 3.4(19.194)$	85.10
8 ^{ème}	$Q_0 + 4Q = 19.844 + 4(19.194)$	96.62
7 ^{ème}	$Q_0 + 4.5Q = 19.844 + 4.5(19.194)$	106.23
6 ^{ème}	$Q_0 + 5Q = 19.844 + 5(19.194)$	115.81
5 ^{ème}	$Q_0 + 5.5Q = 19.844 + 5.5(19.194)$	125.41
4 ^{ème}	$Q_0 + 6Q = 19.844 + 6(19.194)$	135.01
3 ^{ème}	$Q_0 + 6.5Q = 19.844 + 6.5(19.194)$	144.61
2 ^{ème}	$Q_0 + 7Q = 19.844 + 7(19.194)$	154.20
1 ^{er}	$Q_0 + 7.5Q = 19.844 + 7.5(19.194)$	163.80
RDC	$Q_0 + 8Q = 19.844 + 8(19.194)$	173.40

Tableau II.10 : Tableau récapitulatif de la dégression des charges d'exploitation.

Niveau	Charges permanentes				Surcharges	Effort Normaux $N_s = G_c + Q_c$	Section		
	Poids des plancher	Poids des poutres	Poids des poteaux	$G_{\text{cumulé}}$			$S \geq N_s / \sigma_{bc}$	Section adoptées	Section adopté après un dimensionnement en capacité
Toiture	27.78	25	6.05	58.83	19.844	78.67	52.44	30	35
12 ^{ème}	70.76	20.60	6.89	157.08	39.04	196.12	130.75	30	35
11 ^{ème}	70.76	20.60	6.89	255.30	56.31	311.64	207.74	30	35
10 ^{ème}	70.76	20.60	6.89	353.55	71.67	425.22	283.48	35	40
9 ^{ème}	70.76	20.60	6.89	451.80	85.10	536.90	357.93	35	40
8 ^{ème}	70.76	20.60	6.89	550.05	96.62	646.67	431.11	35	40
7 ^{ème}	70.76	20.60	6.89	648.30	106.23	754.53	503.02	35	45
6 ^{ème}	70.76	20.60	6.89	746.55	115.81	862.36	574.91	35	45
5 ^{ème}	70.76	20.60	6.89	844.80	125.41	970.21	646.81	35	45
4 ^{ème}	70.76	20.60	6.89	943.05	135.01	1078.06	718.71	40	45
3 ^{ème}	70.76	20.60	6.89	1041.30	144.61	1185.91	790.61	40	50
2 ^{ème}	70.76	20.60	6.89	1139.55	154.20	1293.75	862.50	40	50
1 ^{er}	70.76	20.60	6.89	1237.80	163.80	1401.60	934.40	40	50
RDC	70.76	20.60	8.08	1336.05	173.40	1509.45	1006.30	40	50

Tableau II.11 : tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau

II.4.4. Vérification des nœuds vis-à-vis des moments fléchissant :

Il convient de vérifier que les ossatures en portique doivent être conçues que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux ; pour ce qui dit « poteau fort – poutre faible », il faut avoir une plus grande rigidité des poteaux dans les deux directions en plan sans encombrement architecturale.

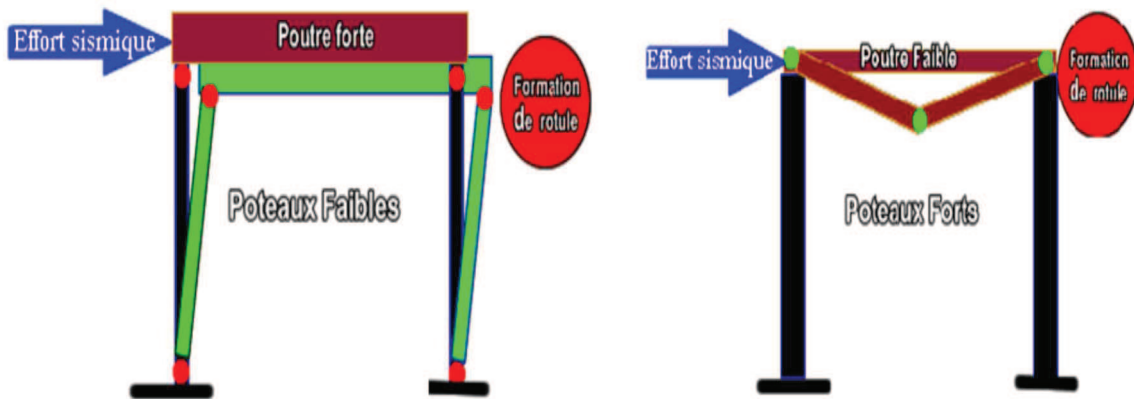


Figure II.12 : Formation de rotule plastique.

Cette vérification est facultative que pour les maisons individuelles et les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R + 2.

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 /version 2003) [01], la condition de résistance exigée dans l'article 7.6.2 est la suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

Et on a : $\sigma = \frac{M \times V}{I} \Rightarrow M = \frac{\sigma \times I}{V}$ et : $V = \frac{h}{2}$

Avec :

- . I : Moment d'inertie (poteau, poutre).
- . M : Moment résistant (poteau, poutre).
- . σ : C'est la contrainte elle est la même pour les poteaux et les poutres.

On remplaçant les valeurs des moments dans la condition précédente, et on obtient les formules suivantes :

$$(|I_n| + |I_s|) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1.25 (|I_w| + |I_e|) \times \frac{1}{h_{pout}}$$

. Pour les nœuds intérieurs : il y a deux poutres et deux poteaux pour chaque portique.

$$(|I_n| + |I_s|) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1.25 (|I_w| + |I_e|) \times \frac{1}{h_{pout}}$$

. Pour les nœuds extérieurs : il y a une poutre et deux poteaux pour chaque portique.

$$\left\{ \begin{array}{l} (|I_n| + |I_s|) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1.25 (|I_w|) \times \frac{1}{h_{pout}} \\ \text{Où} \\ (|I_n| + |I_s|) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1.25 (|I_e|) \times \frac{1}{h_{pout}} \end{array} \right.$$

Les nœuds extérieurs sont moins exigeant par rapport aux nœuds intérieurs donc si :

$$(|I_n| + |I_s|) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1.25 (|I_w| + |I_e|) \times \frac{1}{h_{pout}} \Rightarrow \text{est vérifié.}$$

Alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} (|I_n| + |I_s|) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1.25 (|I_w|) \times \frac{1}{h_{pout}} \\ \text{Où} \quad \quad \quad \Rightarrow \text{Sera vérifiée} \\ (|I_n| + |I_s|) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1.25 (|I_e|) \times \frac{1}{h_{pout}} \end{array} \right.$$

Poutre principale // a X	Poutre secondaire // Y
$(I_n + I_s) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1.25 (I_w + I_e) \times \frac{1}{h_{pout}} \frac{bh^2}{12}$ $+ \frac{bh^2}{12} \geq 1.25 \left\{ 2 \frac{b_{pp} h_{pp}^2}{12} \right\}$ On suppose que : $b = h \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{1.25 (b_{pp} h_{pp}^2)}$ $h \geq \sqrt[3]{1.25 \times 30 \times 40^2}$ $\Rightarrow h \geq 39.15 \text{ cm}$	$(I_n + I_s) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1.25 (I_w + I_e) \times \frac{1}{h_{pout}} \frac{bh^2}{12}$ $+ \frac{bh^2}{12} \geq 1.25 \left\{ 2 \frac{b_{ps} h_{ps}^2}{12} \right\}$ On suppose que : $b = h \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{1.25 (b_{ps} h_{ps}^2)}$ $h \geq \sqrt[3]{1.25 \times 30 \times 35^2}$ $\Rightarrow h \geq 35.81 \text{ cm}$

. Vérification des moments d'inertie sur les poteaux et les poutres :

	Moment d'inertie (cm ⁴)	Niveaux		
		Toiture -12 - 11	10 - 9 - 8 - 7 - 6 - 5	RDC - 1 - 2 - 3 - 4
Poteaux	Section (cm ²)	30 x 30	35 x 35	40 x 40
	$I_s(10^3)$	67.500	125.052	231.333
	$I_n(10)$	67.500	125.052	231.333
	$\frac{1}{h_{pot}} \times \sum I(10^3)$	4.500	7.146	11.567
Poutre principale	Section	30 x 40	30 x 40	30 x 40
	$I_w(10^3)$	160	160	160
	$I_e(10^3)$	160	160	160
	$\frac{1}{h_{pout}} \times \sum I(10^3)$	10.240	10.240	10.240
	Observation	Non vérifier	Non vérifiée	vérifier
Poutre secondaire	Section	30 x 35	30 x 35	30 x 35
	$I_w(10^3)$	107.187	107.187	107.187
	$I_e(10^3)$	107.187	107.187	107.187
	$\frac{1.25}{h_{pout}} \times \sum I(10^3)$	7.656	7.656	7.656
	Observation	Non vérifier	Non vérifier	vérifier

Vu que la condition exigée par le **RPA 99/ version 2003 [01]**, dans l'article **7.6.2** : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$ est non vérifiée pour tout les étage de la structure, alors on doit redimensionnée les sections des poteaux.

Et puisque la condition de dimensionnement en capacité est vérifiée pour $h \geq 39.15$ cm

	Moment d'inertie (cm ⁴)	Niveaux			
		Toiture -12 - 11	10 - 9 - 8	7 -6 - 5 - 4	RDC - 1 - 2 - 3
Poteaux	Section (cm ²)	35 x 35	40 x 40	45 x 45	50 x 50
	$I_s(10^3)$	125.052	231.333	341.719	520.833
	$I_n(10)$	125.052	231.333	341.719	520.833
	$\frac{1}{h_{pot}} \times \sum I(10^3)$	7.146	11.567	15.188	20.813
Poutre principale	Section	30 x 40	30 x 40	30 x 40	30 x 40
	$I_w(10^3)$	160	160	160	160
	$I_e(10^3)$	160	160	160	160
	$\frac{1}{h_{pout}} \times \sum I(10^3)$	10.240	10.240	10.240	10.240
	Observation	Non vérifier	vérifiée	vérifier	vérifier
Poutre secondaire	Section	30 x 35	30 x 35	30 x 35	30 x 35
	$I_w(10^3)$	107.187	107.187	107.187	107.187
	$I_e(10^3)$	107.187	107.187	107.187	107.187
	$\frac{1.25}{h_{pout}} \times \sum I(10^3)$	7.656	7.656	7.656	7.656
	Observation	Non vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

Conclusion

Vu que la condition exigée par le **RPA 99/version 2003 [01]**, dans l'article 7.6.2 : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$ est vérifiée pour tout les étages a part les deux derniers niveaux après le redimensionnement, et que le **RPA99/ version 2003 [01]** nous dicte que cette condition est facultatif pour les deux derniers niveaux alors le concept « poteaux fort – poutre faible » est respecter.

II.4.5. Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures.

Pour qu'il n'y pas de risque de flambement des poteaux, il faut que la condition suivante doit être satisfaite :

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

Avec :

. λ : Elancement du poteau.

. l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7l_0$)

. l_0 : Longueur libre du poteau.

. i : Rayon de giration.

. I : Moment d'inertie du poteau ($I = \frac{h.b^3}{12}$; pour une section carrée : $I = \frac{b^4}{12}$).

. S : section transversale du poteau ($S = b.h$; pour une section carrée : $S = b^2$).

D'où :

$$\lambda = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{b^4}{12}} \sqrt{\frac{12}{b^2}}} \Rightarrow \lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{l_0}{b} = 2.425 \frac{l_0}{b}$$

. **Poteaux de (50x50) : $l_0 = 3.58$** $\Rightarrow \lambda = 2.425 \times \frac{3.58}{0.50} = 17.363 < 50 \Rightarrow$ condition vérifiée.

. **Poteaux de (50x50) : $l_0 = 3.06$** $\Rightarrow \lambda = 2.425 \times \frac{3.06}{0.50} = 14.841 < 50 \Rightarrow$ condition vérifiée.

. **Poteaux de (45x45) : $l_0 = 3.06$** $\Rightarrow \lambda = 2.425 \times \frac{3.06}{0.45} = 16.49 < 50 \Rightarrow$ condition vérifiée.

. **Poteaux de (40x40) : $l_0 = 3.06$** $\Rightarrow \lambda = 2.425 \times \frac{3.06}{0.40} = 18.55 < 50 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions adoptées pour les vérifient la condition de non flambement.

III.1. Les plancher

III.1.1.Introduction

Un plancher est une aire plane destinée à limite les étages et assuré l'isolation thermique et phonique. Dans notre projet nous rappelons que nous avons deux types de planchers : plancher à cops creux et plancher à dalle pleine.

a. Plancher à cops creux

Ce type de plancher constituer de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression pour une hauteur totale de 20 cm.

b. Plancher en dalle pleine

C'est une plaque en béton armé représentent des avantages qui expliquent leur utilisation de plus en plus répandue, non seulement le béton armé permet des réalisations variées et économique mais de plus, il offre, par son monolithisme, des garanties d'une excellence liaison entre les différents éléments.

III.1.2. Plancher en corps creux

Le calcul sera fait pour deux éléments :

. Dalle de compression.

. Poutrelle.

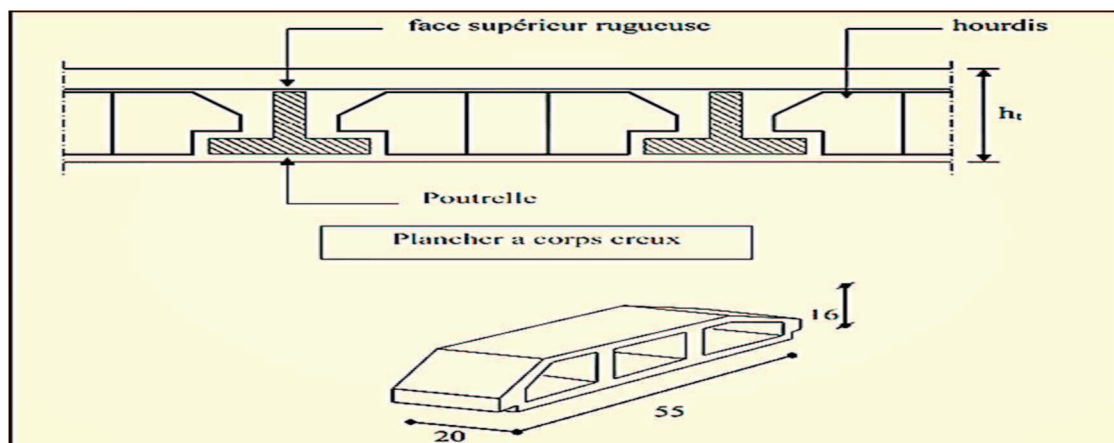


Figure III.1.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.

III.1.2.1. Dalle de compression

La dalle de compression sera coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur. Elle sera armée d'un treille soudée de type TLE 520 dont les dimensions des mailles seront au plus égale aux valeurs indiquées par l'article suivant :

(BAEL91 article B.6.8.423) : hourdis sur entrevous de terre cuit ou béton.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- . 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- . 30 cm pour les armatures parallèle aux poutrelles.

. Armature perpendiculaire aux poutrelles

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

Avec :

- . L_x : l'écartement entre axe des poutrelles ($L_x = 65$ cm).
- . f_e : étant limite d'élasticité de l'acier utilisé exprimée en (MPa) ou (N/mm^2)
- . A_{\perp} : section des armatures perpendiculaire aux nervures exprimée en (cm^2/ml).

Application numérique

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

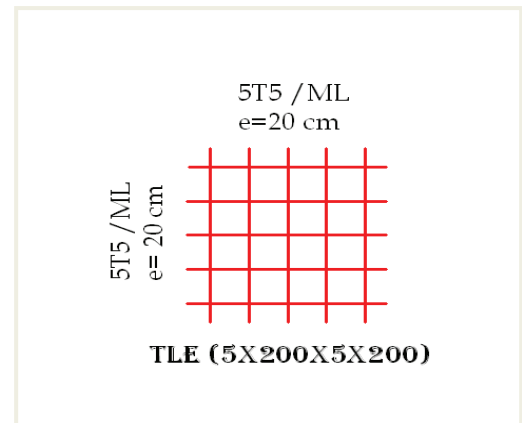
Soit : $A_{\perp} = 5\text{HA5} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

. Armature parallèle aux poutrelles.

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec :

$A_{//}$: armatures parallèle aux poutrelles exprimées en (cm^2/ml).



Application numérique

$$A// \geq \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit : $A// = 5HA5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

Conclusion : On optera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé de dimension $200 \times 200 \text{ mm}^2$ avec un diamètre de 5 mm.

III.1.2.2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la longueur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles. Le calcul se fera en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression.

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle supporte son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

. Charge permanente :

. Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml.}$

. Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.617 \text{ KN/ml.}$

$\Rightarrow G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.617 = 0.74 \text{ KN/ml.}$

. Surcharge d'exploitation

. Poids de la main d'œuvre : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

. La combinaison des charges**. A L'ELU :**

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

. Calcul du moment isostatique

. Moment maximale en travée

$$. M_t = \frac{qul^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.31^2}{8} = 5.80 \text{ KN.m.}$$

. Effort tranchant maximale

$$. T_{\max} = q_u \times l / 2 = 2.5 \times 4.31 / 2 = 5.39 \text{ KN.}$$

. Calcul des armatures

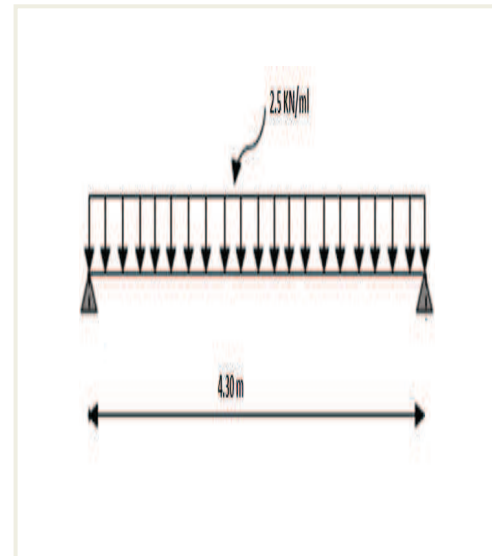
Calcul de la hauteur utile :

On a : $b = 12 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$.

$$. d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{5.80 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 8.51$$

$$\mu_b = 8.51 > 0.392 \Rightarrow (\text{SDA})$$



Conclusion

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

. Calcul du nombre et distances entre étais intermédiaires :

Le moment limite qui correspond à une S.S.A est égale à :

$$. M_L = u_L \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0.392 \times 0.12 \times (0.02)^2 \times 14.2 \times 10^6 = 0.267 \text{ KN.m}$$

Donc, la longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$. L_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_L}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.92 \text{ m.}$$

. Pour les travées de 4.30 m, nous disposons de six pieds droits

2^{ème} étape : Après collage de la dalle de compression

Après collage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ces deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

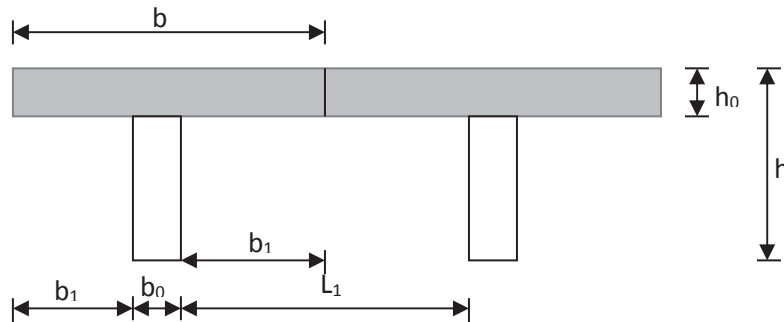


Figure III.1.2 : Dimensions de la section en T.

Avec :

- . L_1 : Longueur entre axe des poutrelles.
- . b_0 : Epaisseur de la nervure.
- . h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.
- . b_1 : Largeur de l'hourdis.

. Détermination des combinaisons de charges**a. Plancher des étages courants**

- . Poids propre du plancher : $G = 5.63 \times 0.65 = 3.67 \text{ KN/ml}$.
- . Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$.

. À L'ELU

- . $q_u = 1.35 \times 3.67 + 1.5 \times 0.975 = 6.42 \text{ KN/ml}$.

. À L'ELS

- . $q_s = 3.67 + 0.975 = 4.65 \text{ KN/ml}$.

. Choix de la méthode de calcul

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, il existe trois méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire, la méthode de Caquot et la méthode des trois moments.

. Méthode Forfaitaire :

Cette méthode est proposée par le **B.A.E.L 91 article B.6.210**, consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de la fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant M_0 dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée.

Cette méthode n'est applicable que si les quatre conditions suivantes sont satisfaites :

- . Plancher à surcharge modérée, où : $Q \leq (5\text{KN/m}^2, 2G)$.
- . Le rapport entre deux travée successive : $0.8 \leq L_i / (L_i + 1) \leq 1.25$.
- . Le moment d'inertie des sections transversales est constant sur toutes les travées.
- . Cas de fissuration non préjudiciable.

. Principe d'application de la méthode forfaitaire

- . α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation en valeur non pondérées, où : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- . M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante.
- . M_t : Moment maximale dans la travée considérée.
- . M_w : La valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée.
- . M_e : La valeur absolue du moment sur l'appui de droite de la travée.

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

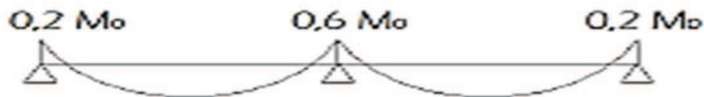
. Travée de rive

$$. M_t \geq \left\{ \max \left[(1 + 0.3\alpha)M_0, 1.05M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right), \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right\}$$

. Travée intermédiaire

$$. M_t \geq \left\{ \max \left[(1 + 0.3 \alpha) M_0, 1.05 M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right), \left(\frac{1 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \right\}$$

Les valeurs des moments sur appuis doivent être au moins égale à :

1^{er} cas : selon deux travées2^{ème} cas : selon trois travées :3^{ème} cas : plus de trois travées :

Pour le calcul des efforts tranchant on utilisant les relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{2} + \frac{q.l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{2} - \frac{q.l}{2}$$

. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

. La fissuration peu préjudiciable \Rightarrow **Condition vérifié.**

. Poutre à inertie transversales constantes \Rightarrow **Condition vérifié.**

. Plancher sous toiture (dernier niveau)

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2, G = 5.63 \text{ KN/m}^2.$$

⇒ Condition vérifié.

$$1 \leq \max\{2 \times 5.63 = 11.63 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2\} = 5.63 \text{ KN/m}^2$$

. Plancher d'étage courant :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2, G = 5.63 \text{ KN/m}^2$$

⇒ Condition vérifié.

$$1.5 \leq \max\{2 \times 5.63 = 11.26 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2\} = 11.26 \text{ KN/m}^2$$

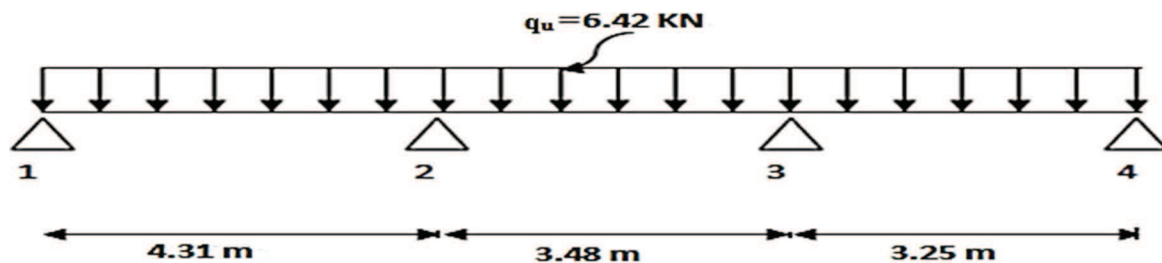
. Les rapports des portées successives sont compris entre : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ $\frac{l_1}{l_2} = \frac{4.31}{3.48} =$

$$1.23, \quad \frac{l_2}{l_3} = \frac{3.48}{3.31} = 1.05$$

Conclusion : finalement la méthode forfaitaire est applicable.

1. Calcul des sollicitations à L'ELU

. 1^{er} type



Le moment isostatique des travées indépendantes :

$$. M_0 = \frac{q_u \times l_1^2}{8}, L_1 = 4.31 \text{ m.}$$

$$. M_0 = \frac{6.42 \times 4.31^2}{8} = 14.91 \text{ KN.m}$$

$$. M_0 = \frac{q_u \times l_2^2}{8}, L_2 = 3.48 \text{ m.}$$

$$. M_0 = \frac{6.42 \times 3.48^2}{8} = 9.72 \text{ KN.m}$$

$$. M_0 = \frac{q_u \times l_3^2}{8}, L_3 = 3.25 \text{ m.}$$

$$. M''_0 = \frac{6.42 \times 3.25^2}{8} = 8.48 \text{ KN.m}$$

$$. \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.63+1.5} = 0.210$$

$$. (1 + 0.3\alpha) = 1.06$$

$$. \text{Cas d'une travée de rive : } \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.632$$

$$. \text{Cas d'une travée intermédiaire : } \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.532$$

1. a. Calcul des moments sur appuis

$$. \text{Appuis A: } 0.2M_0 = 0.2 \times 14.91 = 2.98 \text{ KN.m}$$

$$. \text{Appuis B: } \max(0.5M_0, 0.5M'_0) = 0.5 \times 14.91 = 7.46 \text{ KN.m}$$

$$. \text{Appuis C : } \max(0.5M'_0, 0.5M''_0) = 0.5 \times 9.72 = 4.86 \text{ KN.m}$$

$$. \text{Appuis D : } 0.2M''_0 = 0.2 \times 8.48 = 1.70 \text{ KN.m}$$

1. b. Calcul des moments sur travée :

Les valeurs de M_t , M_0 , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$. M_t \geq \left\{ \max\left[(1 + 0.3\alpha)M_0, 1.05M_0\right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right), \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \right\} \Rightarrow \text{travée de rive.}$$

$$. M_t \geq \left\{ \max\left[(1 + 0.3\alpha)M_0, 1.05M_0\right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right), \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \right\} \Rightarrow \text{travée intermédiaire.}$$

D'où :

$$. \text{Travée 1: } M_t = 10.58 \text{ KN.m}$$

$$. \text{Travée 2: } M_t = 5.17 \text{ KN.m}$$

$$. \text{Travée 3 : } M_t = 5.71 \text{ K N.m}$$

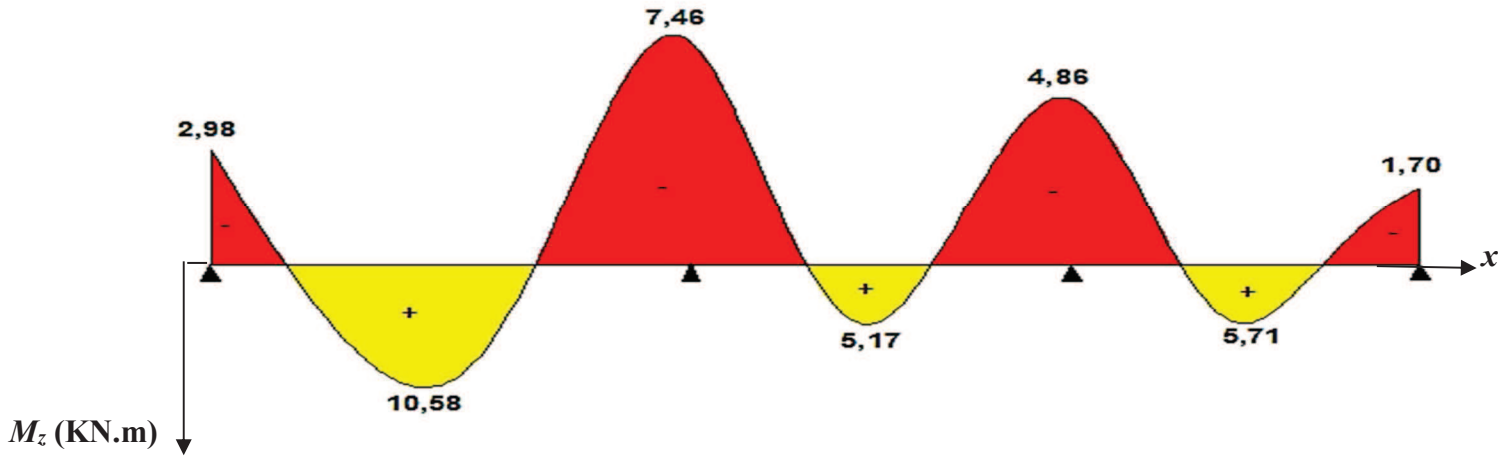


Figure III.1.3 : Diagramme des moments fléchissant pour le 1^{er} type à l'ELU.

2. Calcul des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont obtenus à l'aide des relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q.l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q.l}{2}$$

D'où : On remplaçant les valeurs appropriées dans ces formules, on obtiendra les diagrammes suivantes :

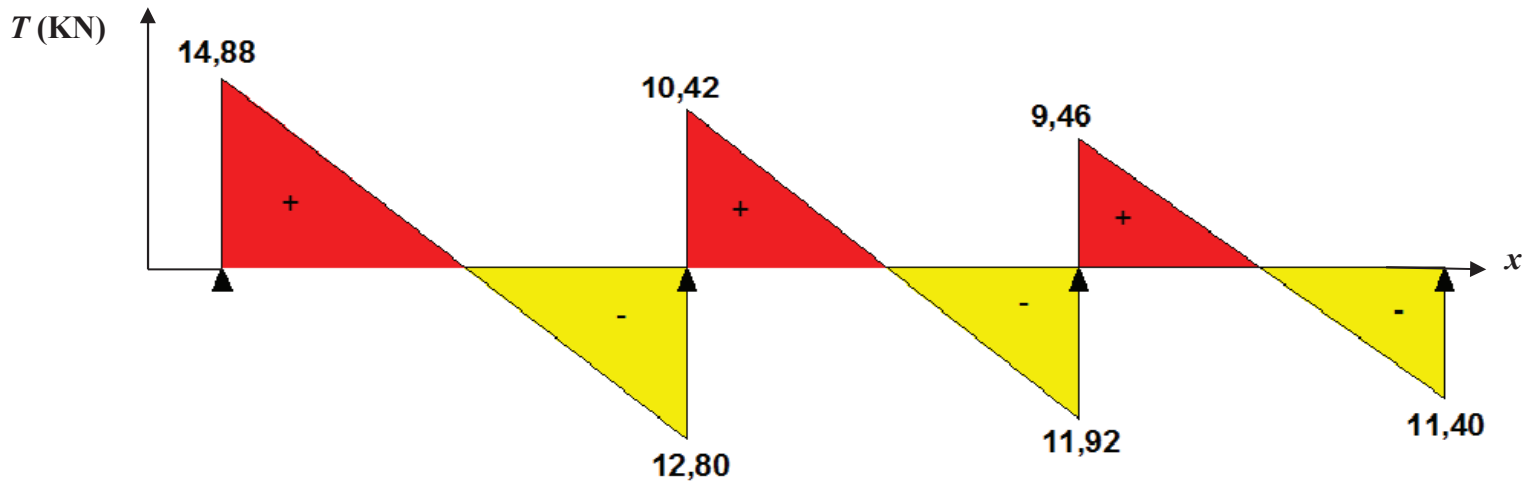
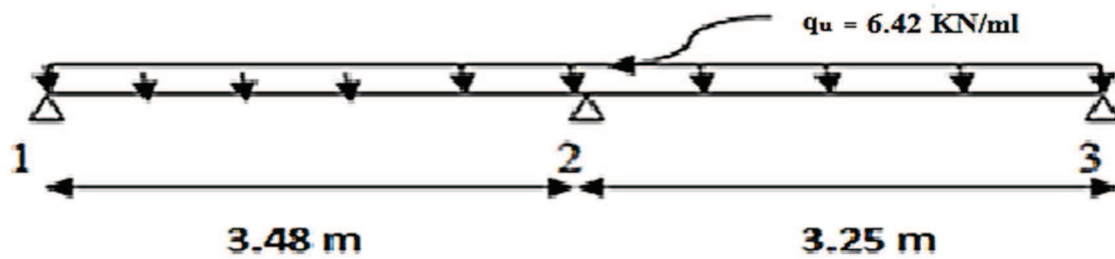


Figure III.1.4 : Diagramme des efforts tranchant pour le 1^{er} type à l'ELU.

2^{ème} type :



1. Calcul des moments sur appuis et en travée

$$. M_0 = \frac{q_u \times l_1^2}{8}, L_1 = 3.48 \text{ m}$$

$$. M_0 = \frac{6.42 \times 3.48^2}{8} = 9.72 \text{ KN.m}$$

$$. M'_0 = \frac{q_u \times l_2^2}{8}, L_2 = 3.25 \text{ m}$$

$$. M'_0 = \frac{6.42 \times 3.25^2}{8} = 8.48 \text{ KN.m}$$

$$. \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.63+1.5} = 0.210$$

$$. (1 + 0.3\alpha) = 1.06$$

$$. \text{Cas d'une travée de rive : } \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.632$$

$$. \text{Cas d'une travée intermédiaire : } \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.532$$

1.a. Calcul des moment sur appuis

$$. \text{Appuis A : } 0.2M_0 = 0.2 \times 9.72 = 1.94 \text{ KN.m}$$

$$. \text{Appuis B : } 0.6M_0 = \max(0.6M_0, 0.6M'_0) = 5.83 \text{ KN.m}$$

$$. \text{Appuis C : } 0.2M'_0 = 0.2 \times 8.48 = 1.70 \text{ KN.m}$$

1.b. Calcul des moments en travée

Les valeurs de M_t , M_0 , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$. M_t \geq \left\{ \max \left[(1 + 0.3\alpha)M_0, 1.05M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right), \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right\} \Rightarrow \text{travée de rive.}$$

. $M_t \geq \left\{ \max \left[(1 + 0.3 \alpha) M_0, 1.05 M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right), \left(\frac{1 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \right\} \Rightarrow$ travée intermédiaire.

D'où :

. Travée 1: $M_t = 6.41$ KN.m

. Travée 2 : $M_t = 5.36$

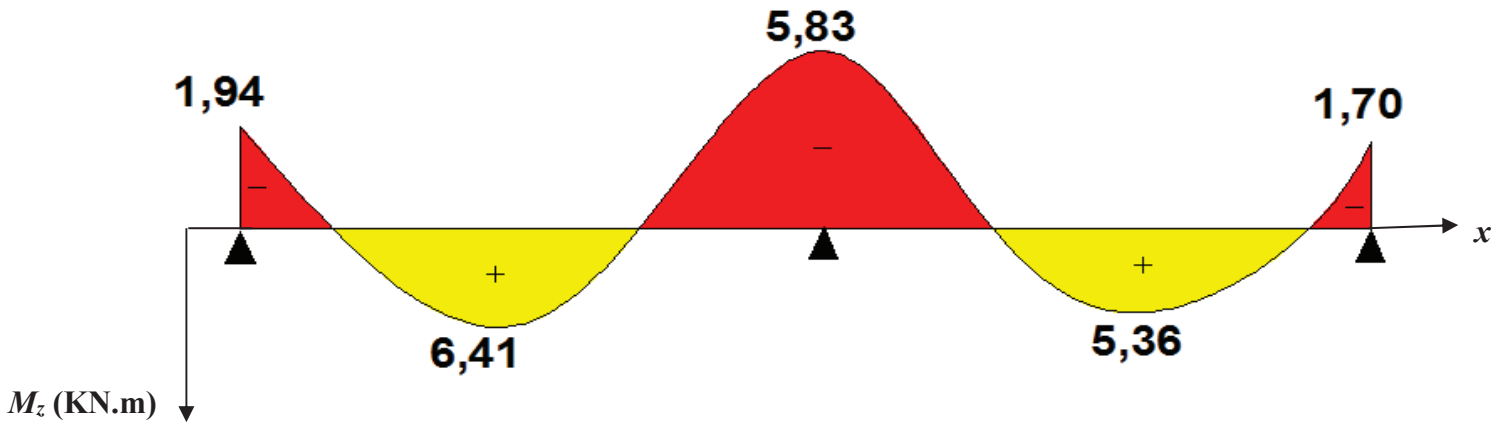


Figure III.1.5 : Diagramme des moments fléchissant pour le 2^{ème} type à l'ELU.

1. Calcul des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont obtenus à l'aide des relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \cdot l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \cdot l}{2}$$

D'où : On remplaçant les valeurs appropriées dans ces formules, on obtiendra les diagrammes suivants :

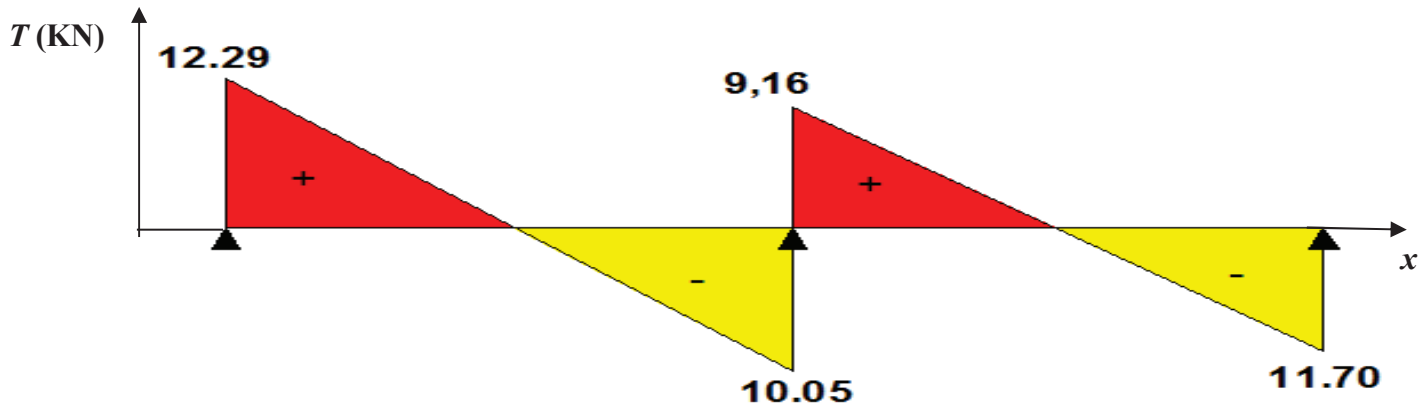
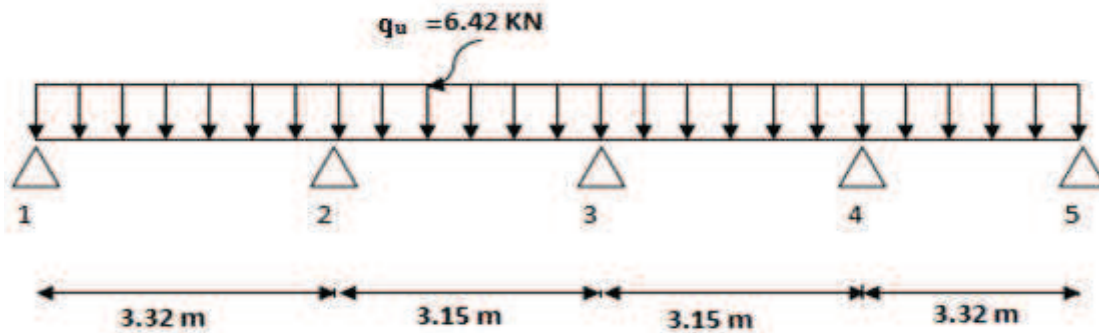


Figure III.1.6 : Diagramme des efforts tranchant pour le 2^{ème} type à l'ELU.

3^{ème} type :



1. Calcul des moments sur appuis et en travée

$$. M_0 = \frac{q_u \times l_1^2}{8}, L_1 = 3.32 \text{ m}$$

$$. M_0 = \frac{6.42 \times 3.32^2}{8} = 8.85 \text{ kN.m}$$

$$. M'_0 = \frac{q_u \times l_2^2}{8}, L_2 = 3.15 \text{ m}$$

$$. M'_0 = \frac{6.42 \times 3.15^2}{8} = 7.96 \text{ kN.m}$$

$$. \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.63+1.5} = 0.210$$

$$. (1 + 0.3\alpha) = 1.06$$

$$. \text{Cas d'une travée de rive : } \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.632$$

$$. \text{Cas d'une travée intermédiaire : } \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.532$$

1.a. Calcul des moments sur appuis

$$. \text{Appuis A et E : } 0.2M_0 = 0.2 \times 8.84 = 1.77 \text{ kN.m}$$

$$. \text{Appuis B et D : } \max(0.5M_0, 0.5M'_0) = 4.43 \text{ kN.m}$$

$$. \text{Appuis C : } 0.4M'_0 = 3.18 \text{ kN.m}$$

1.b. Calcul des moments en travées

Les valeurs de M_t , M_0 , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

. $M_t \geq \left\{ \max \left[(1 + 0.3\alpha)M_0, 1.05M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right), \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right\} \Rightarrow$ travée de rive.

. $M_t \geq \left\{ \max \left[(1 + 0.3\alpha)M_0, 1.05M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right), \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right\} \Rightarrow$ travée intermédiaire.

D'où :

. Travée 1 et 4: $M_t = 6.28 \text{KN.m}$

. Travée 2 et 3: $M_t = 4.63 \text{KN.m}$

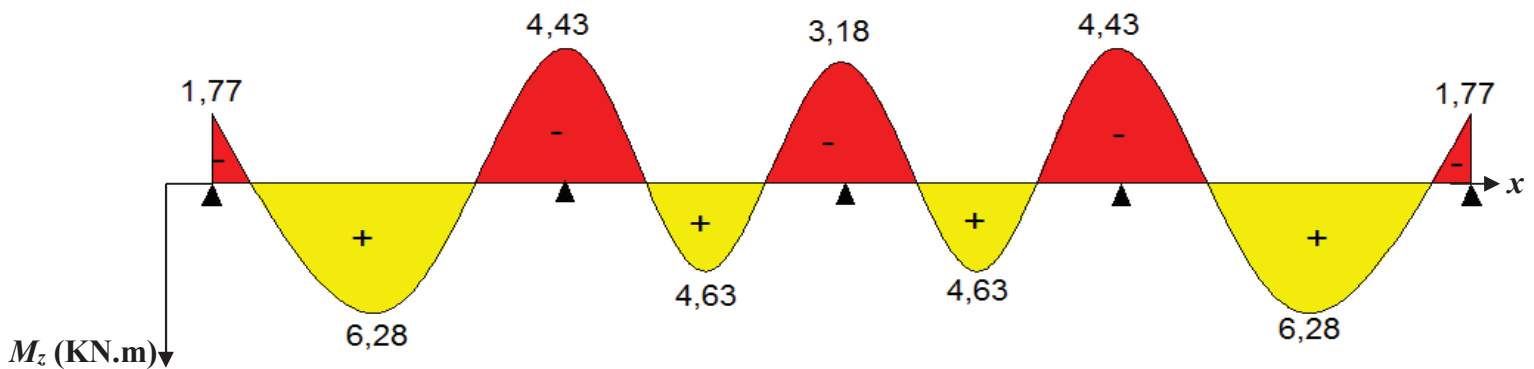


Figure III.1.7 : Diagramme des moments fléchissant pour le 3^{ème} types à l'ELU.

1. Calcul des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont obtenus à l'aide des relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q.l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q.l}{2}$$

D'où : On remplaçant les valeurs appropriées dans ces formules, on obtiendra les diagrammes suivants :

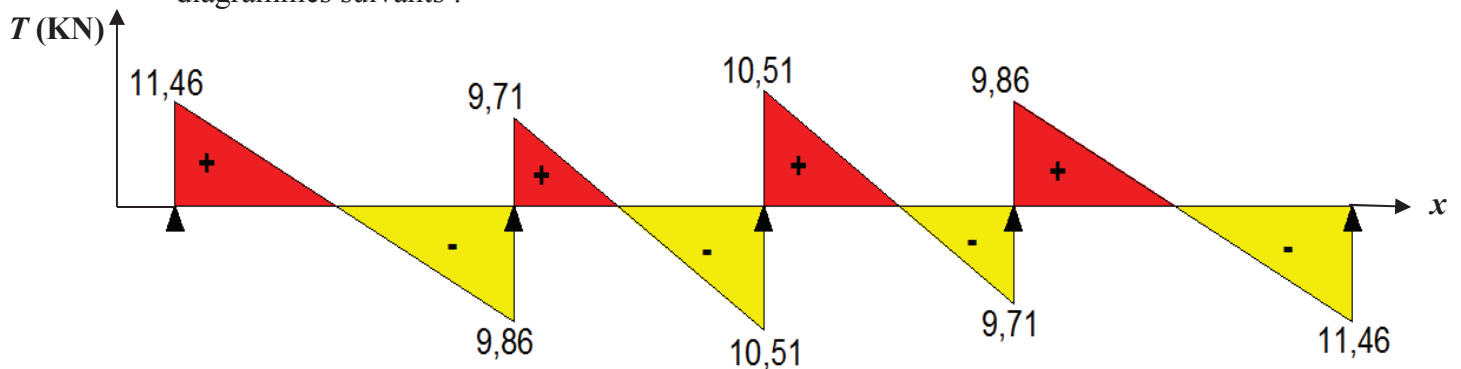
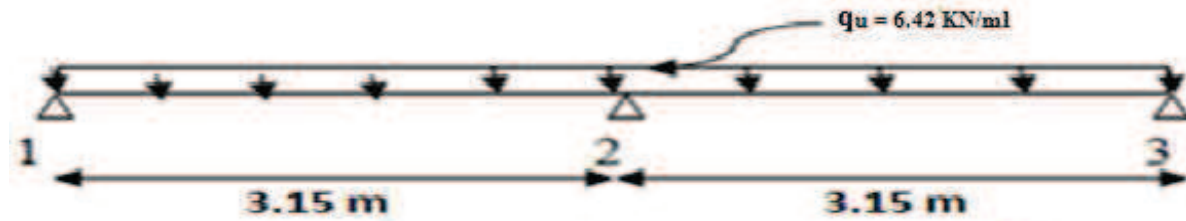


Figure III.1.8 : Diagramme des efforts tranchants pour le 3^{ème} types à l'ELU.

4^{ème} type

1. Calcul des moments sur appuis et en travée

$$. M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}, L_1 = 3.15 \text{ m}$$

$$. M_0 = \frac{6.42 \times 3.15^2}{8} = 7.96 \text{ KN.m}$$

$$. \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.63+1.5} = 0.210$$

$$. (1 + 0.3\alpha) = 1.06$$

$$. \text{Cas d'une travée de rive : } \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.632$$

$$. \text{Cas d'une travée intermédiaire : } \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.532$$

1.a. Calcul des moments sur appuis

$$. \text{Appuis A et C : } 0.2M_0 = 0.2 \times 7.96 = 1.59 \text{ KN.m}$$

$$. \text{Appuis B : } 0.6M_0 = 4.8 \text{ KN.m}$$

1.b. Calcul des moments en travées :

Les valeurs de M_t , M_0 , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$. M_t \geq \left\{ \max \left[(1 + 0.3\alpha)M_0, 1.05M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right), \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right\} \Rightarrow \text{travée de rive.}$$

$$. M_t \geq \left\{ \max \left[(1 + 0.3\alpha)M_0, 1.05M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right), \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right\} \Rightarrow \text{travée intermédiaire.}$$

D'où :

$$. \text{Travée 1 et 2: } M_t = 5.24 \text{ KN.m}$$

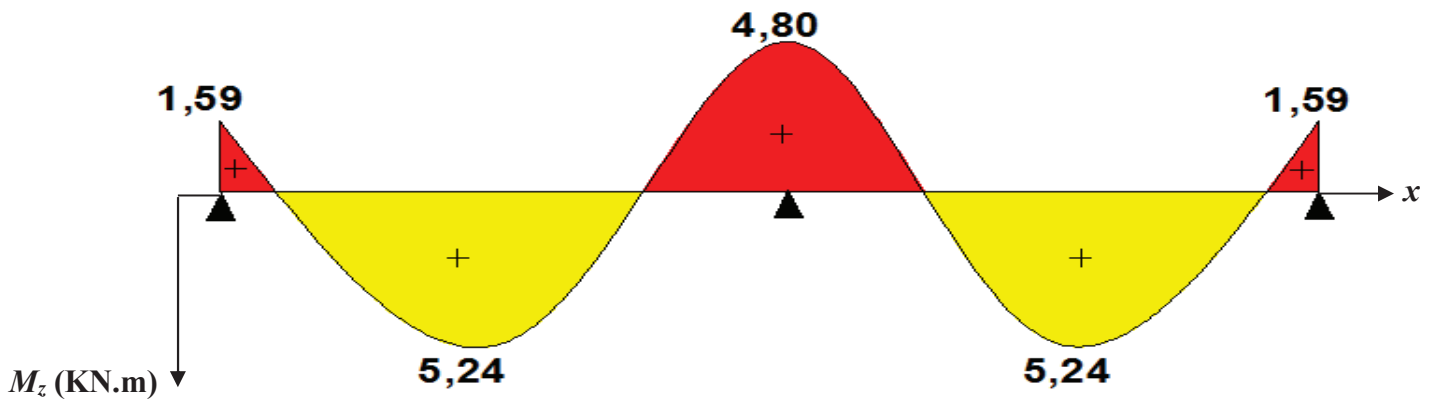


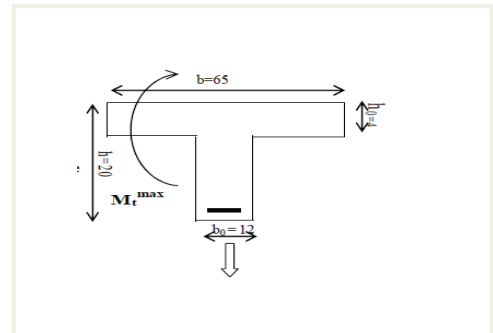
Figure III.1.9 : Diagrammes des moments fléchissant pour le 4^{ème} types à l'ELU.

2. Calcul des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont obtenus à l'aide des relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q.l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q.l}{2}$$



D'où : On remplaçant les valeurs appropriées dans ces formules, on obtiendra les diagrammes suivants :

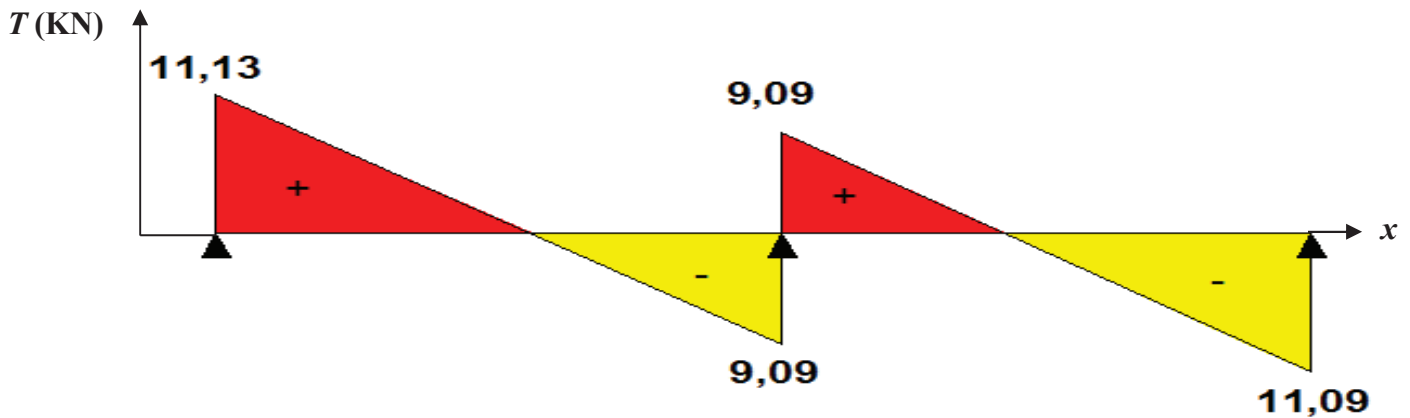


Figure III.1.10 : Diagramme des efforts tranchants pour le 4^{ème} types à l'ELU.

III.1.2.3. Calcul des armatures

. Armature longitudinale :

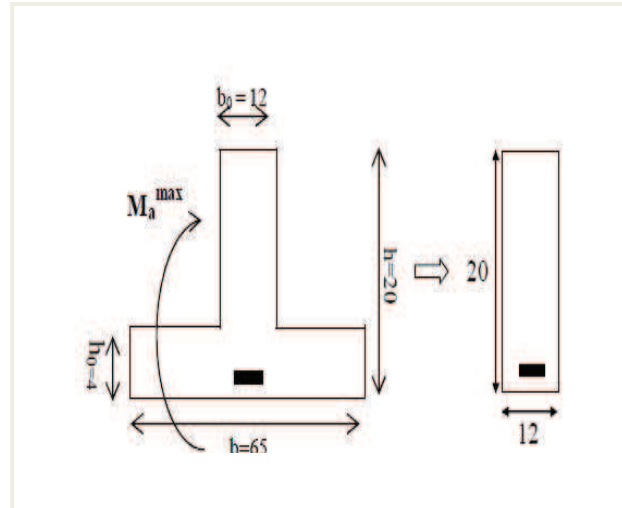
. En travée : $M_t = 10.58 \text{ KN.m}$

. **Moment équilibre par la table de compression :**

$$. M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$. M_0 = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 10.58 \text{ KN.m}$$

⇒ La table de compression n'est pas entièrement comprimée l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section T_e comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20 \text{ cm}^2)$.



$$. \mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10.58 \cdot 10^2}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.0353$$

Donc : $\mu = 0.0353 < \mu_l = 0.392$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A), donc les armatures ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$).

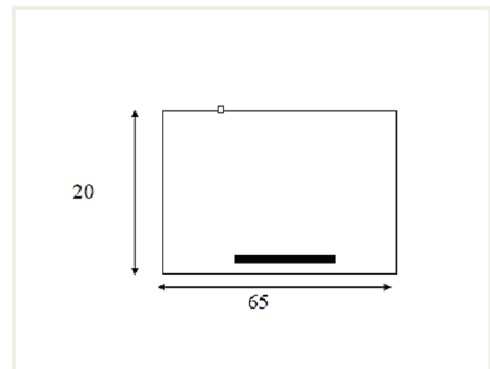
À partir des abaques on a : $\mu = 0.0353$; $\beta = 0.5722$

$$. A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.58 \cdot 10^3}{0.5722 \times 18 \times 348} = 2.95 \text{ cm}^2$$

. Soit : $A_{st} = 2HA12 + 1HA10 = 3.04 \text{ cm}^2$

. Aux appuis : $M_a^{\max} = 7.46 \text{ KN.m}$

La table de compression est entièrement tendue, donc le calcul se fait en considérant une section rectangulaire $(b_0 \times h) = (12 \times 20 \text{ cm}^2)$.



$$. \mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.46 \cdot 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.135$$

Donc : $\mu = 0.135 < \mu_l = 0.392$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A), donc les armatures ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$).

À partir des abaques on a : $\mu = 0.135$; $\beta = 0.927$

$$\cdot A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.46 \cdot 10^3}{0.927 \times 18 \times 348} = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$\cdot \text{Soit : } A_{st} = 1\text{HA14} = 1.54 \text{ cm}^2$$

. Armature transversal

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12/BAEL 91)

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \emptyset_{max} \right)$$

$$\text{Min} \left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 14 \right) = 5.57\text{mm}, 0.57\text{cm}$$

III.1.2.4. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL91/ A.4.2.1)

. En travée :

$$\cdot A_{\min} \geq 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23(65)(18) \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition est vérifiée.

. En appuis :

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23(12)(18) \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.54 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition est vérifiée.

b. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement BAEL91/ A.5.1.1)

$$\text{Pour : } V_u^{\max} = 14.88 \text{ KN}$$

$$\cdot \tau_U = \frac{v^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{14.88 \cdot 10^3}{120 \cdot 180} = 0.69 \text{ MPa}$$

Avec :

b_0 : La longueur de l'âme.

τ_u : Contrainte tangentielle.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle limite.

. Pour une fissuration non préjudiciable (Peu nuisible).

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{ct28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.69 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée.

c. Vérification de la contrainte d'adhérence des barre (BAEL 91/ A.6.1.3)

Pour évité le risque d'entraînement des barres longitudinale, il faut vérifiée la condition suivante :

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

Avec :

. ψ : Coefficient de scellement :

$$\Psi_s = 1 \Rightarrow \text{ronds lisses}$$

$$\Psi_s = 1.5 \Rightarrow \text{haut adhérence}$$

. $\sum u_i$: La somme des périmètres utiles des barres ⇒ $\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi_{max}$

$$\sum u_i = 1 \times 3.14 \times 14 = 43.96 \text{ mm.}$$

. τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime :

$$\tau_{se} = \frac{v^{max}}{0.9 d \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.88 \cdot 10^3}{0.9 \times 180 \times 43.96} = 2.10 \text{MPa}$$

. $\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

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

D'où : $\tau_{se} = 2.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Ancrage des barres (BAEL91 / A.6.1.2.2)

Les barre rectilignes de diamètre \emptyset et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

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

Où :

. L_s : longueur de scellement droit.

. $\tau_s : 0.6\psi^2 f_{t228} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.30$$

On prend : $L_s = 50 \text{ cm}$

Les règles de BAEL 91 (Art A.6.1) admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0.4L_s$ pour les acier HA.

$$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

. Finalement : la longueur $L_c = 20 \text{ cm}$.

e. Influence de l'effort tranchant sur le béton

. Sur le béton (BAEL 91/ Art A.5.1.3.1.3)

$$\frac{2V_u}{b_0 \cdot 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2V_u}{b_0 \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 14.88 \cdot 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.53 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

D'où : $\frac{2V_u}{b_0 \cdot 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_s} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

. Sur l'acier (BAEL 91/ Art A.5.1.312)

. Appuis intermédiaire : (BAEL 91/ Art A.5.3.2.1).

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0.9V_u \cdot d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$$V_u + \frac{M_u}{0.9d}$$

$$0.9V_u \cdot d = 0.9 \times 14.88 \times 0.18 = 2.4 \text{ KN.m}$$

$$M_U = 7.46 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } 0.9V_u \cdot d = 2.4 \leq M_u = 7.46 \text{ KN.m}$$

⇒ La condition est vérifiée et les armatures calculées sont suffisantes (on n'a pas besoin de prolonger les armatures).

. Appuis de rive : (BAEL 91/ A.5.1.3.1.2)

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ adopté}} \geq A_{st \text{ ancrer}} = \frac{v^{max}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot v^{max}}{f_e} = \frac{1.15 \cdot 14.88 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 1.54 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrer}} = 0.428 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition est vérifiée, donc les armatures calculées sont suffisantes

f. Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaire (BAEL 91/ A.5.1.3.2.2)

On doit vérifier cette condition :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{f_e \cdot 0.9d} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{1.3 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.88 \cdot 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.77 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa.}$$

D'où :

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

g. Vérification de la contrainte normale de cisaillement au niveau de la jonction table-nervure : (BAEL 91/ A.5.3.2)

S : l'effort tangent par unité de longueur relatif a la longueur b_1 de l'hourdis.

$$S = \frac{V_u}{z} \cdot \frac{b_1}{b} = \frac{V_u(b-b_0)}{1.8bd}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement du béton dans la section avec la nervure.

$$\tau_u = \frac{S}{h_0} = \frac{V_u(b-b_0)}{1.8 b d h_0}$$

Alors pour assurer la liaison des membranes d'une poutre avec l'âme, il faut vérifiée que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{1.8 b d h_0} = \frac{14.88 \cdot 10^3 (650-120)}{1.8 \times 650 \times 120 \times 40} = 0.94 \text{ Mpa.}$$

Pour une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa.}$$

D'où :

$\tau_u = 0.94 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

h. Calcul des armatures transversales : (BAEL 91/ A.7.2.2)

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier cette condition :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.4\right) = 0.57 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\emptyset 6$

Soit : $A_t = 2\emptyset 6 = 0.56 \text{ cm}^2$

i. Espacement maximal des armatures transversales : (BAEL 91/ A.5.1.2.2)

$$S_t \leq \min (0.9 \times d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm.}$$

D'où: $S_t = 17 \text{ cm.}$

j. Pourcentage minimum des armatures transversales : (BAEL 91/ A.5.1.2.2)

Il faut vérifiée cette condition :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

Avec :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.4 b S_t}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.4 \times 12 \times 17}{235} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 0.56 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.35 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition est vérifiée.

III.1.2.5. Vérification à L'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des armatures à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\beta = \frac{q_u}{q_s}$

1. Combinaison des charges à l'ELS :

$$. q_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.63 + 1.5) \times 0.65 = 5.49 \text{ KN/ml}$$

2. Calcul des efforts internes :

$$. q_s = 5.49 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \beta = \frac{q_s}{q_u} = \frac{5.49}{6.42} = 0.855$$

$$. q_u = 6.42 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{5.49 \times 4.31^2}{8} = 12.75 \text{ KN.m}$$

Après application de cette dernière méthode on obtient les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants données ci-dessous sous forme des diagrammes.

Pour le 1^{er} type :

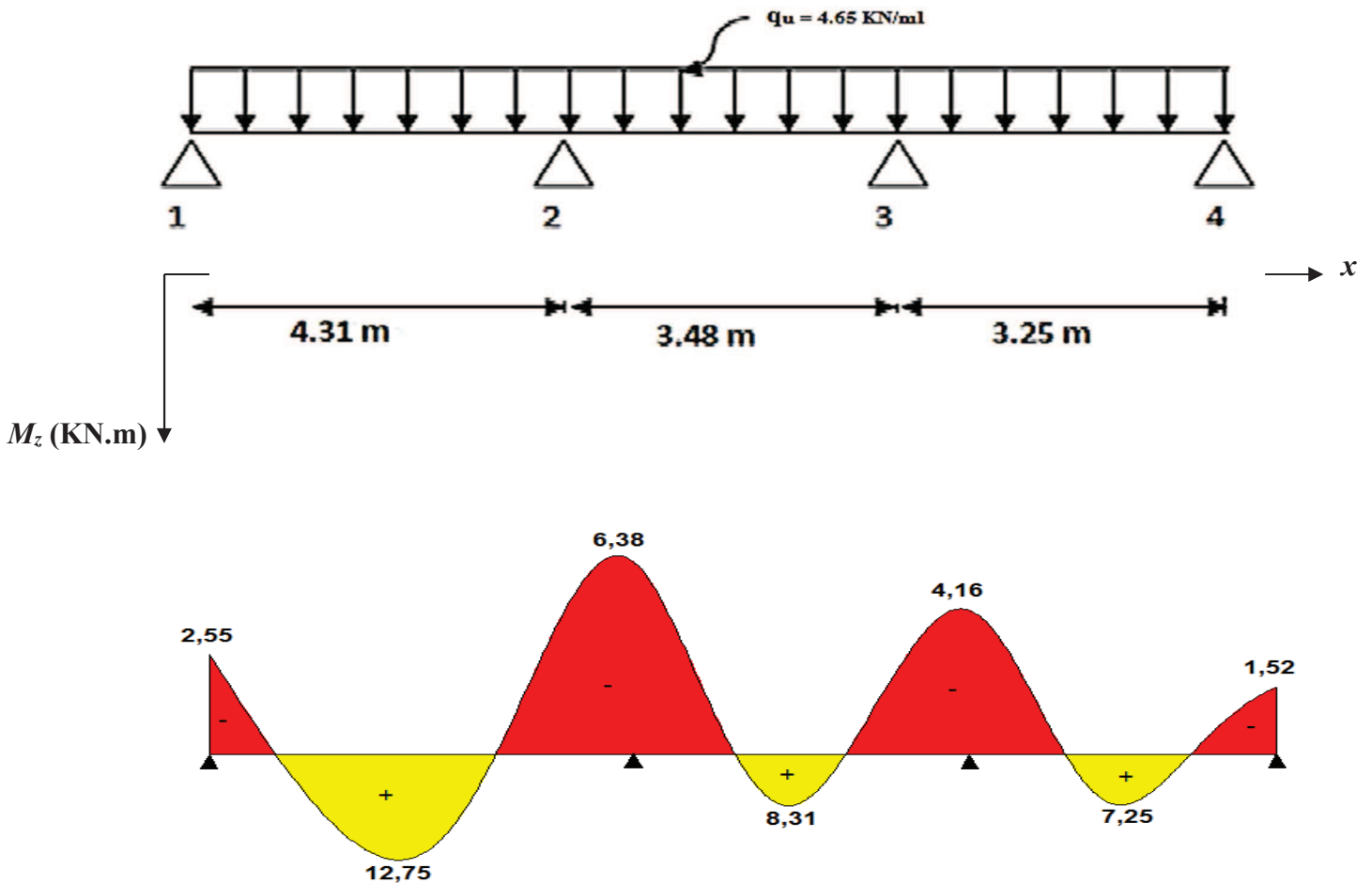
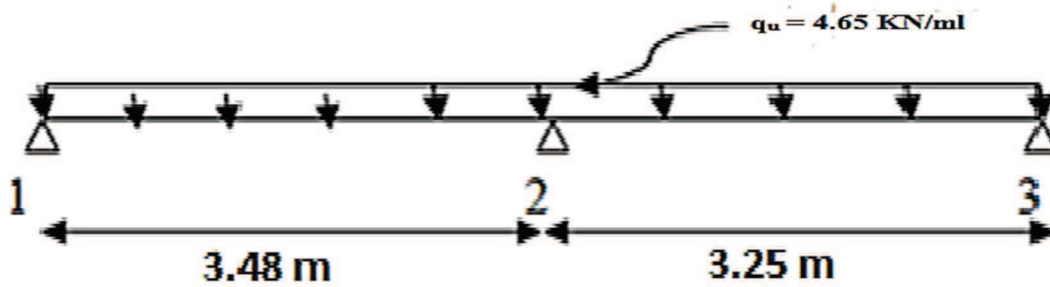


Figure III.1.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS pour le 1^{er} type.

Pour le 2^{eme} type



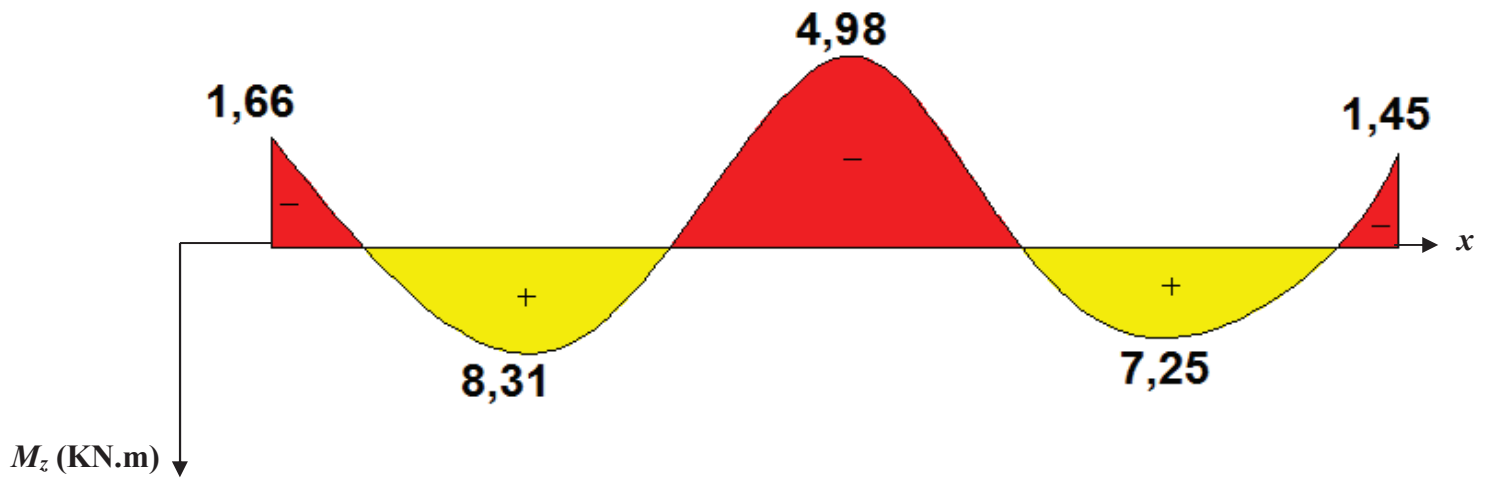


Figure III.1.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS pour les 2^{ème} types.

Pour le 3^{ème} type

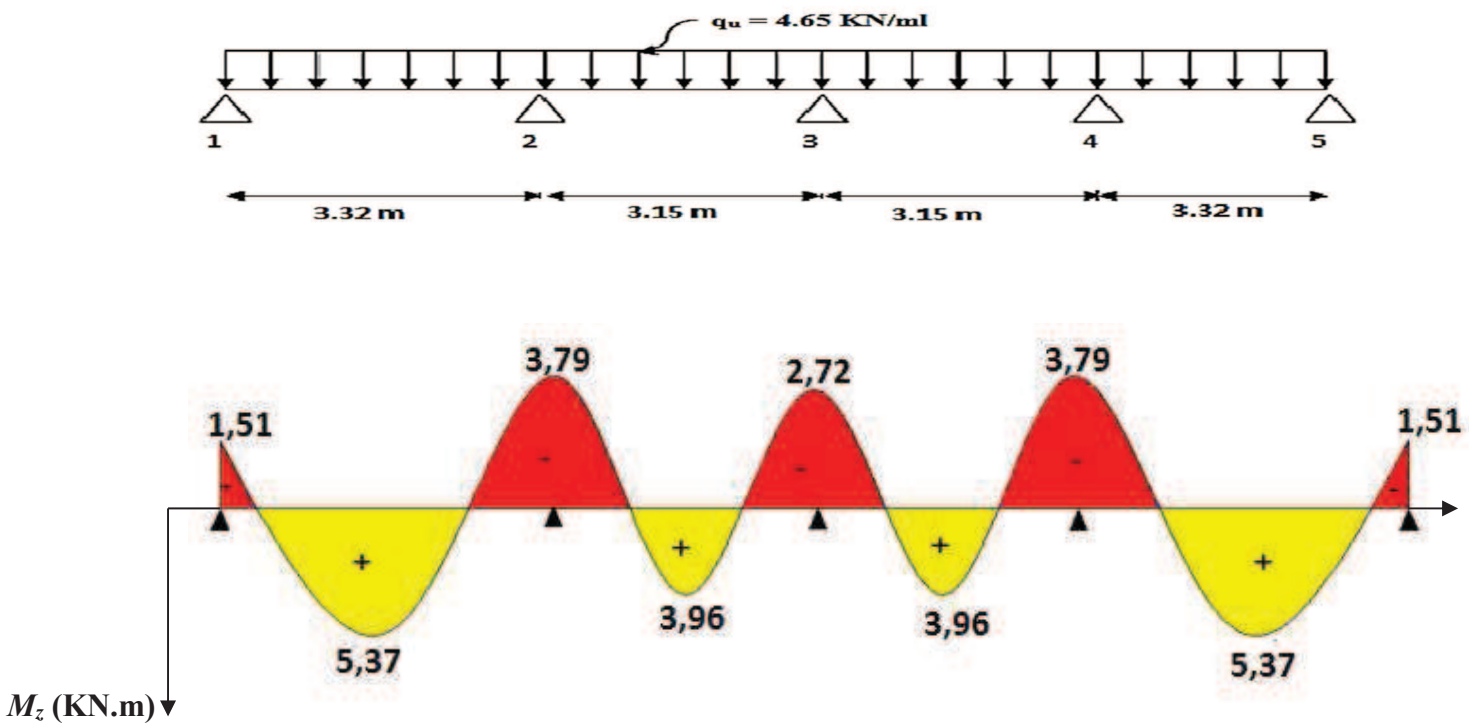


Figure III.1.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS pour le 3^{ème} types.

Pour le 4^{ème} type :

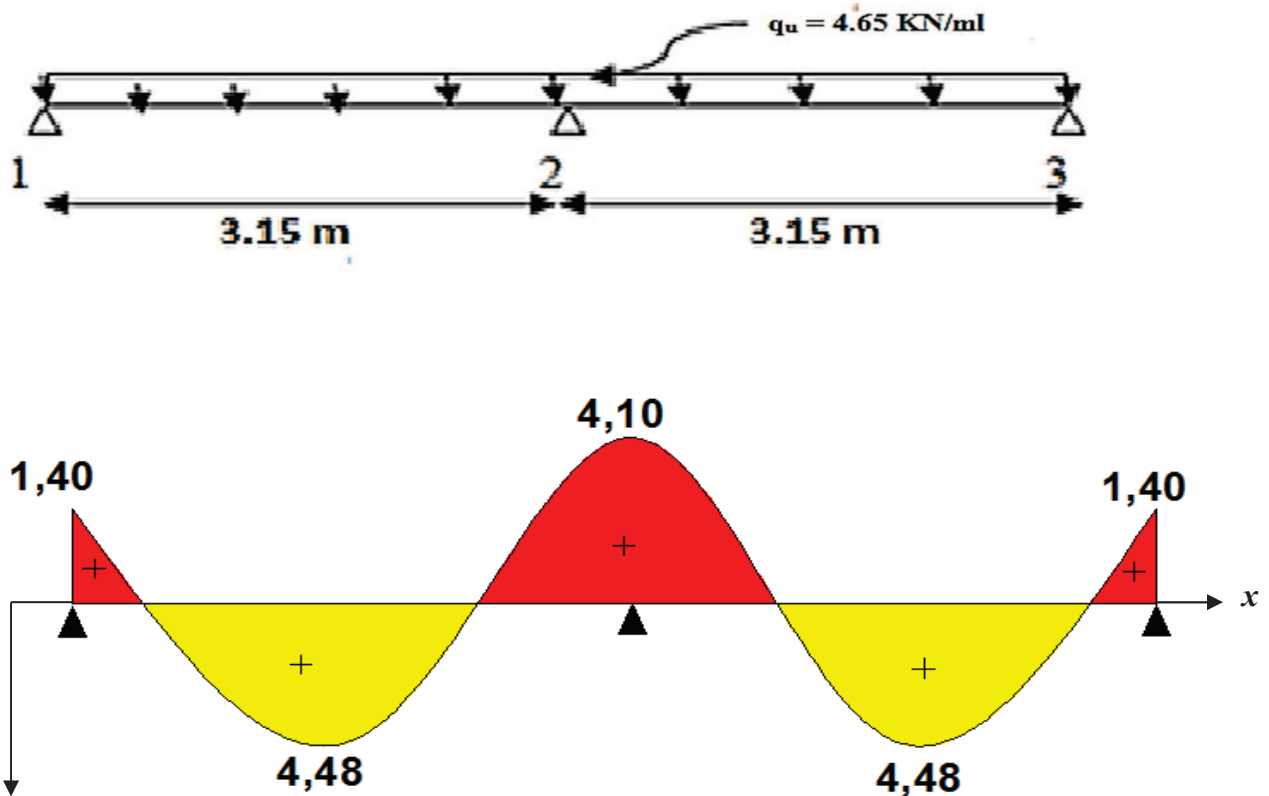


Figure III.1.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS pour le 4^{ème} types.

1. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissurations : (BAEL 91/ A.4.5.3.2)

Comme la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

2. Vérification de la résistance à la compression du béton : (BAEL 91/A.4.5.2)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ avec : } \sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \text{ et : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

a. En travée :

. Contrainte dans l'acier :

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

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \times 100 = \frac{3.39}{12 \times 18} \times 100 = 1.574$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 1.57$, $K_1 = 15.58$, $\beta = 0.837$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{6.38 \times 10^6}{0.837 \times 180 \times 3.39} = 124.92 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 124.92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

. **Contrainte dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{124.92}{15.58} = 8.02 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 8.02 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

. **Sur appuis**

. **Contrainte sur l'acier**

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

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \times 100 = \frac{1.54}{12 \times 18} \times 100 = 0.713$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.713$, $K_1 = 25.83$, $\beta = 0.942$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{6.38 \cdot 10^6}{0.942 \cdot 180 \cdot 6.78 \cdot 10^2} = 55.50 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 55.50 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

. **Contrainte dans le béton**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{55.50}{25.83} = 2.15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2.15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

3. Etat limite de déformation

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

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}, \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}, \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{431} = 0.046 < \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.046 < \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{9.05}{10 \times 12.75} = 0.071 \Rightarrow \text{La condition est non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0156 > \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{La condition est non vérifiée.}$$

Les trois conditions ne sont pas satisfaites donc on doit opter pour la vérification de la flèche :

$$f = \frac{M^s \cdot l^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \quad \text{avec : } L_{max} : \text{ la portée maximal des poutrelle.}$$

$$\text{La flèche admissible de la poutrelle est : } f_{adm} = \frac{4310}{500} = 8.62 \text{ mm}$$

Avec :

M_t^s : Moment fléchissant maximal à l'ELS.

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différé.

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ($I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$).

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$\mu ; \lambda$: coefficients.

. Aire de la section homogénéisée :

$$. B_0 = B + nA = b_0 + (b - b_0)h_0 + 15A$$

$$. B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39$$

$$. B_0 = 17289 \text{ cm}^2$$

. Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx

$$. S_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0}{2} + 15A.d$$

$$. S_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4}{2} + 15 \times 3.39 \times 18$$

$$S_{xx} = 3527.3 \text{ cm}^3$$

. Position de l'axe de gravité

$$. V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3527.4}{17289} = 0.20 \text{ cm}$$

$$. V_2 = h - V_1 = 20 - 0.2 = 19.8 \text{ cm}$$

. Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$. I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1 + V_2)^3 + (b - b_0) h_0 \left(\frac{h_0^2}{12} + (V_1 + \frac{h_0}{2})^2 \right) + 15A (V_2 - c)^2$$

$$. I_0 = \frac{12}{3} (0.2^3 + 19.8^3) + (65 - 12) \times 4 \left(\frac{4^2}{12} + (0.2^3 + \frac{4}{2})^2 \right) + 15 \times 3.39 (19.8 - 2)^2$$

$$I_0 = 48335.38 \text{ cm}^4$$

. Calcul des coefficients

$$. \rho = \frac{A}{b.d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157$$

$$. \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0157 (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 2.62$$

$$. \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 2.62 = 1.048$$

$$. \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 124.92 + 2.1} = 0.63$$

. Calcul de l'inertie fictive

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 48335.38}{1 + (1.048 \times 0.63)}$$

$$I_{fv} = 32024.84 \text{ cm}^4$$

. Calcul de la flèche

$$f = \frac{M_t^2 l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{9.05 \cdot (439)^2 \cdot 10}{10819 \times 32024.84} = 4.85 \text{ mm}$$

D'où :

$$f = 4.85 \text{ mm} < f_{adm} = 8.62 \text{ mm} \Rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée}$$

. Conclusion

D'où le ferrailage retenu pour les poutrelles est le suivant :

. Armature longitudinales

3HA12 \Rightarrow Pour le lit inférieur (En travée).

1HA14 \Rightarrow Pour le lit supérieur (Aux appuis).

. Armature transversales

2Ø6 Avec : $S_t = 17 \text{ cm}$

III.1.3. Plancher en dalle pleine

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalle bordées par des appuis.

III.1.3.1. Détermination des sollicitations et combinaisons de charge**a. Plancher sous toiture inaccessible**

. Poids propre du plancher : $G = 7.68 \times 1 = 7.68 \text{ KN/ml}$

. Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \times 1 = 1 \text{ KN/ml}$

. À l'ELU :

$$. q_{u1} = 1.35G + 1.5Q$$

$$. q_{u1} = 1.35 \times 7.68 + 1.5 \times 1 = 11.87 \text{ KN/ml}$$

. À l'ELS :

$$. q_{s1} = G + Q$$

$$. q_{s1} = 7.68 + 1 = 8.68 \text{ KN/ml}$$

b. Plancher d'étage courant :

$$. \text{Poids propre du plancher : } G = 5 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$$

$$. \text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

. À l'ELU :

$$. q_{u2} = 1.35G + 1.5Q$$

$$. q_{u2} = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ KN/ml}$$

. À l'ELS

$$. q_{s2} = G + Q$$

$$. q_{s2} = 5 + 1.5 = 6.5 \text{ KN/ml}$$

. **Remarque :**

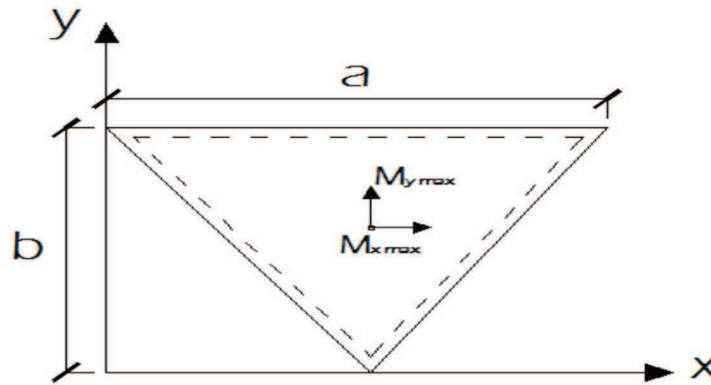
Selon les résultats obtenus, il y a pas trop de différence entre les chargements appliqués aux planchers d'étage courant et celui appliqué aux planchers sous toiture. Donc il suffit d'étudier le cas le plus défavorable pour simplifier les calculs (Plancher sous toiture) et les sections d'armatures obtenues seront généralisées pour tous les autres panneaux.

III.1.3.2. Détermination des efforts internes :

Les panneaux sont des dalles triangulaires, appuyées sur trois cotés et uniformément chargés. Et pour ce la **Richard BARES** a proposé son ouvrage « **Table pour le calcul des dalles et des parois** » en page 401 un cas similaire tel que l'expression de la flèche, du moment fléchissant et des efforts tranchants est donnée comme suite :

γ	La flèche (W_{max})	$M_{x \max}$	$M_{y \max}$	R_a	R_b
F.m	$\frac{q \cdot a^4}{E \cdot h^3}$	$q \cdot a^2$	$q \cdot a^2$	$q \cdot a^2$	$q \cdot a^2$

Les valeurs trouvées sont multipliées par des coefficients réducteurs données par la table 1 en page 401 en fonction du rapport $\gamma = \frac{a}{b}$ tel que :



. On a : $a = 2.45$; $b = 2.23$; $\gamma = \frac{a}{b} = 1.10$

. À l'ELU :

Tableau III.1.1 : Efforts internes à l'ELU.

	Coefficient	Opération
$M_{x \max}$	0.0192	$0.0192 \times 11.87 \times 2.45^2 = 1.37 \text{ KN.m}$
$M_{y \max}$	0.0161	$0.0161 \times 11.87 \times 2.45^2 = 1.15 \text{ KN.m}$
R_a	0.148	$0.148 \times 11.87 \times 2.45^2 = 10.54 \text{ KN.m}$
R_b	0.154	$0.154 \times 11.87 \times 2.45^2 = 10.97 \text{ KN.m}$

. À l'ELS :

Tableau III.1.2 : Efforts internes à l'ELS.

	Coefficient	Opération
$M_{x \max}$	0.0192	$0.0192 \times 8.68 \times 2.45^2 = 1 \text{ KN.m}$
$M_{y \max}$	0.0161	$0.0161 \times 8.68 \times 2.45^2 = 0.84 \text{ KN.m}$
R_a	0.148	$0.148 \times 8.68 \times 2.45^2 = 7.71 \text{ KN.m}$
R_b	0.154	$0.154 \times 8.68 \times 2.45^2 = 8.02 \text{ KN.m}$

III.1.3.3. Correction des moments

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau dans les poutres, les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (- 0.3) aux appuis. Donc :

. À l'ELU :

Tableau III.1.3 : Correction des moments à l'ELU.

		Opération	Résultats (KN.m)
En travée	M_x^t	0.85 x 1.37	1.16
	M_y^t	0.85 x 1.15	0.98
Aux appuis	M_x^a	-0.3 x 1.37	-0.41
	M_y^a	-0.3 x 1.15	-0.35

. À l'ELS :

Tableau III.1.4 : Correction des moments à l'ELS.

		Opération	Résultats (KN.m)
En travée	M_x^t	0.85 x 1	0.85
	M_y^t	0.85 x 0.84	0.71
Aux appuis	M_x^a	-0.3 x 1	-0.3
	M_y^a	-0.3 x 0.84	-0.25

III.1.3.4. Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU, pour une bonde de 1 m de longueur avec :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{M \cdot 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2}$$

. A partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ .

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M \cdot 10^3}{\beta \cdot 18 \times 348}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.1.5 : Résultats du calcul des armatures pour un panneau triangulaire.

Zone	Sens	M _u (cm ²)	μ	β	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)		S _t (cm)
En travée	x-x	1.16	0.003	0.999	0.19	5HA8	2.51	20
	y-y	0.98	0.002	0.999	0.16	5HA8	2.51	20
Aux appuis	x-x	-0.41	0.0009	1.000	0.065	4HA8	2.01	25
	y-y	-0.35	0.0008	1.000	0.056	4HA8	2.01	25

III.1.3.5. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 91/ B.7.4)

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \quad \text{et} \quad \rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

Avec

. ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

. ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

. Armature principale (sens x-x)

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b \cdot h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.91}{2} \times (100 \times 20) \Rightarrow A_{x \min} = 1.672 \text{ cm}^2.$$

$A_x = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{x \min} = 1.672 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

. Armature supérieure (y-y) :

$$\rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 \Rightarrow A_y \geq \rho_0 (b \cdot h) = 0.0008 \times (100 \times 20) = 1.6 \text{ cm}^2$$

$A_y = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{y \min} = 1.60 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b. Diamètre maximal des barres (BAEL 91/ A.7.2.1)

. On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$

$$\phi_{max} \leq \frac{200}{10} = 20 \text{ mm.}$$

$\phi_{adopté} = 8 \text{ mm} < \phi_{max} = 20 \text{ mm} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

c. Espacements des barres (BAEL 91/ A.8.2)

Pour une fissuration non préjudiciable et une charge uniformément répartie. L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

. Armature inférieures (sens x-x)

$$. S_t = \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$. S_t = 20 \leq \min (3h : 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. Armature supérieures (sens y-y)

$$. S_t \leq \min (4h; 45)$$

$$. S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

d. Vérification au cisaillement (BAEL 91/ A.5.2.1)

$$. \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

. Sens x-x :

$$. \tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{10.54 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0.059 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u = 0.059 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée. Il n'y a pas de risque de cisaillement.

. Sens y-y :

$$. \tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{10.97 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0.061 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u = 0.061 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée. Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ A.6.1.3)

Pour éviter le risque d'entraînement des barres longitudinale, il faut vérifiée la condition suivante :

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

Avec :

. Ψ_s : Coefficient de scellement :

$$\Psi_s = 1 \Rightarrow \text{ronds lisses}$$

$$\Psi_s = 1.5 \Rightarrow \text{haut adhérence}$$

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{\gamma^{max}}{0.9 d \sum u_i}$$

Où : $\sum u_i$: Somme des périmètres des barres.

. Sens x-x :

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi_{max} = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm.}$$

. τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime :

$$\tau_{se} = \frac{10.54 \cdot 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 0.52 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_{se} = 0.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ \Rightarrow La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

. Sens y-y :

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi_{max} = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.97 \cdot 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 0.54 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_{se} = 0.54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ \Rightarrow La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

e. Ancrage des barres (BAEL 91/ A.6.1.2)

Les barre rectilignes de diamètre \emptyset et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$$L_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_{se}}$$

Où :

L_s : longueur de scellement droit.

$$\tau_s : 0.6\psi^2 f_{t228} \cdot 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 28 \text{ cm}$.

Les règles de BAEL 91 (Art A.6.1) admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0.4L_s$ pour les acier HA.

$$L_c = 0.4 \times 28 = 11.2 \text{ cm}$$

. Finalement : la longueur $L_c = 15 \text{ cm}$.

III.1.3.6. Vérification à l'ELS

1. Etat limite de compression du béton

. Sens x-x

a. En travée

$$\cdot \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

Avec :

$$\rho = \frac{100 A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 18} = 0.139$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.139$ on a : $K_1 = 66.17$; $\beta = 0.938$

Donc :

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{0.85 \cdot 10^6}{0.938 \times 180 \times 2.51 \cdot 10^2} = 20.06 \text{ MPa}$$

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{20.06}{66.17} = 0.30 \text{ MPa}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 0.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b. Aux appuis

$$\rho = \frac{100 A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 18} = 0.112$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.112$ on a : $K_1 = 75.51$; $\beta = 0.945$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{0.3 \cdot 10^6}{0.945 \times 180 \times 2.01 \cdot 10^2} = 8.77 \text{ MPa}$$

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{8.77}{75.51} = 0.12 \text{ MPa}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

. Sens y-y :

a. En travée

$$\rho = \frac{100 A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 18} = 0.139$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.139$ on a : $K_1 = 66.17$; $\beta = 0.938$

Donc :

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{0.71 \cdot 10^6}{0.938 \times 180 \times 2.51 \cdot 10^2} = 16.75 \text{ MPa}$$

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{16.75}{66.17} = 0.25 \text{ MPa}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée

b. Aux appuis

$$\rho = \frac{100 A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 18} = 0.112$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.112$ on a : $K_1 = 75.51$; $\beta = 0.945$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{0.25 \cdot 10^6}{0.945 \times 180 \times 2.01 \cdot 10^2} = 7.31 \text{ MPa}$$

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{7.31}{75.51} = 0.10 \text{ MPa}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 0.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

2. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissurations : (BAEL 91/ A.4.5.3.2)

Comme la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire

3. Etat limite de déformation

$$\cdot f = \frac{q \cdot a^4}{E \cdot h^3} \leq \bar{f}_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4310}{500} = 8.62 \text{ mm}$$

$$\cdot f = \frac{8.68 \times 2.45^4}{10818.86 \times 200^3} = 3.61 \text{ mm}$$

$f = 3.61 \text{ mm} < f_{adm} = 8.62 \text{ mm} \Rightarrow$ la flèche est vérifiée.

III.1.3.7. Conclusion

Le ferrailage retenu pour les dalles pleines des planchers est le suivant :

. Armature inférieures (En travée) :

. Sens x-x : 5HA8/ml = 2.51 cm² avec (S_t = 20 cm).

. Sens y-y : 5HA8/ml = 2.51 cm² avec (S_t = 20 cm).

. Armature supérieures (Aux appuis) :

. Sens x-x : 4HA8/ml = 2.01 cm² avec (S_t = 25 cm).

. Sens y-y : 4HA8/ml = 2.01 cm² avec (S_t = 25 cm).

III.2.L'acrotère

III.2.1. Introduction

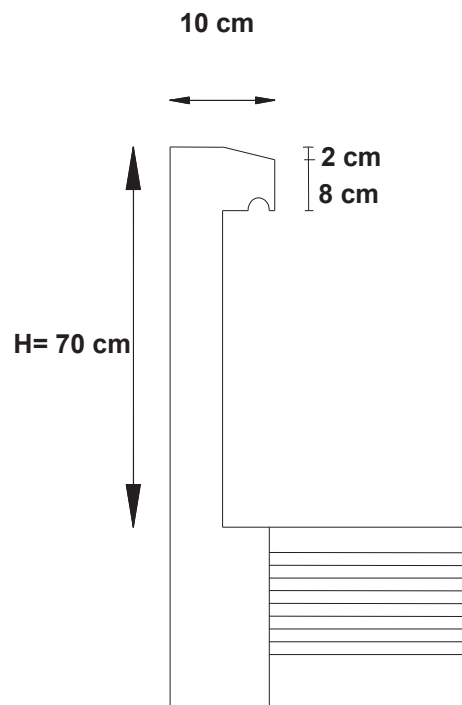
L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute, trois forces se conjuguent pour exercer leurs pressions respectives sur celle-ci : son poids propre (G), un moment de renversement M au niveau de l'encastrement et une surcharge horizontale (Q) dû à la main courante.

III.2.2. Hypothèse de calcul

- . L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- . La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- . Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

III.2.3. Dimensions

- . Hauteur : $h = 70$ cm.
- . Epaisseur : $h_0 = 10$ cm.
- . Enrobage : $c = c' = 2$ cm.
- . Surface totale : 0.079cm^2 .



III.2.4. Chargement

- . Poids propre: $G = \gamma_b \times S = 25 \times 0.079 = 1.975\text{KN/ml}$.
- . $Q = 1$ KN/ml.

III.2.5. Détermination des sollicitations

. Effort normal dû au poids propre : $N = G \cdot 1 = 1.975 \text{ KN}$.

. Effort tranchant : $T = Q \cdot 1 = 1 \text{ KN}$.

. Moment dû à l'effet de la main courante : $M = Q \cdot h \cdot 1 = 1 \times 0.7 \times 1 = 0.7 \text{ KN}$

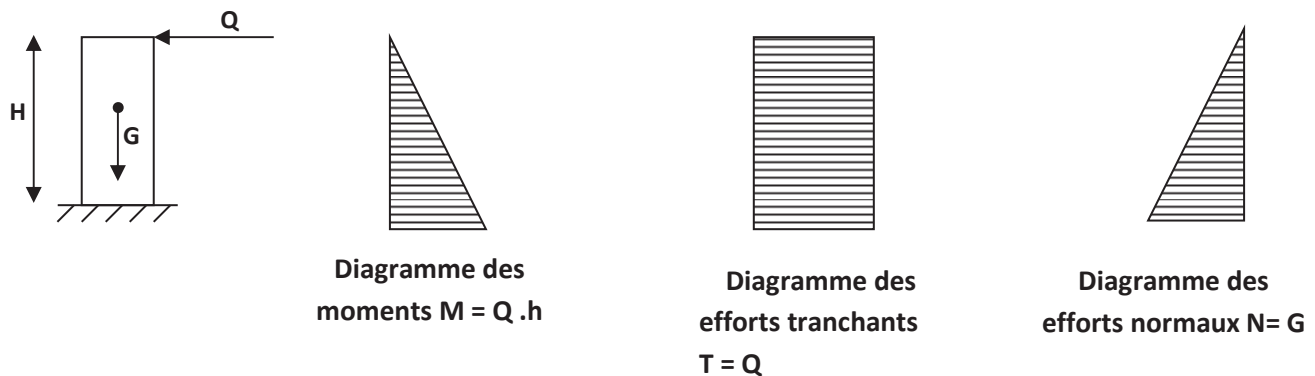


Figure III.2.1: Diagramme des efforts internes de l'acrotère (M, N, T).

III.2.6. Combinaison de charges

. À l'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

. Effort normal de compression : $N_u = 1.35 \times 1.975 = 2.666 \text{ KN/ml}$

. Effort tranchant : $T_u = 1.5T = 1.5 \text{ KN}$

. Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.m}$

. À l'ELS

$$q_u = G + Q$$

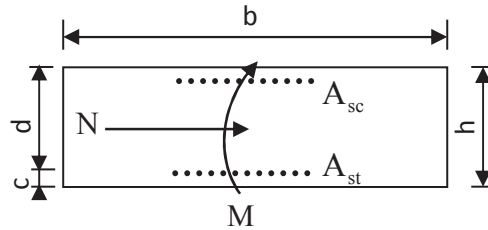
. Effort normal de compression : $N_s = G = 1.975 \text{ KN/ml}$

. Effort tranchant : $T_s = T = 1 \text{ KN}$

. Moment de renversement : $M_s = M_Q = 0.7 \text{ KN.m}$

III.2.7. Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera fait pour une bande d'un mètre, pour le calcul le calcul on considérera une section (bxh) cm^2 à la flexion composée.



Avec :

C : Centre de poussé.

e : Excentricité.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

. Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{1.05}{2.666} = 0.394 \text{ m}$$

$$e_u = 39.4 \text{ cm}$$

$$\frac{h_0}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_u = 39.4 \text{ cm} > \frac{h_0}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

D'où : le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

. Calcul en flexion simple

. Moment fictif (M_f)

$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left(e_u + \frac{h_0}{2} - c \right)$$

$$M_f = 2.666 \times \left(0.394 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 1.130 \text{ KN.m}$$

. Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{1.130 \cdot 10^5}{100 \cdot 8^2 \cdot 14.2 \cdot 10^2} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$)

À partir des abaques on a : $\mu = 0.012$, $\beta = 0.994$

. Armature fictif

$$A_{st} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{stf} = \frac{1.130 \cdot 10^3}{0.994 \cdot 8 \cdot 348} = 0.41 \text{ cm}^2$$

. Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures est :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.41 - \frac{2.666 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0.333 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = A_{scf} = 0$$

$$A_{st} = 0.333 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

III.2.8. vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 91/ A.4.2)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}$$

Tel que :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$e_s = \frac{0.7}{1.975} = 0.354 \text{ m}$$

$$e_s = 35.4 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \times \frac{35.4 - 0.455 \times 8}{35.4 - 0.185 \times 8} = 0.904 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.904 > 0.333 \Rightarrow$ La condition n'est pas vérifiée.

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_{st} = A_{\min} = 0.904 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2.51 cm²/ml. Avec un espacement de 20 cm.

. Armature de répartition :

$$A_r > \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml. Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

b. Vérification au cisaillement : (BAEL 91/ A.5.1.2)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d}; V_{\max} = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0188 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0188 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

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

c. Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL 91/ A 6.1.3)

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

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

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

. ψ_s : coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier).

. ψ_s : 1.5 (Barre de haut adhérence).

Donc :

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

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

Où :

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varnothing = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \cdot 10^3}{0.9 \times 80 \times 12.56} = 0.166$$

$$\tau_{se} = 0.166 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

⇒ Condition vérifiée donc pas de risque d'entraînement des barres.

d. Ancrage des barres : (BAEL 91/ A.6.1.2.2)

La longueur de scellement droite l_s est donnée par l'expression suivante :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\sigma}_s}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \cdot 3.15} = 25.3 \text{ cm}$$

⇒ On prend : $l_s = 30 \text{ cm}$.

e. Espacement des barres : (BAEL 91/ A.8.2.4)

. Armature principale : $S_t = 20 \text{ cm} = \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

. Armature de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

III.2.9. Vérification des contraintes à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$N_s = 1.975 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.70 \text{ KN.m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{1.975} = 0.354 \text{ m}$$

$$e_s = 35.4 \text{ cm}$$

$$\frac{h_0}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e = 35.4 \text{ cm} > \frac{h_0}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée.

Donc on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

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

Etape fictive :

$$g = e_s + \frac{h_0}{2} - c = 35.4 + \frac{10}{2} - 2 \Rightarrow g = 38.4 \text{ cm}$$

$$M_f = N_s \times g = 1.975 \times 38.4 = 0.758 \text{ KN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{b \cdot d^2}{2} \times \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{a} \times \left(1 - \frac{\bar{a}}{3}\right)$$

$$\bar{a} = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}, \quad \bar{\sigma}_{st} = 0.6 \times f_{c28} = 15$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\}; n = 1.6 \text{ (Barre HA)}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\{2.666; 201.633\} = 201.633 \text{ Mpa}$$

$$\bar{a} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.633} = 0.527$$

$$\bar{y} = \bar{a} \times d = 0.527 \times 8 = 4.216 \text{ cm.}$$

$$M_{ls} = \frac{1000 \cdot 8^2}{2} \times 15 \times 0.527 \times \left(1 - \frac{0.527}{3}\right)$$

$$M_{ls} = 20.85 \text{ KN.m}$$

$M_{ls} = 20.85 \text{ Mpa} > M_f = 0.758 \text{ Mpa} \Rightarrow$ la section est simplement armée.

. Les armatures fictives

$$A_{stf} = \frac{M_f}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A_{stf} = \frac{0.758 \cdot 10^3}{(8 - 2) \times 201.633} = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{stf} = 0.63 \text{ cm}^2$$

. Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0.63 - \frac{1.975 \cdot 10^3}{201.633 \cdot 10^2} = 0.532 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = A_{stf} = 0$$

$$A_{st} = 0.532 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

Conclusion

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

$$A_{st} = \max (A_{stELU} ; A_{stELS} ; A_{min})$$

$$A_{st} = (2.51 ; 0.532 ; 0.904)$$

$$A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2$$

Donc :

. Armatures principale : **5HA8/ml = 2.51 cm²/ml avec un espacement $S_t = 20$ cm**

. Armature de répartition : **4HA8/ml = 2.01 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm**

III.2.10. Vérification de l'acrotère au séisme

D'après le RPA99 (version 2003), les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone ($A = 0.25$ en zone III, groupe d'usage 2)

W_p : poids de l'acrotère ($W_p = G = 1.975$ KN/ml)

C_p : facteur de force horizontale, pour un élément en console ($C_p = 0.8$)

F_p : force horizontale pour les éléments non structuraux on doit vérifiée la condition suivante :

$$F_p < Q$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.975 = 1.58$$

$F_p = 1.58 \text{ KN/ml} > Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow$ la condition est non vérifiée.

Remarque :

On remarque que l'action des forces horizontales (F_p) est supérieure à l'action de la main courante (Q) donc le ferrailage adopté sous la charge (Q) doit être recalculé sous l'action des forces horizontales (F_p).

. Poids propre : $G = 1.975 \text{ KN/ml}$

. Effort latérale : $F_p = 1.58 \text{ KN/ml}$

. Moment de renversement dû à l'effort latérale : $M_f = F_p \cdot h \cdot 1 = 1.58 \times 0.7 \times 1 = 1.106 \text{ KN.m}$

III.2.11. Combinaison de charge**. À L'ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

. Effort normal de compression : $N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.975 = 2.666 \text{ KN}$

. Moment de renversement dû à F_p : $M_u = 1.5F_p = 1.5 \times 1.58 = 1.659 \text{ KN.m}$

. À L'ELS

$$q_s = G + Q$$

. Effort normal dû à G : $N_s = G = 1.975 \text{ KN}$

. Moment de renversement : $M_s = M_f = 1.106 \text{ KN.m}$

III.2.12. Calcul de ferrailage

Il est déterminé en flexion composée ; en étudiant une section rectangulaire soumise à l'effort normal (N) et un moment de renversement (M).

. Calcul à L'ELU**. Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.659}{2.666} = 0.62 \text{ m}$$

$$e_u = 62 \text{ cm}$$

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

$$e_u = 62 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

. Calcul en flexion simple

. Calcul du moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 1.659 + 2.666 \left(\frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 1.74 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.74 \cdot 10^5}{100 \times 8^2 \times 14.2 \cdot 10^2} = 0.02$$

$$\mu_f = 0.02 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

. À partir des abaques : $\mu_f = 0.02$; $\beta = 0.990$

. Calcul des armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.74 \cdot 10^3}{0.990 \times 8 \times 348} = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0.63 \text{ cm}^2$$

a. Calcul en flexion composée

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.63 - \frac{2.666 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0.553 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.553 \text{ cm}^2$$

III.2.13. Vérification à L'ELU

. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1.106}{1.975} = 0.56 \text{ m}$$

$$e_s = 56 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \times \frac{56 - 0.455 \times 8}{56 - 0.185 \times 8} = 0.93 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.93 \text{ cm}^2 > A = 0.553 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition n'est pas vérifiée.

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A = A_{\min} = 0.93 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2.51 cm²/ml. Avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$

b. Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.628 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 0.628 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml. Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

c. Vérification au cisaillement

On doit avoir que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } V_u = 1.5F_p = 1.5 \times 1.58 = 2.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{2.37 \cdot 10^3}{1000 \times 8} = 0.296 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.296 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

d. Vérification d'adhérence des barres

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.37 \cdot 10^3}{0.9 \times 80 \times 12.56} = 0.262$$

$\tau_{se} = 0.262 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

III.2.14. Vérification à L'ELS

a. Dans l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

La fissuration étant préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 8} = 0.314$$

. À partir des abaques : $\rho = 0.314$; $\beta_1 = 0.913$; $K_1 = 42.32$

$$\sigma_s = \frac{1.106 \cdot 10^6}{0.913 \times 80 \times 2.51 \cdot 10^2} = 60.33 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 60.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b. Dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{60.33}{42.32} = 1.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

III.2.15. Conclusion

D'où : le ferrailage retenu pour l'acrotère est :

. Armature principale : 5HA8 = 2.51 cm²/ml avec (S_t = 20 cm).

. Armature de répartition : 4HA8 = 2.01 cm²/ml avec (S_t = 25 cm).

III.3. Les balcons

III.3.1. Introduction

Les balcons sont réalisées en dalle pleine, avec un garde-corps de hauteur $h = 1$ m, en brique creuses de 10 cm d'épaisseur, il est assimilé à une console appuyée sur deux appuis, le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

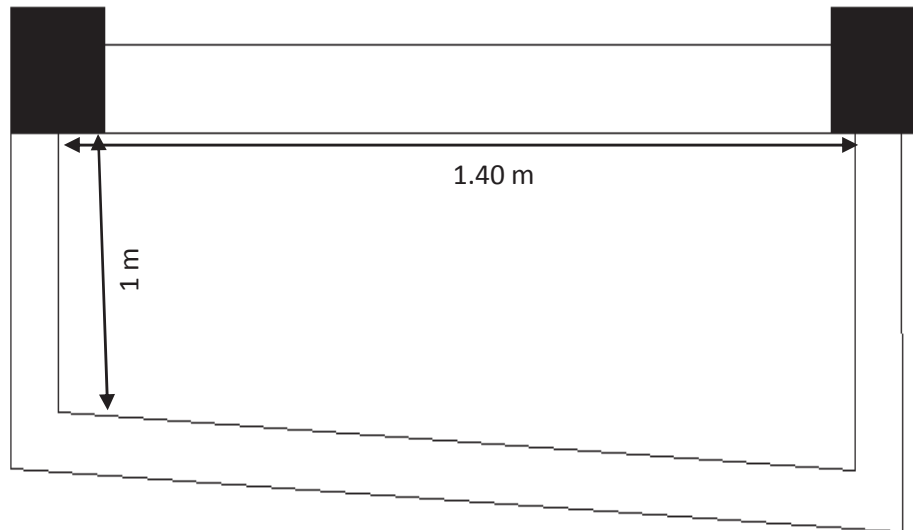


Figure III.3.1 : Coupe Transversale d'un balcon.

III.3.2. Détermination des charges et surcharges

a. Charges permanentes

. Poids propre du balcon : $G = 5.31 \times 1 = 5.31$ KN/ml

. Poids propre du garde-corps : $g = 1.78 \times 1 = 1.78$ KN/ml

b. Surcharge d'exploitation

. $Q = 3.5 \times 1 = 3.5$ KN/ml

c. Combinaisons de charges

Le balcon sera calculé en flexion simple.

. À l'ELU

. La dalle pleine : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5 = 12.42$ KN/ml.

. Le garde-corps : $g_u = 1.35g = 1.35 \times 1.78 = 2.40 \text{ KN/ml}$.

. À PELS

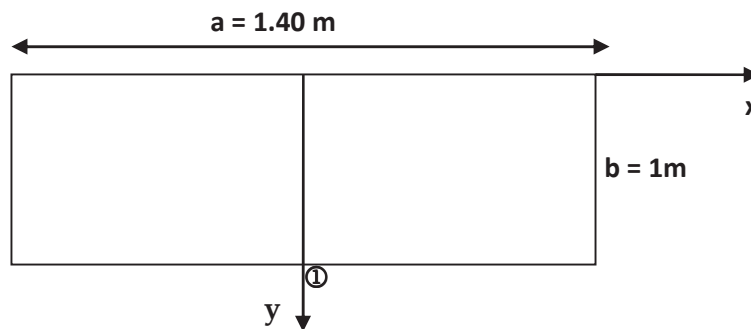
. La dalle pleine : $q_s = G + Q = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/ml}$.

. Le garde-corps : $g_s = g = 1.78 \text{ KN/ml}$.

d. Calcul des efforts internes

Le calcul se fera à l'aide des abaques de **GALERKIN** et **HAHN** (voir aide-mémoire RDM **Dunod**)

Afin de faciliter les calculs nous allons considérer un panneau de dalle rectangulaire reposant sur trois appuis comme montre la figure ci-dessous



$$\rho = \frac{b}{a} = \frac{1}{1.40} = 0.714$$

A partir des abaques de **GALERKIN** et **HAHN** on tire les valeurs de β_1 , β_3 , λ_1 , λ_2 . Après interpolation des coefficients on trouve les valeurs suivantes :

$$\beta_1 = 0.088$$

$$\beta_3 = 0.032$$

$$\lambda_1 = 0.32$$

$$\lambda_2 = 0.34$$

III.3.3. Calcul à l'ELU

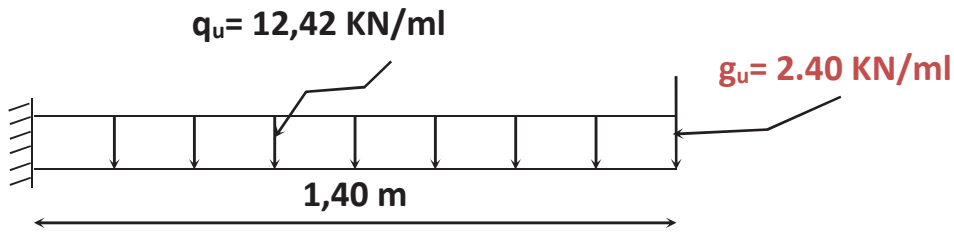


Figure III.3.2 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELU.

. Calcul du moment fléchissant :

La section dangereuse est au niveau d'encastrement, le moment sera égal au moment provoqué par la charge q_u et g_u respectivement.

Autour de xx : le moment est max au niveau du point (01).

$$. M_{xx}^u = \beta_1 \cdot (q_u + g_u) \cdot a^2 = 0,088 \times (12,42 + 2,40) \times 1,4^2 = 2,56 \text{ KN.m}$$

Autour de yy : le moment est max au centre du panneau.

$$. M_{yy}^u = \beta_3 \cdot (q_u + g_u) \cdot a^2 = 0,032 \times (12,42 + 2,40) \times 1,4^2 = 0,93 \text{ KN.m}$$

On multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités :

Autour de xx :

$$M_x = 0,85 \cdot M_x^{\max} = 0,85 \times 2,56 = 2,46 \text{ KN.m}$$

Autour de yy :

$$M_y = 0,85 \cdot M_y^{\max} = 0,85 \times 0,93 = 0,79 \text{ KN.m}$$

. Calcul de l'effort tranchant

. Sens x-x

$$. T_u = \lambda_1 \cdot (q_u + g_u) \cdot a \cdot b = 0,32 \times (12,42 + 2,4) \times 1,4 \times 1 = 6,64 \text{ KN}$$

. Sens x-x

$$. T_u = \lambda_2 \cdot (q_u + g_u) \cdot a \cdot b = 0,34 \times (12,42 + 2,4) \times 1,4 \times 1 = 7,05 \text{ KN}$$

. Calcul des armatures principales

Le calcul se fera à l'ELU en flexion simple et pour une bonde de (1 m) de largeur avec :

. Armatures dans le sens x-x

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.46 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.01 \Rightarrow \mu = 0.01 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

À partir des abaques on a : $\mu = 0.01$, $\beta = 0.995$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.46 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.55 \text{ cm}^2.$$

Soit: $A_{adoptée} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de 25 cm.

. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2.$$

Soit : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de 25 cm.

. Armatures dans le sens y-y

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.79 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.003 \Rightarrow \mu = 0.003 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

À partir des abaques on a : $\mu = 0.003$, $\beta = 0.999$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.79 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348} = 0.175 \text{ cm}^2.$$

Soit: $A_{adoptée} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de 25 cm.

. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2.$$

Soit : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de 25 cm.

III.3.4. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 91/ A.4.2)

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91/ A.5.1.2)

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{7.05 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0.05 \text{ MPa}.$$

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

D'où : $\tau_u = 0.05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, pas de risque de cisaillement. Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ A.6.1.3)

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

Où :

. ψ_s : coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier).

. ψ_s : 1.5 (Barre de haut adhérence).

Donc :

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

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

Où :

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{7.05 \cdot 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.97$$

$$\tau_{se} = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée donc pas de risque d'entraînement des barres.

d. Ancrage des barres (BAEL 91/ A.6.1.2.2) :

La longueur de scellement droite l_s est donnée par l'expression suivante :

$$L_s = \frac{\varnothing}{4} \times \frac{f_e}{\bar{\tau}_{se}}$$

Ou :

L_s : longueur de scellement droit.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence.

$$\bar{\tau}_{se} : 0.6\psi^2 f_{t28} \quad 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 30 \text{ cm}$.

Les règles de BAEL 91 (Art A.6.1) admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0.4L_s$ pour les acier HA.

$$L_c = 0.4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

. Finalement : la longueur $L_c = 12 \text{ cm}$.

e. Espacement des barres (BAEL 91/ A.8.2.4)

. Armature principale : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

. Armature de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

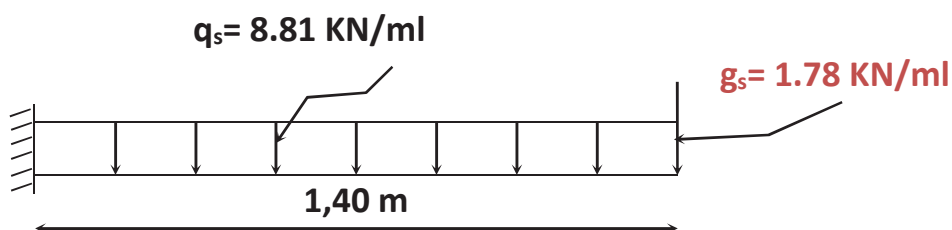
III.3.5. Vérifications à l'ELS :

Figure III.3.3 : Schéma statique de calcul du béton à l'ELS.

. Calcul du moment fléchissant

Autour de xx : le moment est max au niveau du point (01).

$$. M_{xx}^u = \beta_1 \cdot (q_s + g_s) \cdot a^2 = 0.088 \times (8.81 + 1.78) \times 1.4^2 = 1.83 \text{ KN.m}$$

Autour de yy : le moment est max au centre du panneau.

$$. M_{yy}^u = \beta_3 \cdot (q_u + g_u) \cdot a^2 = 0.032 \times (8.81 + 1.78) \times 1.4^2 = 0.66 \text{ KN.m}$$

On multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités :

Autour de xx :

$$M_x = 0.85 \cdot M_x^{\max} = 0.85 \times 1.83 = 1.56 \text{ KN.m}$$

Autour de yy :

$$M_y = 0.85 \cdot M_y^{\max} = 0.85 \times 0.66 = 0.56 \text{ KN.m}$$

1. Etat limite de compression du béton

$$. \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

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

$$. \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

Avec :

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

À partir des abaques on a : $\rho = 0.155$; $\beta_1 = 0.936$; $K_1 = 62.64$

Donc :

. Sens x-x

$$. \sigma_{st} = \frac{1.56 \cdot 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \cdot 10^2} = 63.78 \text{ MPa.}$$

$$. \sigma_{bc} = \frac{63.78}{62.64} = 1.02 \text{ MPa.}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 1.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

. Sens y-y

$$\sigma_{st} = \frac{0.56 \cdot 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \cdot 10^2} = 22.90 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{22.90}{62.64} = 0.37 \text{ MPa.}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 0.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

2. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/ A.4.5.3)

Comme la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

3. Etat limite de déformation (BAEL 91/ B.6.8.4.2)

D'après les règles de BAEL 91, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}, \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0}, \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.107 > \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{1.83}{15 \times 1.83} = 0.067 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.002 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Toutes conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.6. Conclusion

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

. Sens x-x

. Armatures principale : 4HA8/ ml avec ($S_t = 25$).

. Armature de répartition : 4HA8/ ml avec ($S_t = 25$).

. Sens y-y

. Armatures principale : 4HA8/ ml avec ($S_t = 25$).

. Armature de répartition : 4HA8/ ml avec ($S_t = 25$).

III.4.1 Les escaliers :

III.4.1.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments architecturaux, constitué d'une succession de gradins permettant le déplacement permettant le passage vertical entre différents étages de la construction. Pour le plancher étage service, il est constitué de deux cage d'escalier, une issue de secours importants en cas d'incendie.

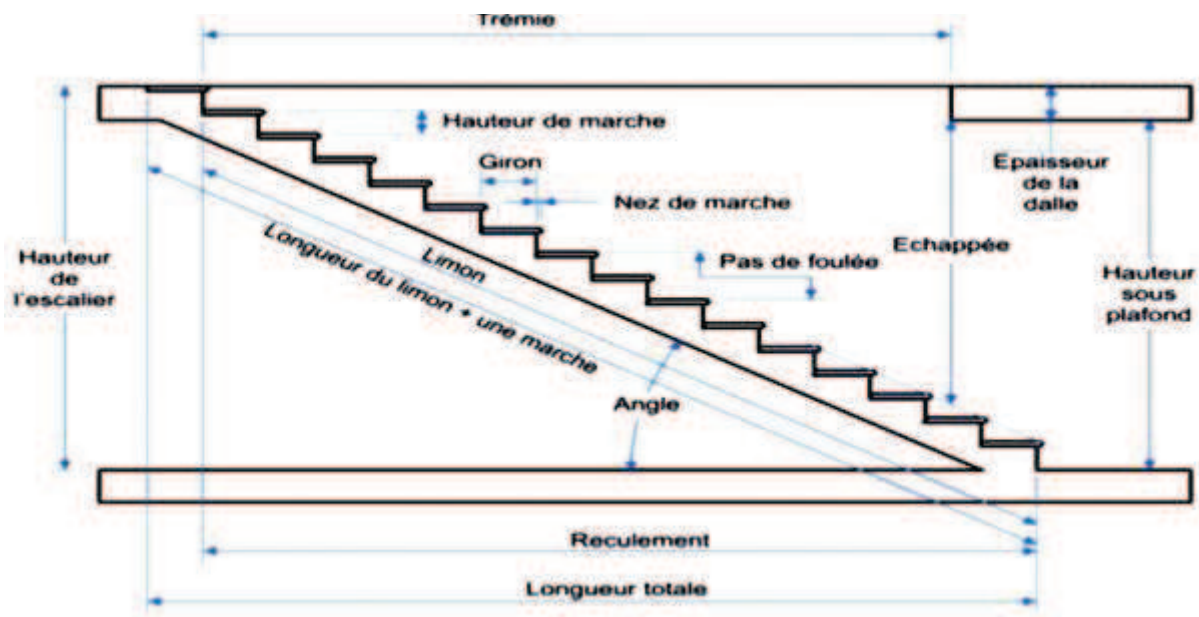


Figure III.4.1 : Terminologie d'un escalier.

Où :

- . h : Hauteur de la contre marche.
- . H : Hauteur de la volée.
- . L : Longueur de la volée.
- . g : Longueur de la marche (giron).
- . e_p : Epaisseur de la paillasse.

III.4.1.2. Calcul de l'escalier :

Pour le pré dimensionnement des marches et contre marches se fera généralement par la formule de « Blondel » qui est la suivante :

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

. **Le giron :**

On opte pour un giron égale à : $g = 30 \text{ cm}$

. **Hauteur des contre marches :**

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} ; \text{ Donc : } h = 17 \text{ cm}$$

. **Vérification de la loi de BLANDEL :**

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

Avec :

$$30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{ la condition est vérifiée.}$$

D'où:

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

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

. **Nombre des marches :**

. **1^{er} type :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{51}{17} = 3 \text{ contre marches. Donc le nombre de marches est de } n - 1 = 2$$

. **2^{ème} type :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches. Donc le nombre de marches est de } n - 1 = 8$$

III.4.1.3. Détermination de l'épaisseur de la pailasse :

En tenant compte des recommandations de BAEL 91, l'épaisseur de la pailasse comprise dans l'intervalle suivant :

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

Avec : L_0 : longueur totale (pailasse + palier) entre axe d'appuis

. Remarque :

La structure comporte deux types d'escalier :

Le premier type est celui qui fait relier le niveau 0.00 m au niveau 1.02 m. il est constitué d'une seule volée.

Le deuxième type est celui qui fait relier entre le niveau 1.02 m au niveau 3.58 m (est ainsi de suite jusqu'au niveau 43.37 m). Il est constitué d'une volée et d'un palier.

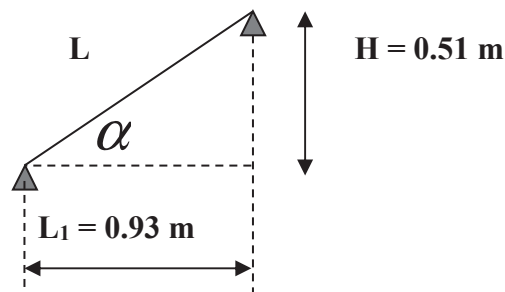
. Calcul de longueur de la paillasse (L) :**. 1^{er} type :**

Figure III.4.2 : Schéma du 1^{er} type d'escalier.

$$\cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{51}{93} = 0.548 \Rightarrow \alpha = 28.74^\circ$$

$$\cdot \operatorname{Cos} \alpha = \frac{L_1}{L} \Rightarrow L = \frac{L_1}{\operatorname{Cos} \alpha} = \frac{0.93}{\operatorname{Cos}(28.74)} \Rightarrow L = 1.06 \text{ m}$$

. Finalement :

$$\cdot L_0 = L = 1.06 \text{ m}$$

$$\frac{106}{30} \leq e \leq \frac{106}{20} \Rightarrow 3.53 \text{ cm} \leq e \leq 5.3 \text{ cm}$$

D'après le RPA99/ version 2003, l'épaisseur minimum d'une dalle pleine est de 15 cm. **Donc l'épaisseur de la paillasse : e = 15 cm**

. 2^{ème} type:

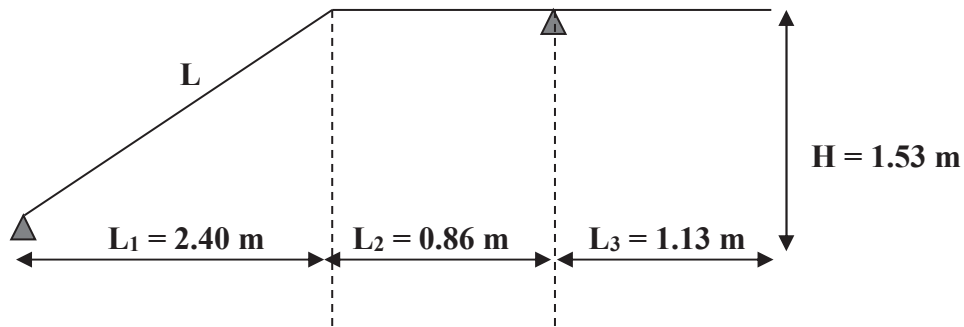


Figure III.4.3: Schéma du 2^{ème} type d'escalier.

$$\cdot \operatorname{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\cdot \operatorname{Cos}(\alpha) = \frac{L_1}{L} \Rightarrow L = \frac{L_1}{\operatorname{Cos} \alpha} = \frac{2.40}{\operatorname{Cos} 32.52} \Rightarrow L = 2.85 \text{ m}$$

. Finalement

$$\cdot L_0 = L + L_2$$

$$L_0 = 2.85 + 0.86 = 3.71 \text{ m}$$

$$\frac{371}{30} \leq e \leq \frac{371}{20} \Rightarrow 12.36 \text{ cm} \leq e \leq 18.55 \text{ cm}$$

. D'où : L'épaisseur de la paillasse $e = 17 \text{ cm}$.

III.4.1.4. Détermination des charges et surcharges

a. Charges permanente

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m d'embranchement et une bande de 1 m de projection horizontale de la volée, en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a.1. La volée

Tableau III.4.1 : Détermination du poids propre de la volée.

Matériaux	Epaisseur	ρ (KN/m ³)	Surface pour 1 ml (m ²)	La charge G (KN/ml)
Poids propre de la paille	17	25	$\frac{1 \times 0.17}{\cos 32.52}$	5.04
Poids propre des marches	17	25	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	2.125
Carrelage horizontal	1	20	0.01	0.20
Mortier de pose horizontal	2	22	0.02	0.44
Carrelage vertical	1	20	0.01	0.2
Mortier de pose vertical	2	22	0.02	0.44
Lit de sable	2	18	0.02	0.36
Enduit de plâtre	2	10	0.02	0.20
Garde -corps	-	-	-	0.20
$G_{\text{volée}} = \sum G_i$				9.20

a.2. Le palier

Tableau III.4.2 : Détermination du poids propre du palier.

Matériaux	Epaisseur	ρ (KN/m ³)	Surface pour 1 ml (m ²)	La charge G (KN/ml)
Poids propre du palier	17	25	0.17	4.25
Revêtement en carrelage	1	20	0.01	0.2
Mortier de pose	2	22	0.02	0.44
Lit de sable	2	18	0.02	0.36
Enduit en plâtre	2	10	0.02	0.20
$G_{\text{Palier}} = \sum G_i$				5.45

b. Surcharge d'exploitation

La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR et elle est la même pour la volée et le palier : $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

III.4.1.5. Calcul des efforts internes

. Combinaisons de charges

. À l'ELU

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

. Volée : $q_1 = 1.35 (9.20) + 1.5 (2.5) = 16.17 \text{ KN/ml}$

. Palier : $q_2 = 1.35 (5.45) + 1.5 (2.5) = 11.11 \text{ KN/ml}$

. À l'ELS

$$q = G + Q$$

. Volée : $q_1 = 9.20 + 2.5 = 11.7 \text{ KN/ml}$

. Palier : $q_2 = 5.45 + 2.5 = 7.95 \text{ KN/ml}$

III.4.1.6. Calcul à l'ELU

. 1^{er} type

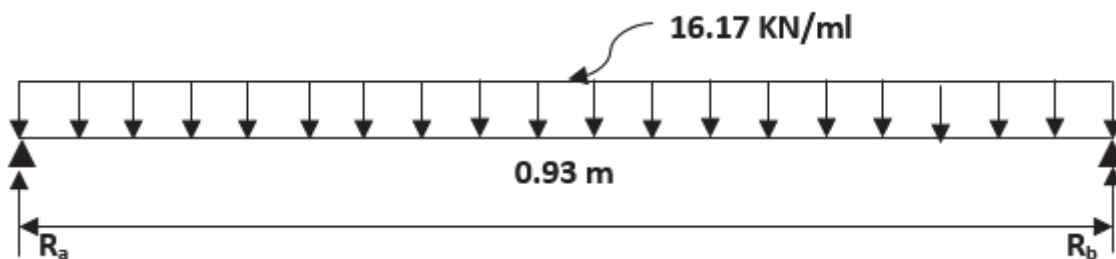


Figure III.4.4 : Schéma statique de calcul du 1^{er} type d'escalier à l'ELU.

a. Calcul des réactions d'appuis R_a et R_b

$$R_a = R_b = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{16.17 \times 0.93}{2} = 7.52 \text{ KN}$$

b. Calcul des efforts internes

. Tronçon $0 \leq x \leq 0.93$ m

. Pour $x = 0 \Rightarrow M_z = 0$

. Pour $x = 0.93 \Rightarrow M_z = 0$

. M_z^{max} atteint la valeur maximal à $x = \frac{0.93}{2} = 0.465$ m

. Donc : $M_z^{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{16.17 \times 0.93^2}{8} \Rightarrow M_z^{max} = 1.75$ KN.m

. Pour $x = 0 \Rightarrow T_y = -7.52$ KN

. Pour $x = 0.93 \Rightarrow T_y = 7.52$ KN

c. Calcul du moment maximal M_z^{max}

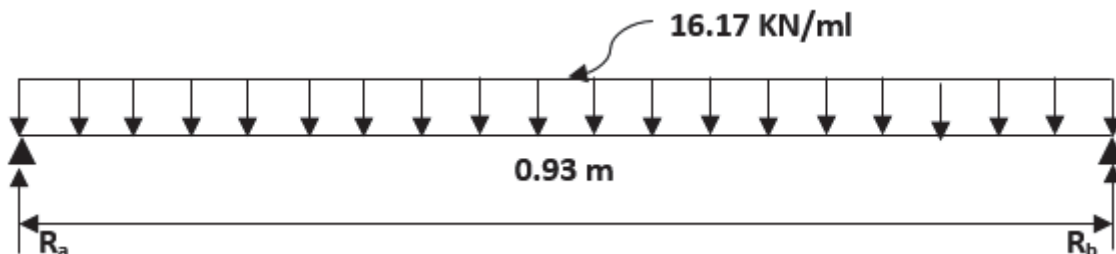
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

. Aux appuis

. $M_{a1} = -0.3M_z^{max} = -0.3 \times 1.75 \Rightarrow M_{a1} = -0.53$ KN.m

. En travée

. $M_{t1} = 0.85M_z^{max} = 0.85 \times 1.75 \Rightarrow M_{t1} = 1.49$ KN.m



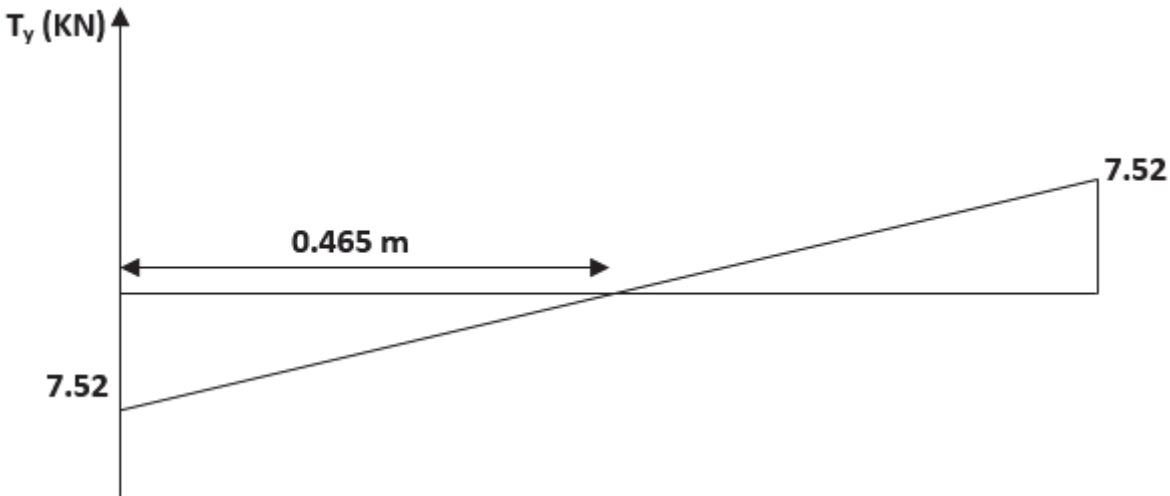


Diagramme des efforts tranchant.

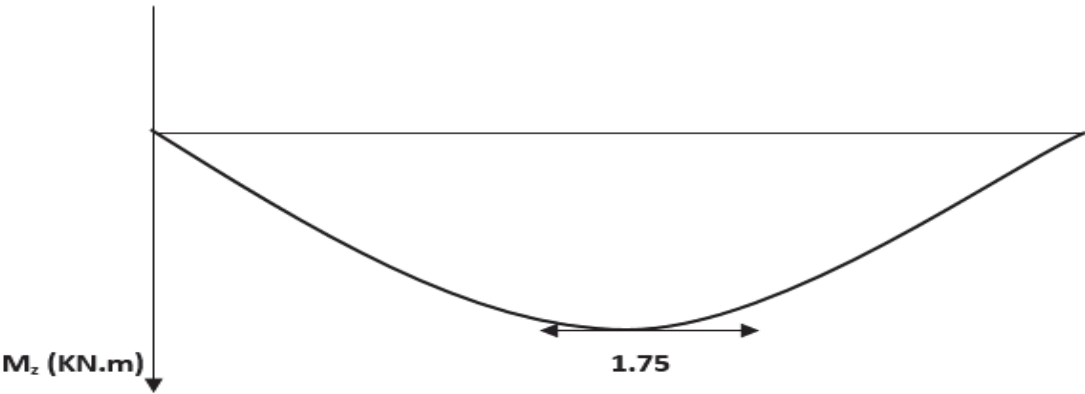


Diagramme du moment fléchissant.

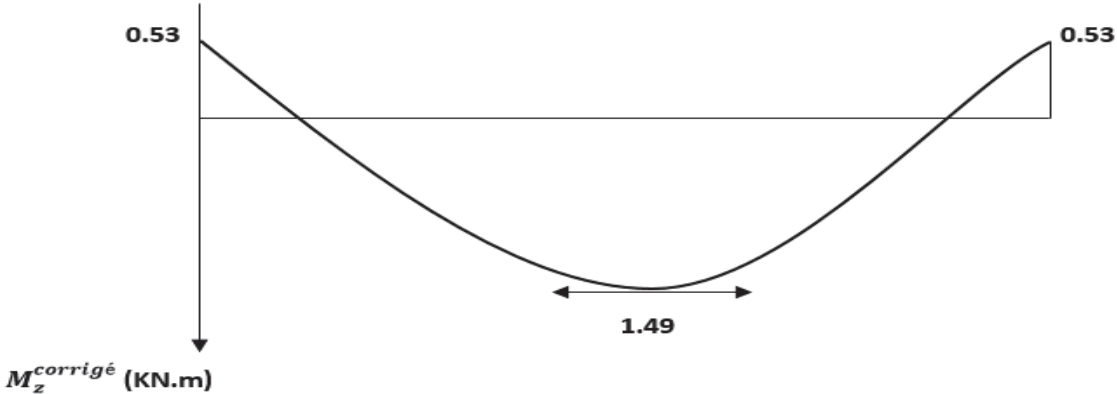


Diagramme corrigé du moment fléchissant.

d. Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m).

. En travée : $M_t = 1.49 \text{ KN.m}$

. Armature principale

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.49 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.006$$

$\mu = 0.006 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

À partir des abaques on a : $\mu = 0.006 ; \beta = 0.997$

$$. A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.49 \times 10^3}{0.997 \times 13 \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

. Soit: $A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

. Armature de répartition

$$. A_{rt} = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

. Soit : $A_{rt} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

. Aux appuis : $M_a = 0.53 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.53 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.0022$$

$\mu = 0.0022 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

À partir des abaques on a : $\mu = 0.0022 ; \beta = 0.989$

$$. A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.53 \times 10^3}{0.989 \times 13 \times 348} = 0.12 \text{ cm}^2$$

. Soit : $A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

. Armature de répartition

$$. A_{rt} = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

. Soit: $A_{rt} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

. 2^{ème} type

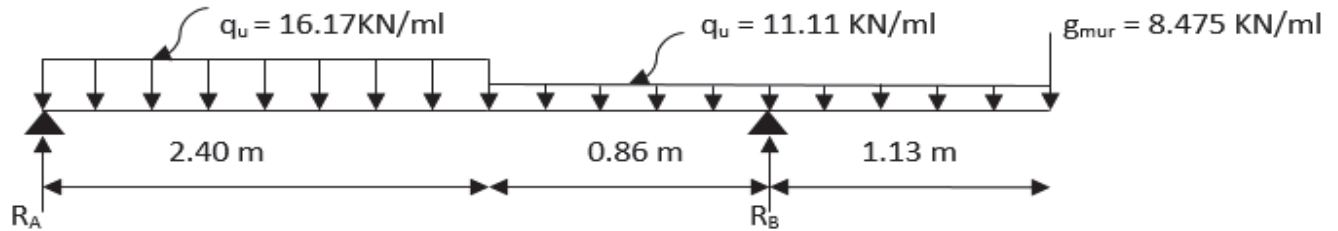


Figure III.4.5 : Schéma statique de calcul pour le 2^{ème} type d'escalier à l'ELU.

a. Calcul des réactions d'appuis R_a et R_b

$$\cdot \sum F_y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 16.17 \times 2.4 + 11.11 \times 0.86 + 11.11 \times 1.13 + 8.475 = 69.39 \text{ KN}$$

$$\cdot \sum M_b = 0 \Rightarrow R_a \times 3.26 - 16.17 \times 2.4 \left(\frac{2.4}{2} + 0.86 \right) - 11.11 \times 0.86 \left(\frac{0.86}{2} \right) + 11.11 \times 1.13 \left(\frac{1.13}{2} \right) + 8.475 \times 1.13 = 0$$

$$\cdot R_a = \frac{16.17 \times 2.4 \left(\frac{2.4}{2} + 0.86 \right) + 11.11 \times 0.86 \left(\frac{0.86}{2} \right) - 11.11 \times 1.13 \left(\frac{1.13}{2} \right) - 8.475 \times 1.13}{3.26} = 20.67 \text{ KN}$$

$$\cdot R_b = 69.39 - R_a = 69.39 - 20.67 = 48.7 \text{ KN}$$

. Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_a = 20.67 \text{ KN} \\ R_b = 48.7 \text{ KN} \end{array} \right.$$

b. Calcul des efforts internes

. Tronçon $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$\cdot T_y = -16.17x + 20.67 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow T_y = 20.67 \text{ KN} \\ x = 2.40 \text{ m} \Rightarrow T_y = -18.14 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\cdot M_z = -16.17 \frac{x^2}{2} + 20.67x \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 2.4 \text{ m} \Rightarrow M_z = 3.04 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

. Trançon $0 \leq x \leq 1.13$ m

$$. T_y = 11.11x + 8.475 \quad \begin{cases} x=0 \Rightarrow T_y = 8.475 \text{ KN} \\ x = 1.13 \text{ m} \Rightarrow T_y = 21.03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$. M_z = -5.56x^2 - 8.475x \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 1.13 \text{ m} \Rightarrow M_z = -16.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

. Trançon $1.13 \text{ m} \leq x \leq 1.99$ m

$$. T_y = 11.11x + 8.475 - 48.7 \quad \begin{cases} x = 1.13 \text{ m} \Rightarrow T_y = -27.67 \text{ KN} \\ x = 1.99 \text{ m} \Rightarrow T_y = -18.12 \text{ KN} \end{cases}$$

$$. M_z = -8.475x - 11.11 \frac{x^2}{2} + 48.7(x-1.13) \quad \begin{cases} x = 1.13 \Rightarrow M_z = -16.68 \text{ KN.m} \\ x = 1.99 \text{ m} \Rightarrow M_z = 3.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c. Calcul du moment maximal M_{zmax}

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

$$. T_y = -16.17x + 20.67 = 0 \Rightarrow x = \frac{20.67}{16.17} = 1.28 \text{ m}$$

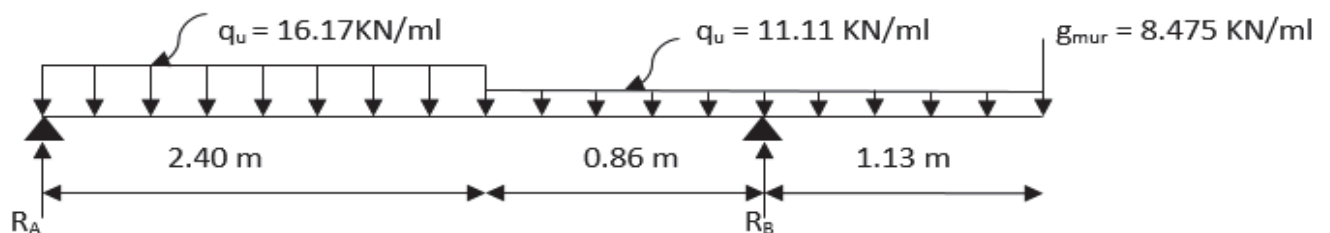
En remplaçant la valeur de x dans l'équation : $M_z = -16.17 \frac{x^2}{2} + 20.67x$ et on aura :

$$. M_{zmax} = 13.21 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi-encastrement :

$$. \text{En travée : } M_t = 0.85M_{zmax} = 11.23 \text{ KN.m}$$

$$. \text{Aux appuis : } M_a = -0.3M_{zmax} = -3.96 \text{ KN.m}$$



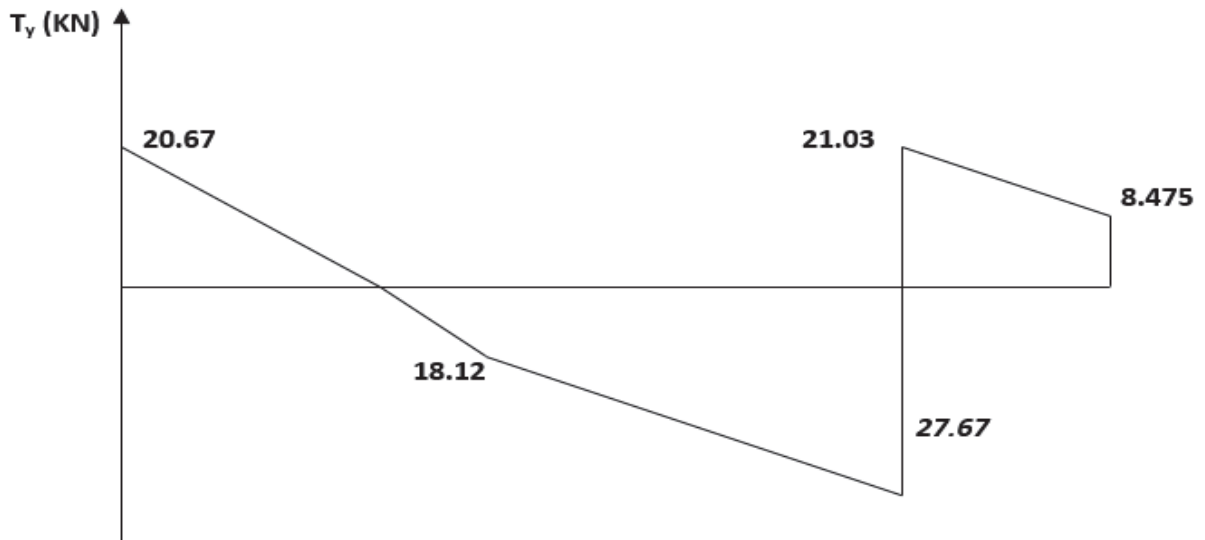


Diagramme des effort tranchant.

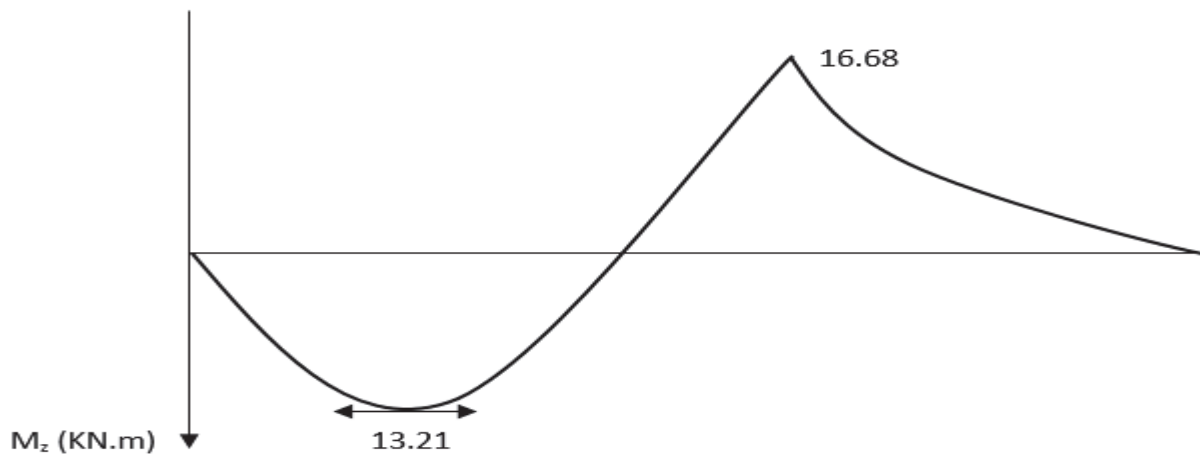


Diagramme des moments fléchissants.

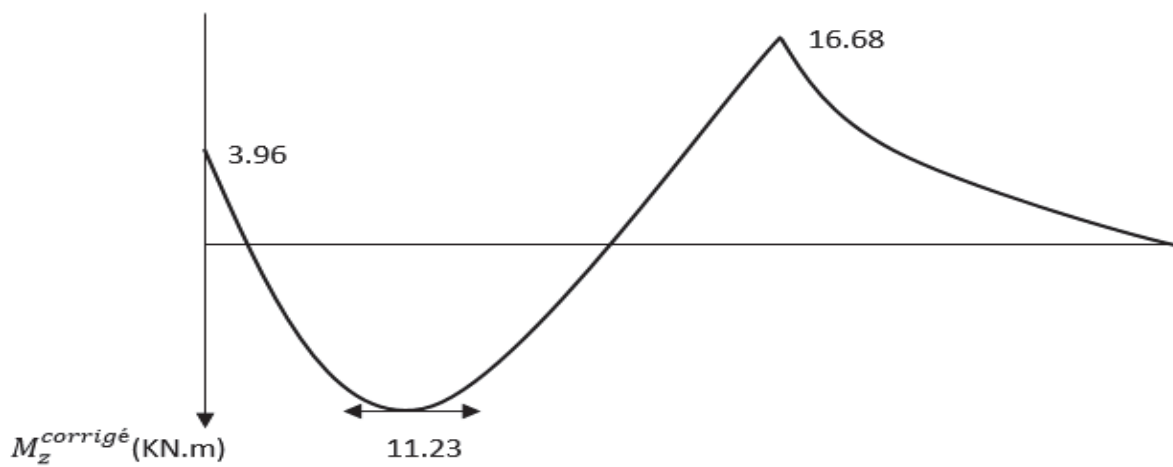


Diagramme couigée des moments fléchissant.

d. Calcul des armatures

. En travée $M_t = 11.23 \text{ KN.m}$

. Armature principale

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11.23 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = 0.035$$

$\mu = 0.035 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

À partir des abaques on a : $\mu = 0.035$; $\beta = 0.982$

$$. A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.23 \times 10^3}{0.982 \times 15 \times 348} = 2.19 \text{ cm}^2$$

. Soit: $A_{\text{adoptée}} = 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

. Armature de répartition

$$. A_{rt} = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

. Soit : $A_{rt} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

. Aux appuis $M_a = -16.68 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16.68 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = 0.052$$

$\mu = 0.052 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

À partir des abaques on a : $\mu = 0.052$; $\beta = 0.973$

$$. A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{16.68 \times 10^3}{0.973 \times 15 \times 348} = 3.28 \text{ cm}^2$$

. Soit : $A_{\text{adoptée}} = 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

. Armature de répartition

$$. A_{rt} = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

. Soit : $A_{rt} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

III.4.1.7. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL91/ article A.4.2.1) [02]

$$A_{\min} \geq 0.23 b_0 d \frac{f_{c28}}{f_e}$$

. 1^{er} type

$$A_{\min} \geq 0.23 b_0 d \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23(100)(13) \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

. En travée

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. Aux appuis

$$A_a = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. 2^{ème} type

$$A_{\min} \geq 0.23 b_0 d \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23(100)(15) \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2.$$

. En travée

$$A_t = 5HA10 = 3.92 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. Aux appuis

$$A_a = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b. Vérification au cisaillement (BAEL91/ article 5.1.2.1) [02]

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

$$\tau_1 = \frac{V_1 \max}{b \cdot d} = \frac{7.52 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0.058 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\tau_2 = \frac{V_2 \max}{b \cdot d} = \frac{27.67 \cdot 10^3}{1000 \times 150} = 0.184 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. **D'où** : pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de la contrainte d'adhérence des barres (BAEL91/ article A.6.1.3)

[02]

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

. $\sum u_i$: La somme des périmètres utiles des barres.

. **1^{er} type**

$$. \sum u_i = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

. **2^{ème} type**

$$. \sum u_i = 3.14 \times 5 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

. Ψ_s : Coefficient de scellement

$$\left\{ \begin{array}{l} \Psi_s = 1 \Rightarrow \text{rond lisses} \\ \Psi_s = 1.5 \Rightarrow \text{Haute adhérence} \end{array} \right.$$

. $\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence.

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

. τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime

. **1^{er} type**

$$\tau_{se} = \frac{7.52 \cdot 10^3}{0.9 \times 130 \times 100.48} = 0.640 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.640 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, pas de risque d'entraînement des barres.

. **2^{ème} type**

$$\tau_{se} = \frac{27.67 \cdot 10^3}{0.9 \times 150 \times 157} = 0.999 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.999 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, pas de risque d'entraînement des barres.

d. Influence de l'effort tranchant

. Au niveau des appuis de rive (BAEL91/ article 5.1.3.1) [02]

. 1^{er} type

$$A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{V_u^{max}}{\sigma_{st}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{max}}{f_e} \Rightarrow A_{st \text{ ancrer}} = \frac{1.15 \times 7.52 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrer}} = 0.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée, les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

. 2^{ème} type

$$A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{V_u^{max}}{\sigma_{st}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{max}}{f_e} \Rightarrow A_{st \text{ ancrer}} = \frac{1.15 \times 27.67 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 0.796 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adoptée}} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrer}} = 0.796 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée, les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

e. Ancrage des barres (BAEL91/ article 6.1.2.2) [02]

Elle correspond à la longueur de d'acier encrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\emptyset$$

. On prend : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière dans laquelle les barres seront encrées, alors le **BAEL91 [02]** admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $l_c = 0.4l_s$

$$. l_c = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

Finalement : la longueur $l_c = 14 \text{ cm}$

f. Espacement des barres (BAEL91/ article A.8.2.4) [02]

. 1^{er} type

. Armature principale : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

. Armature de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

. 2^{ème} type

. Armature principale : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

. Armature de répartition : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

III.4.1.8. Calcul à l'ELS

. 1^{er} type

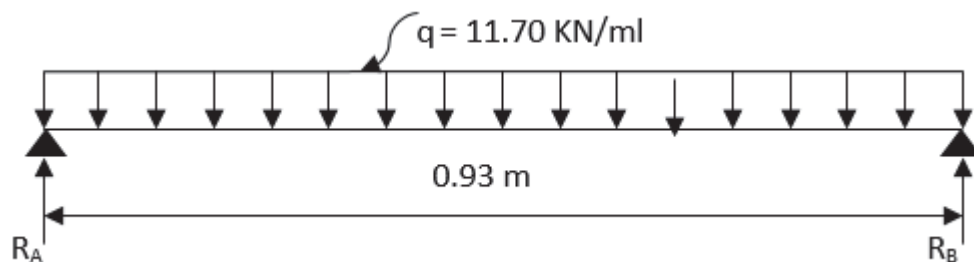


Figure III.4.6 : Schéma statique de calcul du 1^{er} type d'escalier à l'ELS.

a. Détermination des réactions d'appuis R_a et R_b

$$R_a = R_b = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{11,70 \times 0,93}{2} = 5,44 \text{ KN}$$

b. Calcul des efforts internes

. Tronçon $0 \leq x \leq 0,93 \text{ m}$

. Pour $x = 0 \Rightarrow M_z = 0$

. Pour $x = 0,93 \Rightarrow M_z = 0$

. M_z^{max} Atteint la valeur maximal à $x = \frac{0,93}{2} = 0,465 \text{ m}$

. Donc : $M_z^{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{11,70 \times 0,93^2}{8} \Rightarrow M_z^{max} = 1,26 \text{ KN.m}$

. Pour $x = 0 \Rightarrow T_y = -5.44 \text{ KN}$

. Pour $x = 0.93 \Rightarrow T_y = 5.44 \text{ KN}$

e. Calcul du moment maximal M_z^{max}

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

. Aux appuis

. $M_{a1} = -0.3M_z^{max} = -0.3 \times 1.26 \Rightarrow M_{a1} -0.378 \text{ KN.m}$

. En travée

. $M_{t1} = 0.85M_z^{max} = 0.85 \times 1.26 \Rightarrow M_{t1} = 1.07 \text{ KN.m}$

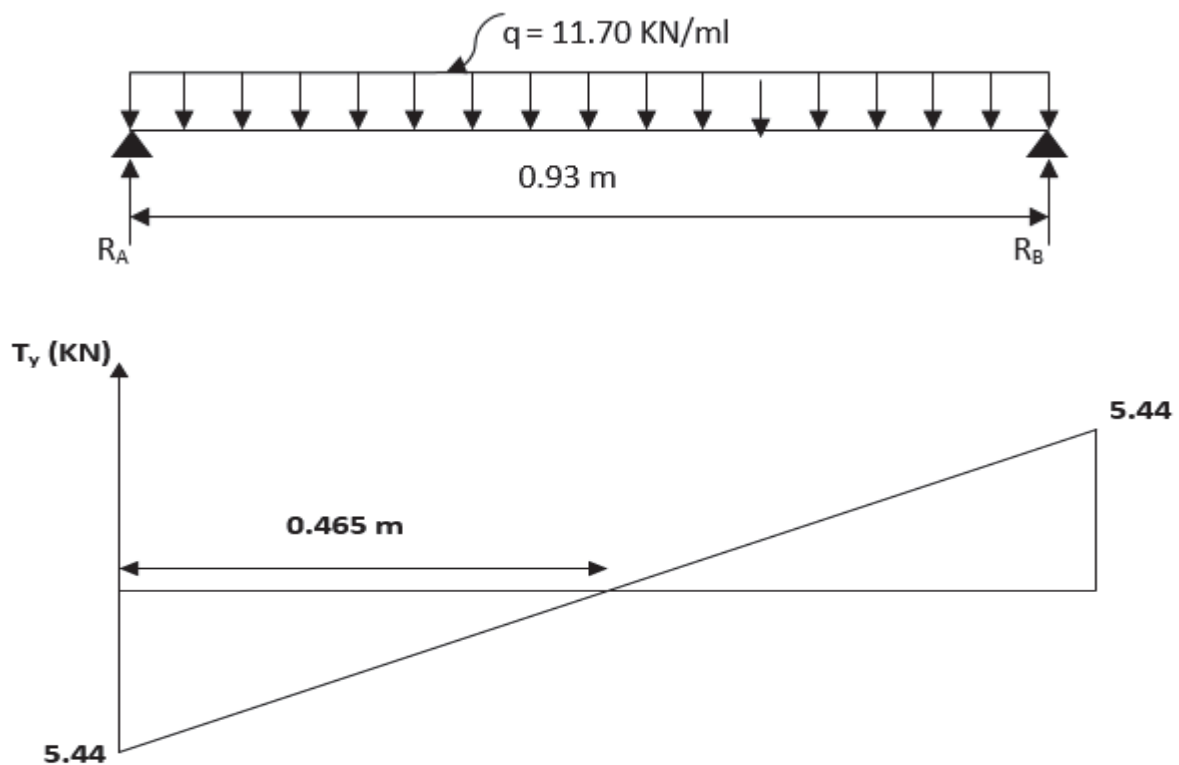


Diagramme des efforts tranchant.

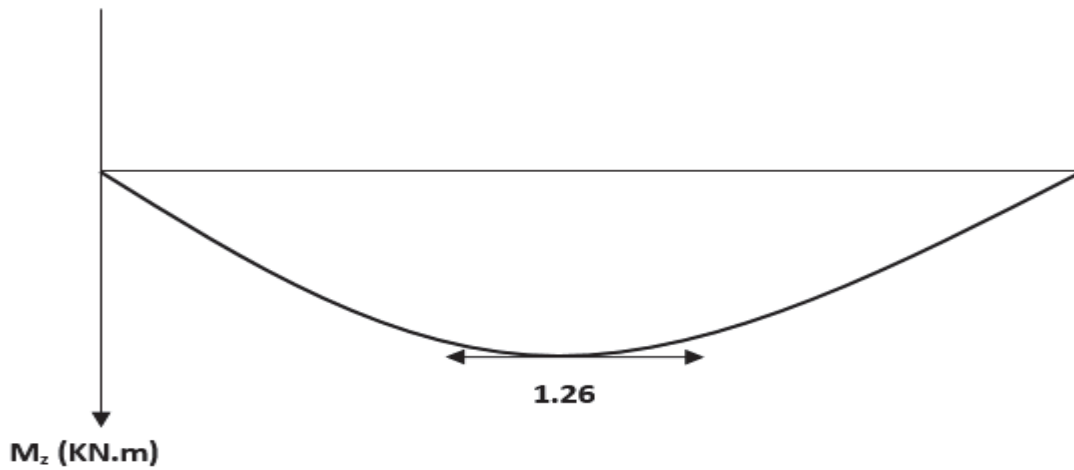


Diagramme des moments fléchissant.

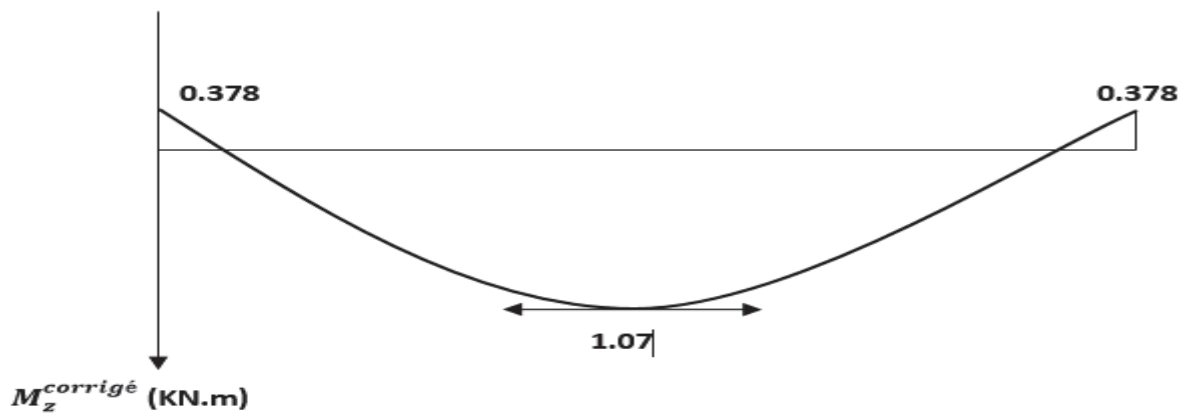


Diagramme corrigé des moments fléchissant.

. 2^{ème} type

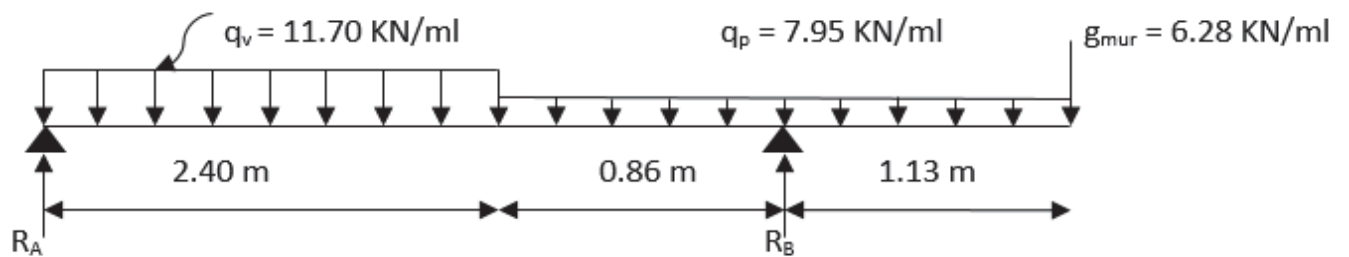


Figure III.4.7 : Schéma statique de calcul de 2^{ème} type d'escalier à l'ELS.

a. Détermination des réactions d'appuis R_a et R_b

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 11.70 \times 2.4 + 7.95 \times 0.86 + 7.95 \times 1.13 + 6.28 = 50.18 \text{ KN}$$

$$\cdot \sum M_b = 0 \Rightarrow R_a \times 3.26 - 11.70 \times 2.4 \left(\frac{2.4}{2} + 0.86 \right) - 7.95 \times 0.86 \left(\frac{0.86}{2} \right) + 7.95 \times 1.13 \left(\frac{1.13}{2} \right) + 6.28 \times 1.13 = 0$$

$$\cdot R_a = \frac{11.70 \times 2.4 \left(\frac{2.4}{2} + 0.86 \right) + 7.95 \times 0.86 \left(\frac{0.86}{2} \right) - 7.95 \times 1.13 \left(\frac{1.13}{2} \right) - 6.28 \times 1.13}{3.26} = 14.91 \text{ KN}$$

$$\cdot R_b = 50.18 - R_a = 50.18 - 14.91 = 35.27 \text{ KN}$$

. Donc :

$$\begin{cases} R_a = 14.91 \text{ KN} \\ R_b = 35.27 \text{ KN} \end{cases}$$

b. Calcul des efforts internes

. Tronçon $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$\cdot T_y = -11.70x + 14.91 \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T_y = 14.91 \text{ KN} \\ x = 2.40 \text{ m} \Rightarrow T_y = -13.17 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\cdot M_z = -11.70 \frac{x^2}{2} + 14.91x \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 2.4 \text{ m} \Rightarrow M_z = 2.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

. Tronçon $0 \leq x \leq 1.13 \text{ m}$

$$\cdot T_y = 7.95x + 6.28 \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T_y = 6.28 \text{ KN} \\ x = 1.13 \text{ m} \Rightarrow T_y = 15.26 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\cdot M_z = -7.95 \frac{x^2}{2} - 6.28x \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 1.13 \text{ m} \Rightarrow M_z = -12.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

. Tronçon $1.13 \text{ m} \leq x \leq 1.99 \text{ m}$

$$. T_y = 7.95x + 6.28 - 35.27 \begin{cases} x = 1.13 \text{ m} \Rightarrow T_y = -20.01 \text{ KN} \\ x = 1.99 \text{ m} \Rightarrow T_y = -13.17 \text{ KN} \end{cases}$$

$$. M_z = -6.28x - 7.95\frac{x^2}{2} + 35.27(x-1.13) \begin{cases} x = 1.13 \text{ m} \Rightarrow M_z = -12.17 \text{ KN.m} \\ x = 1.99 \text{ m} \Rightarrow M_z = 2.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a. Calcul du moment maximal M_{zmax}

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

$$. T_y = -11.70x + 14.91 = 0 \Rightarrow x = \frac{14.91}{11.70} = 1.27 \text{ m}$$

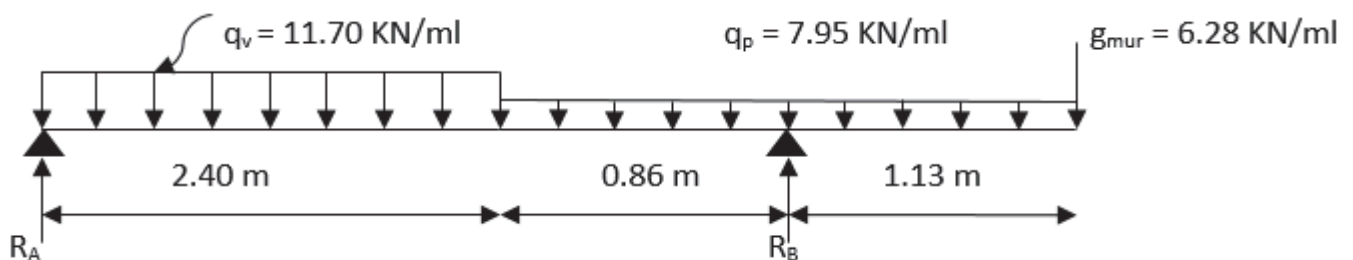
En remplaçant la valeur de x dans l'équation : $M_z = -11.70 \frac{x^2}{2} + 14.91x$ et on aura :

$$. M_{zmax} = 9.50 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi-encastrement :

$$. \text{En travée : } M_t = 0.85M_{zmax} = 8.08 \text{ KN.m}$$

$$. \text{Aux appuis : } M_a = -0.3M_{zmax} = -2.85 \text{ KN.m}$$



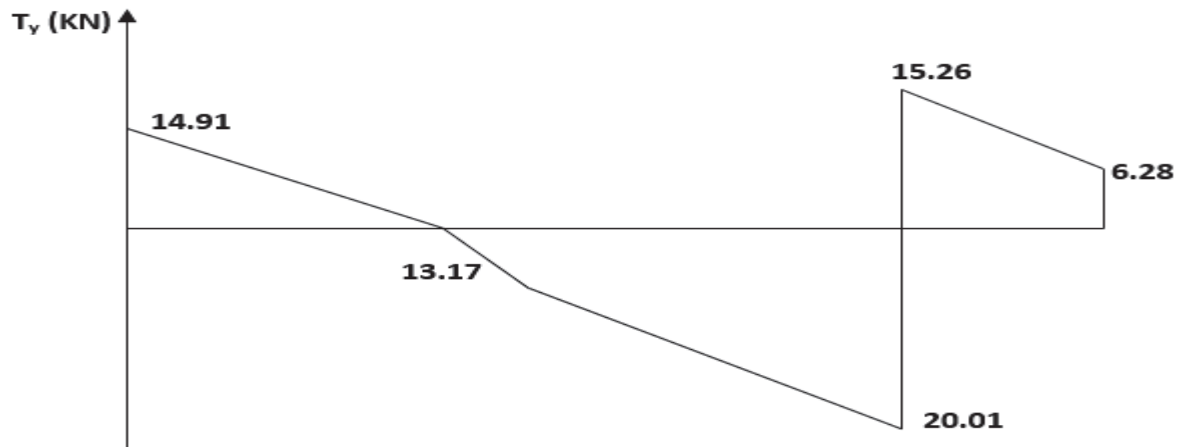


Diagramme des efforts tranchants.

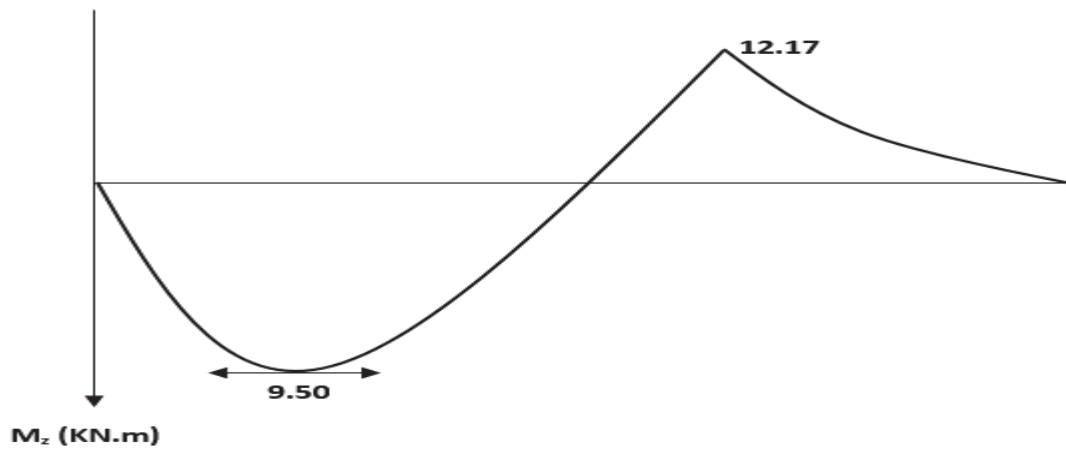


Diagramme des moments fléchissant.

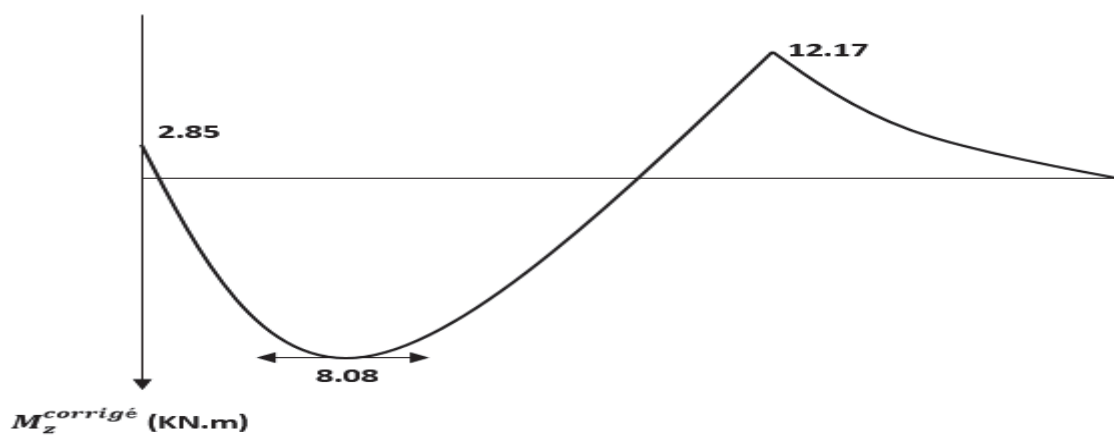


Diagramme corrigé des moments fléchissant.

III.4.1.9. Vérification à l'ELS

1. Etat limite de compression du béton

. 1^{er} type

a. En travée

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c8} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

À partir des abaques des on a : $\rho = 0.155$; $\beta = 0.936$; $K_1 = 62.64$

. **Donc**

$$\sigma_{st} = \frac{1.07 \cdot 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \cdot 10^2} = 43.75 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{25.76}{62.64} = 0.70 \text{ MPa}$$

. **D'où** : $\sigma_{bc} = 0.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b. Aux appuis

$$\sigma_{st} = \frac{0.378 \cdot 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \cdot 10^2} = 15.46 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{15.46}{62.64} = 0.25 \text{ MPa}$$

. **D'où** : $\sigma_{bc} = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

. 2^{ème} type

a. En travée

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 15} = 0.260$$

À partir des abaques des on a : $\rho = 0.014$; $\beta = 0.919$; $K_1 = 46.73$

. **Donc**

$$\sigma_{st} = \frac{8.08 \cdot 10^6}{0.919 \times 150 \times 3.92 \cdot 10^2} = 149.63 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{149.63}{46.73} = 3.20 \text{ MPa}$$

. D'où : $\sigma_{bc} = 3.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

a. Aux appuis

$$\rho = \frac{100 . A}{b . d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 15} = 0.167$$

À partir des abaques des on a : $\rho = 0.167$; $\beta = 0.934$; $K_1 = 60.38$

. Donc

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{2.85 . 10^6}{0.934 \times 150 \times 2.51 . 10^2} = 81.05 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{81.05}{60.38} = 1.34 \text{ MPa}$$

. D'où : $\sigma_{bc} = 1.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

2. Etat limite d'ouverture des fissures

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc d'après le **(BAEL 91/ article A.4.5.3) [02]** aucune vérification n'est nécessaire.

3. Etat limite de déformation

D'après les règles de BAEL 91, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}, \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 . M_0}, \frac{A_s}{b_0 . d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

. 1^{er} type

$$\cdot \frac{h}{L} = \frac{15}{93} = 0.161 > \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow$$
 La condition est vérifiée.

$$\cdot \frac{h}{L} = 0.161 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{1.16}{10 \cdot 1.26} = 0.1 \Rightarrow$$
 La condition est vérifiée.

$$\cdot \frac{A_s}{b_0 . d} = \frac{2.01}{100 \times 18} = 0.001 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow$$
 La condition est vérifiée.

Toutes conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

. 2^{ème} type

$$\cdot \frac{h}{L} = \frac{17}{386} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow \text{La condition est non vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{h}{L} = 0.044 < \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{9.13}{10 \times 9.50} = 0.096 \Rightarrow \text{La est non condition est vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.92}{100 \times 15} = 0.0026 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Deux de ces conditions est non vérifiée donc en doit opter pour la vérification de la flèche pour le 2^{ème} type :

$$f = \frac{M^s \cdot l^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \quad \text{avec : } L_{max} : \text{ la portée maximal des poutrelle.}$$

$$\text{La flèche admissible de la poutrelle est : } f_{adm} = \frac{386}{500} = 0.77 \text{ mm}$$

Avec :

. M_t^s : Moment fléchissant maximal à l'ELS.

. \bar{f} : La flèche admissible.

. E_v : Module de déformation différé.

. I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ($I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$).

. I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

. $\mu ; \lambda$: coefficients.

. Aire de la section homogénéisée :

$$\cdot B_0 = B + nA = b \cdot h + 15A$$

$$\cdot B_0 = 100 \times 17 + 15 \times 3.92$$

$$\cdot B_0 = 1758.8 \text{ cm}^2$$

. Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx

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

$$. S_{xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 3.92 \times 15$$

$$S_{xx} = 15332 \text{ cm}^3$$

. Position de l'axe de gravité

$$. V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{15332}{1758.8} = 8.72 \text{ cm}$$

$$. V_2 = h - V_1 = 17 - 8.72 = 8.28 \text{ cm}$$

. Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$. I_0 = \frac{b}{3} (V_1 + V_2)^3 + 15A (V_2 - c)^2$$

$$. I_0 = \frac{100}{3} (8.72^3 + 8.28^3) + 15 \times 3.92 (8.28 - 2)^2$$

$$I_0 = 5498.70 \text{ cm}^4$$

. Calcul des coefficients

$$. \rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{3.92}{100 \times 15} = 0.0026$$

$$. \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0026 (2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 8.08$$

$$. \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 8.08 = 3.23$$

$$. \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0026 \times 149.63 + 2.1} = 0.57$$

. Calcul de l'inertie fictive

$$. I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 5498.70}{1 + (3.23 \times 0.57)}$$

$$I_{fv} = 2128.95 \text{ cm}^4$$

. Calcul de la flèche

$$f = \frac{M_t^s l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{8.08 \cdot (386)^2 \cdot 10}{10819 \times (2128.95)} = 0.52 \text{ mm}$$

$f = 0.52 \text{ mm} < f_{adm} = 0.88 \text{ mm} \Rightarrow$ Donc la flèche est vérifiée.

III.4.2. La poutre palière

III.4.2.1. Introduction

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire, destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse.

Elle est considérée semi-encastree à ces extrémités dans les voiles avec une portée de 3.00 m (largeur libre entre axe d'appuis).

III.4.2.2. Pré-dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

. Hauteur

$$. L = 300 \text{ cm}$$

$$D'où : 20 \leq h \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$. \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

. Largeur

$$. 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$D'où : 18 \leq b \leq 31.5 \Rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

$$. 0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45$$

. Vérification des exigences du RPA99/ version 2003 de l'article 7.5.1 [1]

Tableau III.4.1. Vérification de la poutre palière aux conditions du RPA99/version2003

	Condition	Poutre palière	Vérifiée (oui/non)
Hauteur	$h \geq 30 \text{ cm}$	30 cm	Oui
Largeur	$b \geq 20 \text{ cm}$	25 cm	Oui
Hauteur/Largeur	$h/b \leq 4$	1.5	Oui

Après vérification des exigences du RPA99 nous adopterons les dimensions suivantes :

. Poutre palière 30 x 25 cm²

III.4.2.3. Détermination des charges et surcharges

. Poids propre de la poutre : $G_1 = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$

. Réaction au point A à l'ELU : $R_{A-ELU} = Q_u = 51.87 \text{ KN/ml}$

. Réaction au point A à l'ELS : $Q_{A-ELS} = Q_s = 37.96 \text{ KN/ml}$

III.4.2.4. Combinaison de charges

. À l'ELU

$$q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_u = 1.35 (1.875) + 1.5 (51.87) = 80.34 \text{ KN/ml}$$

. À l'ELS

$$q_s = G_1 + Q_s = (1.875) + 37.96 = 39.84 \text{ KN/ml}$$

III.4.2.5. Calcul à l'ELU

a. Détermination des efforts internes

$$. R_a = R_b = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{80.34 \times 3}{2} = 120.51 \text{ KN}$$

$$. M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{80.34 \times 3^2}{8} = 90.38 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

$$. \text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 90.38 = 76.82 \text{ KN.m}$$

$$. \text{Moment aux appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 90.38 = -27.11 \text{ KN.m}$$

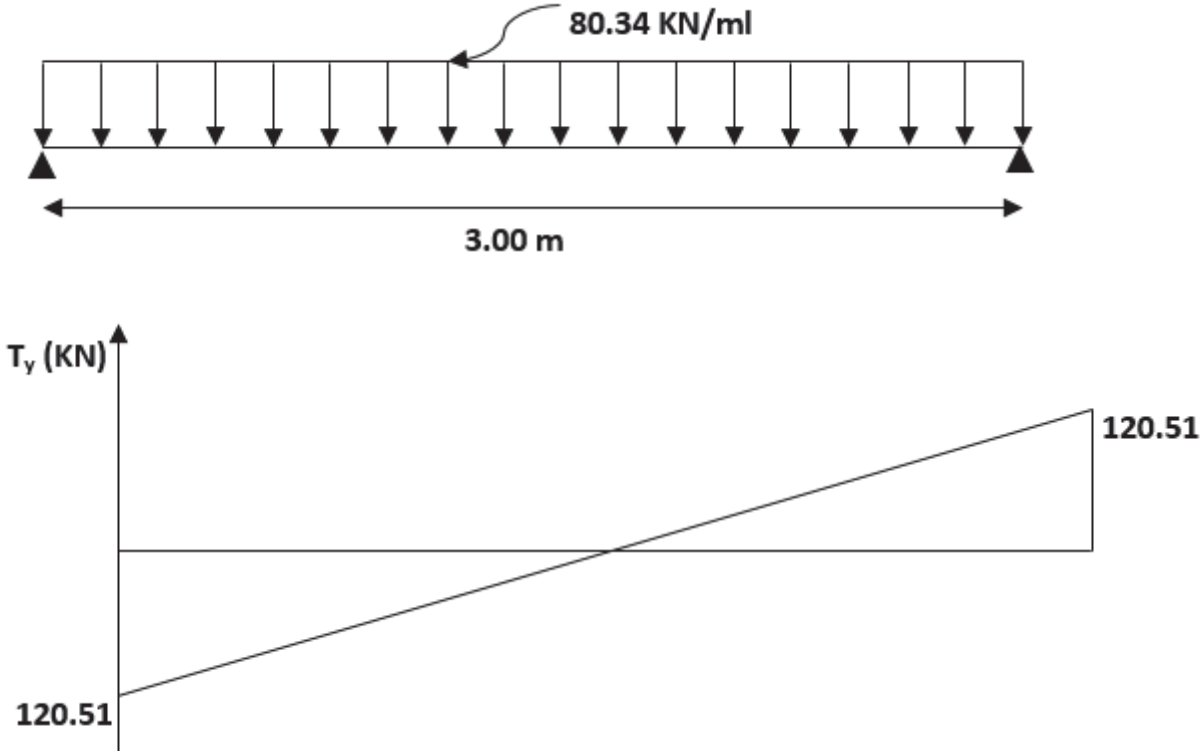


Diagramme des efforts tranchants.

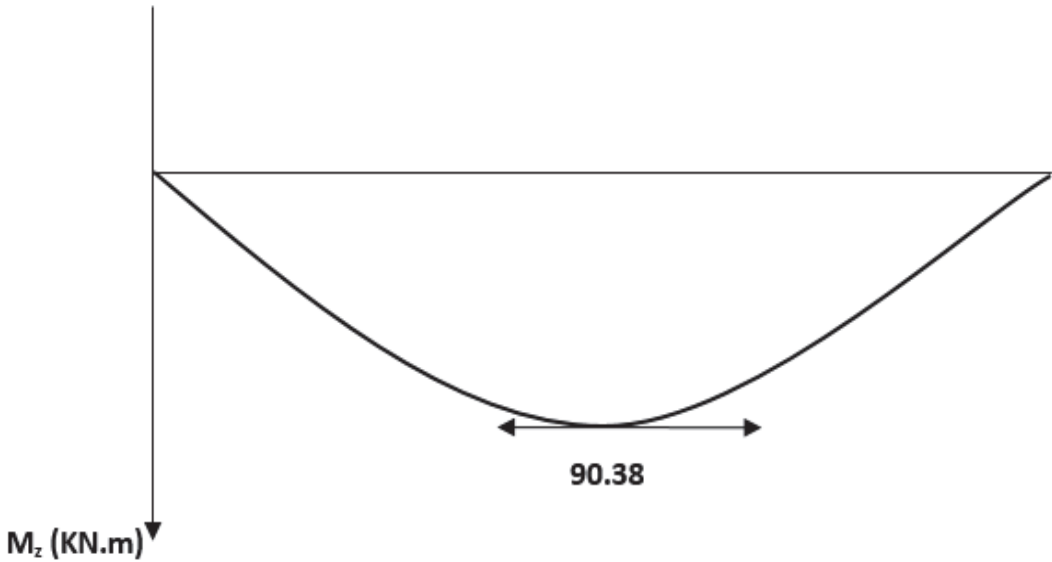


Diagramme du moment fléchissant.

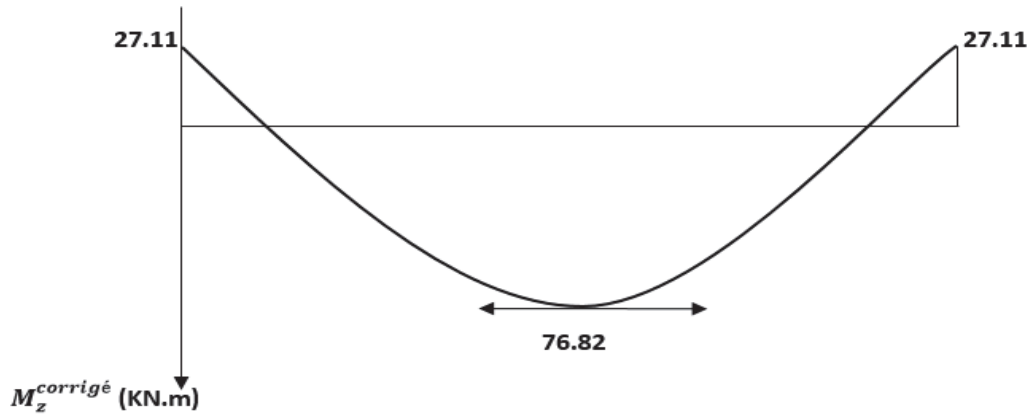


Diagramme corrigé du moment fléchissant

b. Calcul des armatures

. En travée $M_t = 76.82$ KN.m

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{76.82 \cdot 10^6}{250 \times 280^2 \times 14.2} = 0.28$$

$\mu = 0.28 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

À partir des abaques on a : $\mu = 0.28$; $\beta = 0.832$

$$. A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{76.82 \times 10^3}{0.832 \times 28 \times 348} = 9.48 \text{ cm}^2$$

. Soit : $A_{\text{adoptée}} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}16 = 10.64 \text{ cm}^2$.

. Aux appuis $M_a = 27.11$ KN.m

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27.11 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14.2} = 0.01$$

$\mu = 0.01 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

À partir des abaques on a : $\mu = 0.01$; $\beta = 0.995$

$$. A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{27.11 \times 10^3}{0.995 \times 28 \times 348} = 2.80 \text{ cm}^2$$

. Soit : $A_{\text{adoptée}} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

III.4.2.6. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL91/ article A.4.2.1) [02]

$$A_{\min} \geq 0.23b_0d \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23(25)(28) \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

. En travée

$$A_t = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}16 = 10.64 \text{ cm}^2 > 0.845 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. Aux appuis

$$A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.845 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b. Vérification des exigences de RPA99/ version 2003 (article A.7.5.2) [01]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$\text{Le pourcentage total des aciers longitudinaux : } A_s = (3\text{HA}14 + 3\text{HA}16) + 3\text{HA}12 = 14.03 \text{ cm}^2$$

$$0.5\% \text{ de la section : } 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 14.03 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 3.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c. Vérification au cisaillement (BAEL91/ article A.5.1.2.1) [02]

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{120.51 \cdot 10^3}{250 \times 280} = 1.72 \text{ MPa}$$

$\tau_u 1.72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.}$

d. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/ article A.6.1.3) [02]

Pour éviter le risque d'entraînement des barres longitudinale, il faut vérifiée la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} ; \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{c28}$$

Avec :

. Ψ_s : Coefficient de scellement.

. $\Psi_s = 1 \Rightarrow$ ronds lisses.

. $\Psi_s = 1.5 \Rightarrow$ haut adhérence.

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V^{max}}{0.9 d \sum u_i}$$

Où : $\sum u_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi_{max} = 3 \times 3.14 \times 16 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{120.51 \cdot 10^3}{0.9 \times 280 \times 150.72} = \text{MPa}$$

D'où : $\tau_{se} = 1.66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

e. Ancrage des barres (BAEL91/ A.6.1.2)

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$$L_s = 35\phi$$

Où :

L_s : longueur de scellement droit.

$$. L_s = 35 \times 1.4 = 49 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 49 \text{ cm}$

L_s dépasse la longueur des poteaux, donc il faut prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0.4L_s$

$$L_c = 0.4 \times 49 = 19.6$$

. Finalement : la longueur $L_c = 19 \text{ cm}$

f. Influence de l'effort tranchant**. Aux niveaux des appuis de rive (BAEL 91/ Art 5.1.3.1.2) [02]**

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ adopté}} \geq A_{st \text{ ancrer}} = \frac{V^{max}}{f_e}$$

$$. A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V^{max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 120.51 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 3.46 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 10.64 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrer}} = 3.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

. Sur le béton (BAEL 91/ Art A.5.1.3.1.3) [02]

$$\frac{2V_u}{0.9 \cdot d \cdot b} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$. \frac{2V_u}{0.9 \cdot d \cdot b} = \frac{2 \times 120.51 \cdot 10^3}{0.9 \times 250 \times 280} = 3.83 \text{ MPa}$$

$$. \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

D'où : $\frac{2V_u}{0.9 \cdot d \cdot b} = 3.83 \text{ MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

g. Calcul des armatures transversale (BAEL 91/ Art A.7.2.2) [02]

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_t \right) = (0.86 ; 2.5 ; 1.4) = 0.86 \text{ cm}$$

Nous adopterons 1 cadre et un étrier en $\phi 8$; donc $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

h. Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91/ Art A.5.1.2.2) [02]

$$. S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (25.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

. Exigences du RPA99 / version 2003, pour les aciers transversales (BAEL 99/ Art 7.5.2.2) [02]**. Zone nodale**

$$. S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) \Rightarrow S_t = \left(\frac{30}{4} ; 12 \times 1.6 \right) = 7.5 \text{ cm}$$

. Soit : $S_t \leq \min (25.2 ; 7.5) = 7.5 \text{ cm}$

. **En dehors de la zone nodale (Zone courante)**

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

. Soit: $S_t \leq \min (25.2; 15) = 15 \text{ cm}$

i. Pourcentage minimum des armatures d'âme (BAEL 91/ Art A.5.1.2.2) [02]

Il faut vérifiée cette condition : $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.4b.S_t}{f_e}$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.4b.S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 25 \times 15}{400} = 0.375 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.375 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

III.4.2.7. Calcul à l'ELS

. **Détermination des efforts tranchants**

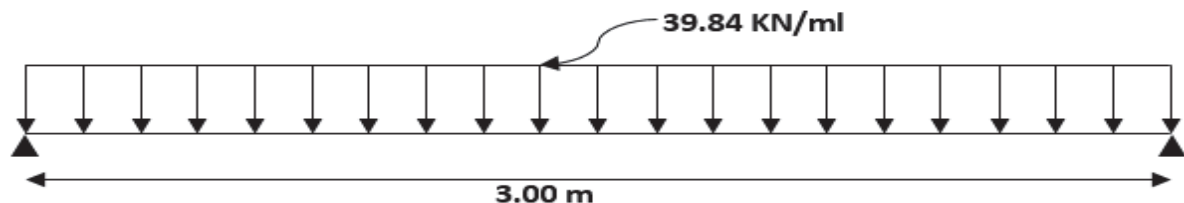
$$. R_a = R_b = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{39.84 \times 3}{2} = 59.76 \text{ KN}$$

$$. M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{39.84 \times 3^2}{8} = 44.82 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

$$. \text{Moment en travée : } M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 44.82 = 38.10 \text{ KN.m}$$

$$. \text{Moment aux appuis : } M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 44.82 = -13.45 \text{ KN.m}$$



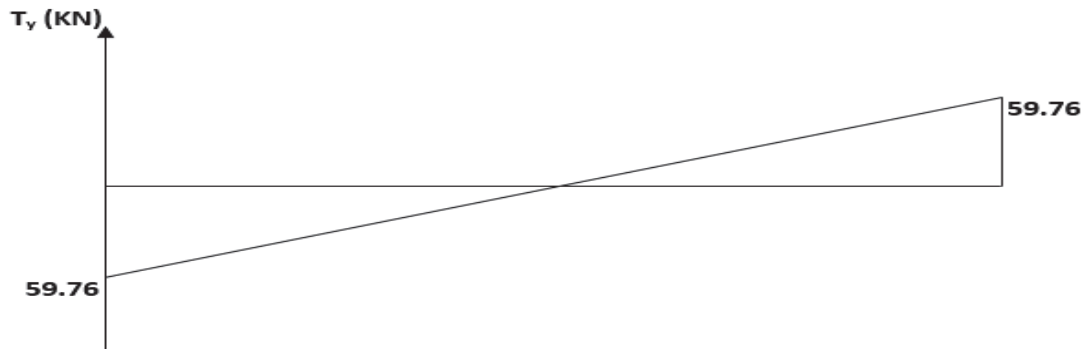


Diagramme des efforts tranchant.

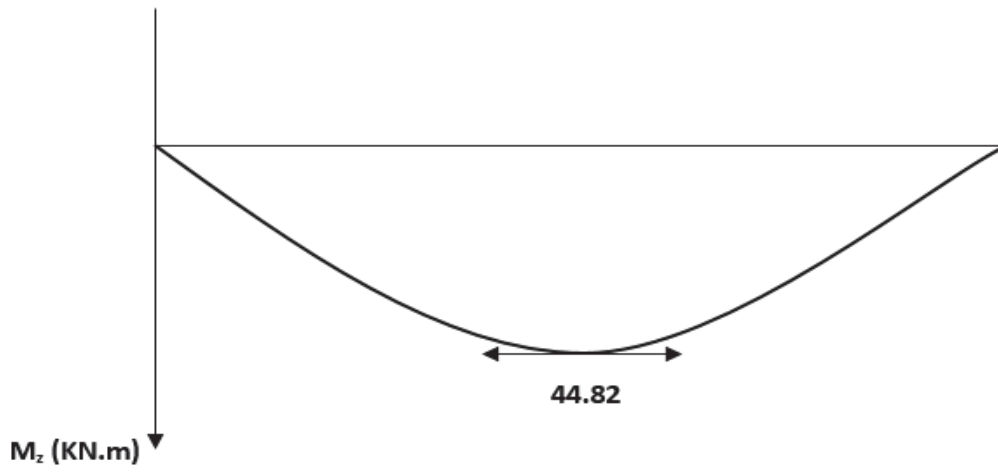


Diagramme du moment fléchissant.

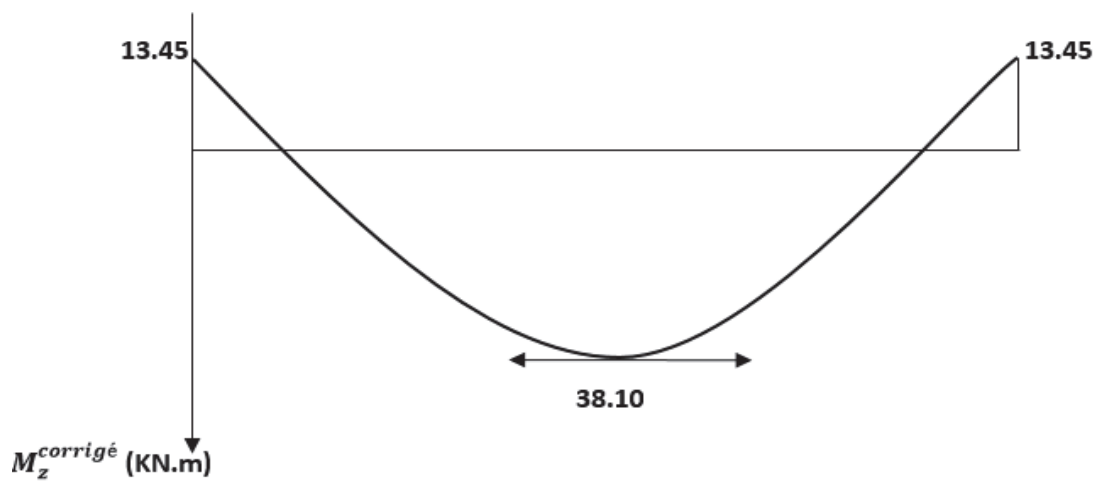


Diagramme corrigé du moment fléchissant.

III.2.8. Vérification à l'ELS

1. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/ Art A.5.3.2)

La poutre palière n'est exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton (BAEL 91/ Art A.4.5.2)

a. En travée

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c8} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 10.64}{25 \times 28} = 1.52$$

À partir des abaques des on a : $\rho = 1.52$; $\beta = 0.839$; $K_1 = 15.97$

. **Donc**

$$\sigma_{st} = \frac{38.10 \cdot 10^6}{0.839 \times 280 \times 10.64 \cdot 10^2} = 152.43 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{152.43}{15.97} = 9.54 \text{ MPa}$$

. **D'où** : $\sigma_{bc} = 9.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

a. Aux appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484$$

À partir des abaques des on a : $\rho = 0.484$; $\beta = 0.895$; $K_1 = 32.62$

. **Donc**

$$\sigma_{st} = \frac{13.45 \cdot 10^6}{0.895 \times 280 \times 3.39 \cdot 10^2} = 158.32 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{158.32}{32.62} = 4.85 \text{ MPa}$$

. **D'où** : $\sigma_{bc} = 4.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

3. Etat limite de déformation (BAEL 91/ Art B.8.4.2)

D'après les règles de BAEL 91, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}, \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}, \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

. $\frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

. $\frac{h}{L} = 0.1 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{38.10}{10 \times 44.82} = 0.085 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

. $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{10.64}{250 \times 280} = 0.0002 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

. **D'où** : toutes les conditions sont vérifiées. Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (la flèche est vérifiée).

III.5. La dalle de la salle machine

III.5.1. Introduction

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelle l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

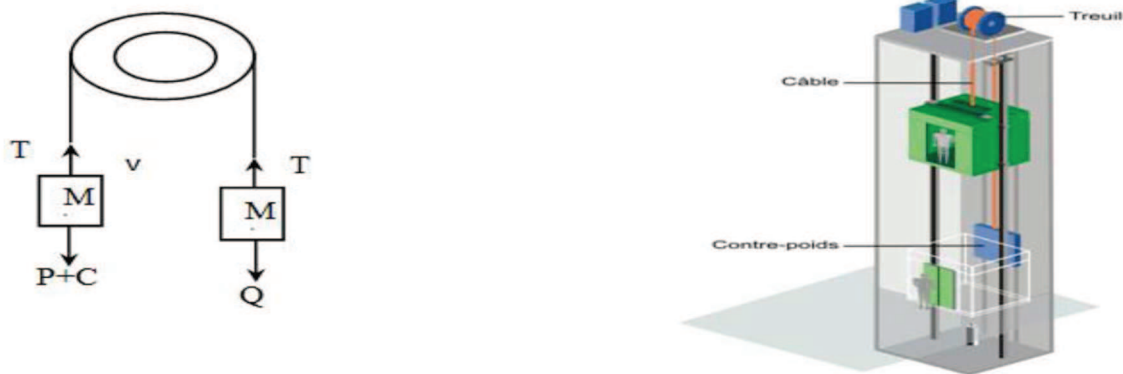
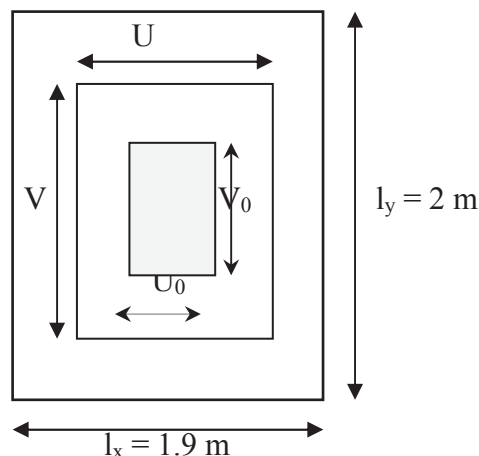


Figure III.5.1 : Schéma statique et concept d'ascenseur.

III.5.2. Calcul de la dalle pleine de la salle machine

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUX**, qui donne des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.



III.5.3. Dimensionnement

$$0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.9}{2} = 0.95 \leq 1 \Rightarrow \text{Le panneaux travaille dans les deux sens.}$$

$$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow e_x \geq \frac{l_x}{30} \geq \frac{190}{30} \Rightarrow e_p \geq 6.33 \text{ cm}$$

Alors on opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$.

III.5.4. Détermination des sollicitations**a. Rectangle d'impact : (Pratique du BAEL 91)**

$$. U = u_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

$$. V = v_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

Où :

. h_0 : épaisseur de la dalle.

. h_1 : épaisseur de revêtement (5 cm).

. $\xi = 1$ pour un revêtement en béton.

. $\xi = 0.75$ pour un revêtement moins résistant.

Donc :

$$. U = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm.}$$

$$. V = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm.}$$

b. Calcul des moments fléchissant M_x et M_y

$$. M_x = P. (M_1 + vM_2)$$

$$. M_y = P. (M_2 + vM_1)$$

Avec :

. v : Coefficient de poisson.

. M_1 et M_2 : Coefficient déterminés à partir des abaques de **PIGIAUD** en fonction de $\frac{U}{l_x}$, $\frac{U}{l_y}$ et ρ

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{190} = 0.55 ; \frac{V}{l_y} = \frac{105}{200} = 0.53 ; \rho = 0.95.$$

. À partir des abaques de **PIGIAUD** après une interpolation on aura : $M_1 = 0.041$ et $M_2 = 0.205$. Donc :

. **À l'ELU ($v = 0$) :**

$$. M_{x1}^u = 1.35 \cdot P \cdot (M_1) = 1.35 \times 100 \times 0.041 = 5.54 \text{ KN.m}$$

$$. M_{y1}^u = 1.35 \cdot P \cdot (M_2) = 1.35 \times 100 \times 0.205 = 27.68 \text{ KN.m}$$

. **À l'ELS ($v = 0.2$):**

$$. M_{x1}^s = P \cdot (M_1 + 0.2M_2) = 100 \times (0.041 + 0.2 \times 0.205) = 8.2 \text{ KN.m}$$

$$. M_{y1}^s = P \cdot (M_2 + 0.2M_1) = 100 \times (0.205 + 0.2 \times 0.041) = 21.32 \text{ KN.m}$$

c. Moment dus au poids propre de la dalle pleine

Les moments au centre du panneau et pour une bande de 1 m sont donnée par :

$$. \text{Sens } l_x \text{ (Petite portée)} : M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$. \text{Sens } l_y \text{ (Grande portée)} : M_y = \mu_y \cdot M_x$$

En utilisant les tables BAEL (Annexe 3), on tire les coefficients μ_x et μ_y en fonction du rapport $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$, donc :

. **À l'ELU ($v = 0$)**

$$. \text{Pour } \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 ; \mu_x = 0.0410 ; \mu_y = 0.888$$

$$. \text{Poids propre de la dalle pleine} : G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 = 4.85 \text{ KN/ml}$$

$$. \text{Surcharge d'exploitation} : Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$. q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.047 \text{ KN/m}$$

. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU

$$. M_{x2}^u = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0410 \times 8.047 \times (1.90)^2 = 1.19 \text{ KN.m}$$

$$. M_{y2}^u = \mu_y \cdot M_{x2}^u = 0.888 \times 1.19 = 1.06 \text{ KN.m}$$

. À l'ELS ($\nu = 0.2$):

$$. \text{Pour } \rho_y = 0.95 ; \mu_x = 0.0483 ; \mu_y = 0.923$$

$$. q_u = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/m}$$

. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELS

$$. M_{x2}^s = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0483 \times 5.85 \times (1.90)^2 = 1.02 \text{ KN.m}$$

$$. M_{y2}^s = \mu_y \cdot M_{x2}^s = 0.923 \times 1.02 = 0.94 \text{ KN.m}$$

. Superposition des moments

. À l'ELU

$$. M_x = M_{x1}^u + M_{x2}^u = 5.54 + 1.19 = 6.73 \text{ KN.m}$$

$$. M_y = M_{y1}^u + M_{y2}^u = 27.68 + 1.06 = 28.74 \text{ KN.m}$$

. À l'ELS

$$. M_x = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 8.2 + 1.02 = 9.22 \text{ KN.m}$$

$$. M_y = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 10 + 0.94 = 22.26 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte du semi-encastrement de la dalle aux niveaux des appuis, les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (- 0.3) aux appuis.

. À l'ELU

. En travée

$$. M_x^t = 0.85 \times 6.73 = 5.72 \text{ KN.m}$$

$$. M_y^t = 0.85 \times 28.74 = 24.43 \text{ KN.m}$$

. **Aux appuis**

$$. M_x^a = -0.3 \times 6.73 = -2.02 \text{ KN.m}$$

$$. M_y^a = -0.3 \times 28.74 = -8.62 \text{ KN.m}$$

. **À l'ELS :**

. **En travée**

$$. M_x^t = 0.85 \times 9.22 = 7.84 \text{ KN.m}$$

$$. M_y^t = 0.85 \times 22.26 = 18.92 \text{ KN.m}$$

III.5.5. Calcul des armatures à l'ELU

Le calcul se fera à l'ELU en flexion simple et pour une bande de (1 m) de largeur avec :

$$. \mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{M \cdot 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2}$$

. A partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ .

$$. A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M \cdot 10^3}{\beta \cdot 13 \times 348}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5.1 : Résultats de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Zone	Sens	M_u (cm^2)	μ	β	A (cm^2)	$A_{\text{adoptée}} (\text{cm}^2)$		S_t (cm)
En travée	x-x	5.72	0.024	0.988	1.28	4HA12	4.52	25
	y-y	24.43	0.102	0.946	5.70	4HA14	6.15	25
Aux appuis	x-x	-2.02	0.008	0.996	0.45	4HA10	4.52	25
	y-y	-8.62	0.036	0.982	1.94	4HA12	4.52	25

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion sont situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

III.5.6. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (BAEL 91/B.7.4)

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

. Armature inférieures (sens x-x)

$$. W_x \geq W_0 \cdot \frac{3-\rho}{2}$$

$$. W_x = \frac{A_x}{b \cdot h}$$

Avec :

. A_{\min} : Section minimal des armatures.

. W_0 : Taux d'acier minimal (acier HA FeE400) = 0.0008.

. S : Section totale du béton.

$$. W_0 \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times \frac{3-0.95}{2} = 0.00082$$

$$A_x \geq W_x \cdot (b \cdot h) = 0.00082 \times (15 \times 100) = 1.23 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.23 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_x^t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1.23 \text{ cm}^2$$

. Armature supérieures (sens y-y) :

$$. W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq W_0 = 0.0008$$

$$. A_y \geq W_0 \cdot (b \cdot h) = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.20 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_y^t = 6.15 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1.20 \text{ cm}^2$$

b. Diamètre maximal des barre (BAEL 91/ A.7.2.1) :

On doit vérifier que : $\varnothing_{max} \leq \frac{h}{10}$

$$\varnothing_{max} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$\Rightarrow \varnothing_{adopté} = 12 \text{ mm} < \varnothing_{max} = 15 \text{ mm.} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

c. Espacements des barres (BAEL 91/A.8.2.4) :

Pour une fissuration non préjudiciable et une charge concentrée.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

. Armature inférieures (sens x-x) :

$$. S_t \leq \min (2h ; 25 \text{ cm})$$

$$. S_t = 25 \text{ cm} \leq (30 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. Armature supérieures (sens y-y) :

$$. S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$. S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (45 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

d. Vérification au poinçonnement (BAEL 91/ A.5.2.4) :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq \frac{0.045.U_c . h.f_{cj}}{\gamma_b}$$

. Avec :

. Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

. h : L'épaisseur totale de la dalle.

. U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen [$U_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05)$]
= 4.2 m.

. **Donc :**

$$. Q_u = 1.35 \times 100 = 135 \text{ KN}$$

$$. \bar{Q}_u = \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25000}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

D'où : $Q_u = 135 \text{ KN} < \bar{Q}_u = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow$ La condition est vérifiée (Aucun armature transversale n'est nécessaire).

e. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91/ A.5.2.2)

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge (milieu), et on a $U = V$, avec :

. **Au milieu de u :**

$$. V_u = \frac{P}{3 \cdot l}$$

$$. V_u = \frac{135}{3 \times 0.8} = 56.25 \text{ KN.m}$$

. **Au milieu de v :**

$$. V_u = \frac{P}{2U+V}$$

$$. V_u = \frac{135}{2 \times 0.8 + 0.8} = 56.25 \text{ KN.m}$$

. **Donc :**

$$. \tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d}$$

$$. \tau_u = \frac{56.25 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0.433 \text{ Mpa}$$

$$. \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$. \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ Mpa}$$

. D'où : $\tau_u = 0.433 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

III.5.7. Vérification à l'ELS

Les moments calculés précédemment, seront multipliés par (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

. En travée

$$. M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 7.84 = 6.66 \text{ KN.m}$$

$$. M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 18.92 = 16.08 \text{ KN.m}$$

. Aux appuis

$$. M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 7.84 = -2.35 \text{ KN.m}$$

$$. M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 18.92 = -5.68 \text{ KN.m}$$

a. Ferrailage des armatures à l'ELS :

Le calcul se fera à l'ELS en flexion simple et pour une bande de (1 m) de largeur avec :

$$. \mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{M \cdot 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2}$$

. A partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ .

$$. A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M \cdot 10^3}{\beta \cdot 13 \times 348}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5.2 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures.

Zone	Sens	M _s (KN.m)	μ	β	A (cm ²)
En travée	x-x	6.66	0.028	0.986	1.49
	y-y	16.08	0.067	0.965	3.68
Aux appuis	x-x	-2.35	0.010	0.995	0.52
	y-y	-5.68	0.024	0.988	1.27

⇒ Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

b. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire (BAEL 91/ A.4.5.3) [02].

c. Etat limite de déformation

Dans le cas d'une dalle appuyée sur quatre coté, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont respectées (BAEL 91/ B.7.5) [02] :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20 \cdot M_x} ; \quad \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

. **Donc :**

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{190} = 0.08 > \frac{M_x^t}{20 \cdot M_x} = \frac{6.66}{20 \times 7.84} = 0.042 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035 > \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. **D'où :** les deux conditions sont vérifiées. Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (la flèche est vérifiée).

III.5.8. Conclusion

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle machine est le suivant :

. **Sens x-x**

. **4HA12/ml** \Rightarrow Pour le lit inférieur (En travée) avec ($S_t = 25$ cm).

. **4HA10/ml** \Rightarrow Pour le lit supérieur (Aux appuis) avec ($S_t = 25$ cm).

. **Sens y-y**

. **4HA14/ml** \Rightarrow Pour le lit inférieur (En travée) avec ($S_t = 25$ cm).

. **4HA12/ml** \Rightarrow Pour le lit supérieur (Aux appuis) avec ($S_t = 25$ cm).

IV.1. Définition du logiciel

L'informatique est rapidement devenue l'outil de travail indispensable dans de nombreuses professions, l'ingénieur en génie civil a aussi dû confronter le monde de l'informatique, par l'apparition de logiciels de calcul (**ETABS, SAP2000, ROBOT, ect...**).

ETABS est l'abréviation de « **Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems** », est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. **L'ETABS** offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

IV.2. Etapes de modélisation

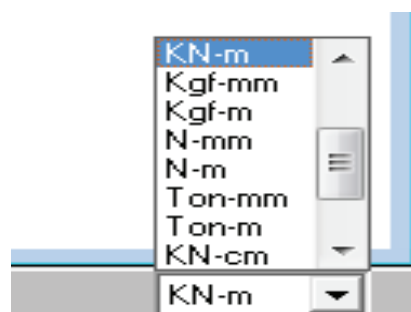
L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la version 9.7.0, est les étapes de modélisation peuvent être résumée comme suite :

- . Définir la géométrie de la structure.
- . Spécifier les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments.
- . Introduire les charges statiques et dynamiques.
- . Spécifier les conditions aux limites.
- . Lancer l'analyse.
- . Visualiser les résultats.

IV.2.a. 1^{er} Etapes : Spécification de la géométrie de la structure

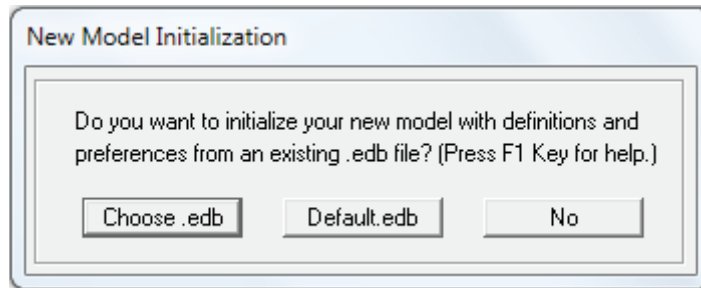
. Choix des unités

L'utilisateur dispose d'une liste déroulante à la partie inférieure droite de la barre d'état, où il doit choisir un système d'unité pour la saisie des données dans l'ETABS (**KN.m**)



. Choix d'un nouveau modèle

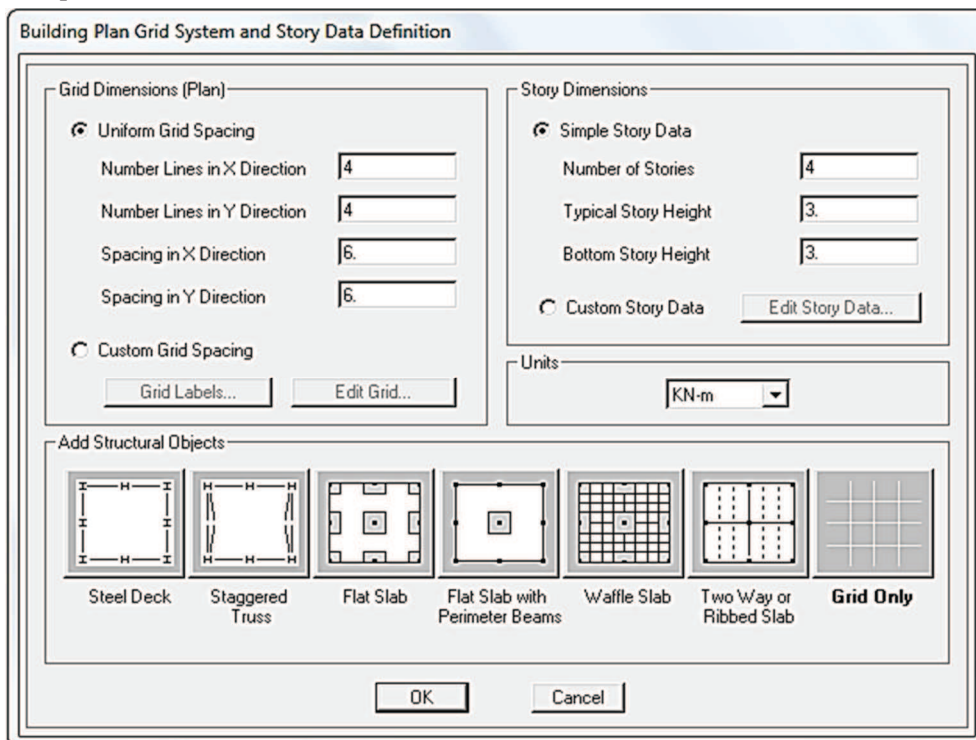
Après avoir choisi le système d'unité, la prochaine étape est de créer un nouveau model en cliquant sur **File** puis sur l'icône « **New Model** » ou en utilisant le raccourcis « Ctrl+N ». Une boîte de dialogue intitulée « **New Model Initialisation** » apparaît où trois choix s'offrent à l'utilisateur :



- . « **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un model existant.
- . « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- . « **No** »: Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

. Caractéristique géométrique de la structure (lignes de construction)

Après avoir cliqué sur l'une des trois cases, une autre boîte de dialogue intitulée « **Building Plan Grid System and Story Data Définitions** » apparaît tel que :

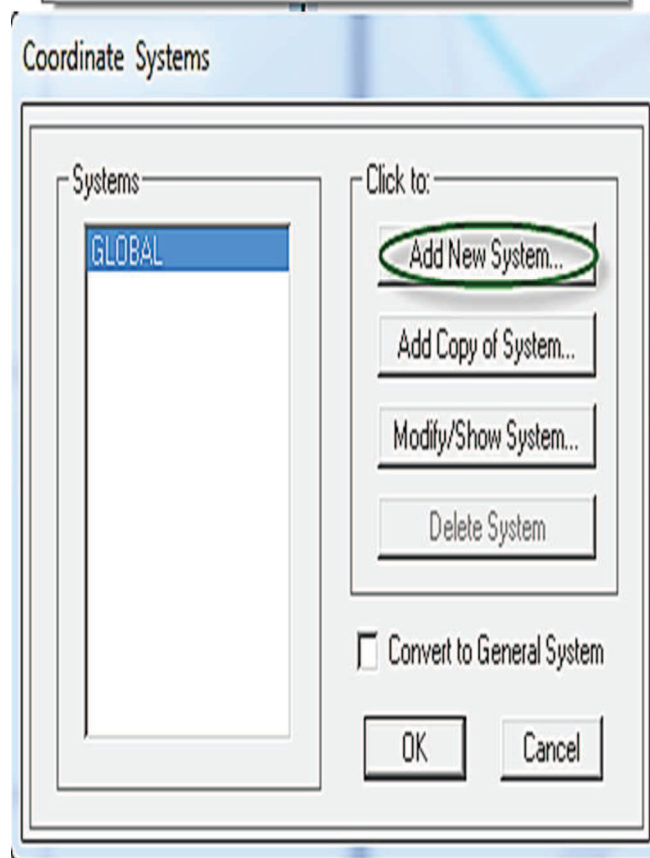
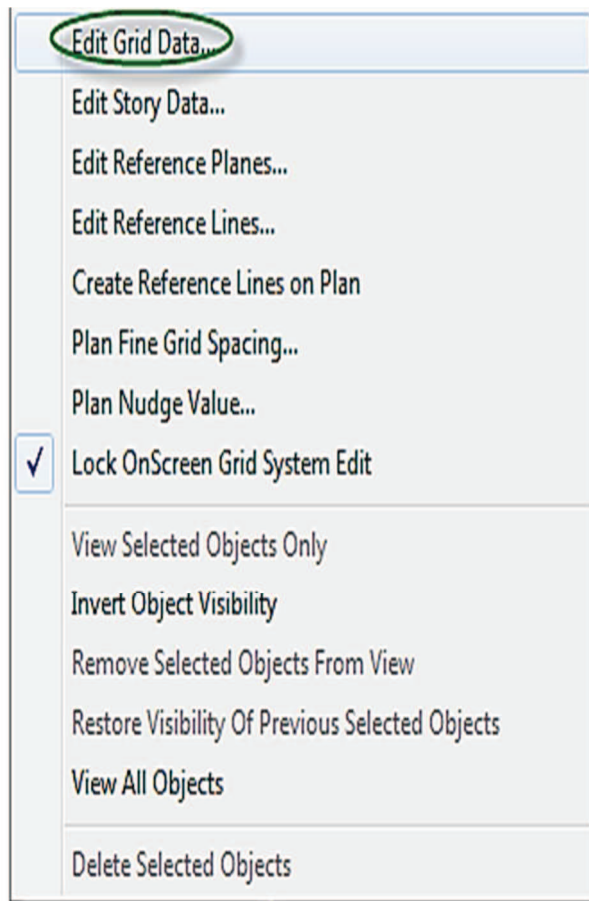


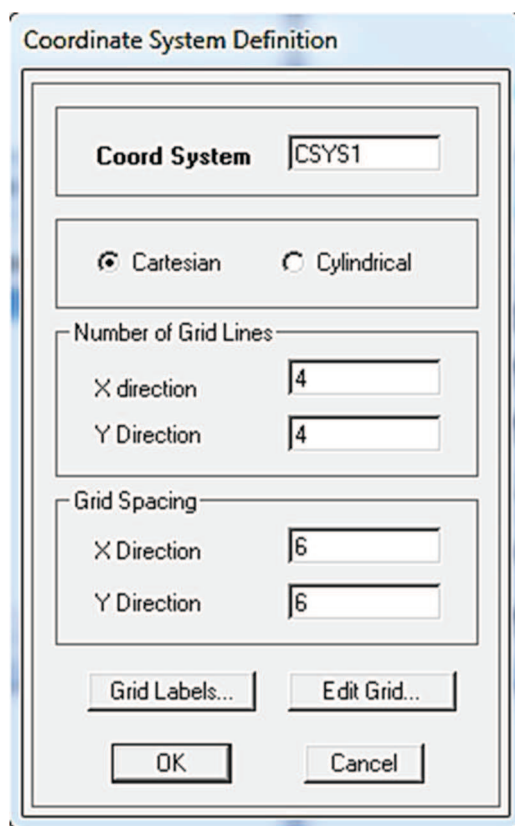
- . « **Number Lines in X Direction** » : Nombre de travées (lignes de construction) suivant X.
- . « **Number Lines in Y Direction** » : Nombre de travées (lignes de construction) suivant Y.
- . « **Spacing in X Direction** » : Espacement (constant) entre les lignes de construction suivant X.
- . « **Spacing in Y Direction** » : Espacement (constant) entre les lignes de construction suivant Y.
- . « **Number of Stories** »
: Nombre d'étages.
- . « **Typical Story Height** » : Hauteur (constante) d'étage courant.
- . « **Bottom Story Height** » : Hauteur du RDC.

Remarque:

Dans notre cas, on a affaire à un projet qui a une section en Y, donc on est obligé de créer un nouveau système cartésien incliné pour avoir notre section désirée. Et pour cela les étapes à suivre sont les suivantes :

- . Un clique sur la zone graphique une boîte de dialogue s'affiche :





Remarque

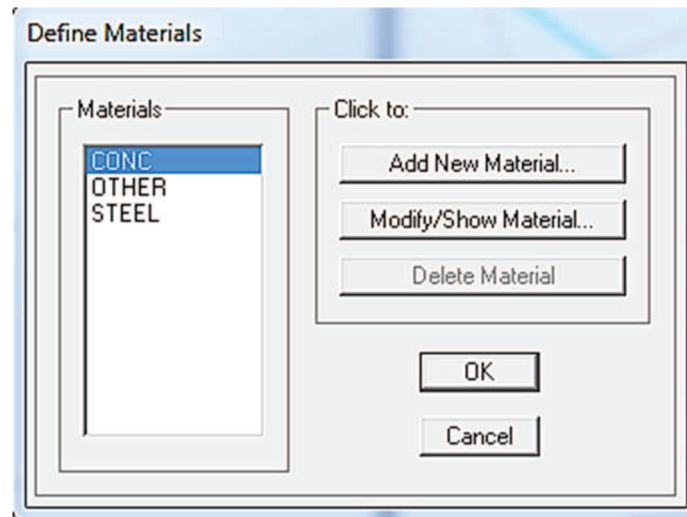
Sachant que les distances entre lignes de grilles sont différentes, elles seront modifiées ultérieurement, il n'est donc pas nécessaire de modifier les valeurs données par défaut dans la partie (**Grid Spacing**).

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en **3D** et l'autre en **2D** suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**

IV.2.b. 2^{ème} Etape : Spécifier les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments.

1. Caractéristique mécanique des matériaux

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures (**béton « conc »**). On clique sur « **Define Material properties** » puis « **Modify/show material** » Pour visualiser ou modifier les caractéristique d'un matériau qui existant déjà dans la bibliothèque de **ETABS**. Ou bien « **Define Material properties** » puis « **Add New Material** » pour ajouté un nouveau matériau.



. « **Add New Material** » : Ajouter un autre matériau.

. « **Modify/Show Material** » : Modifier/Afficher les propriétés d'un matériau.

. « **Delete Material** » : Supprimer un matériau.

En sélectionnant « **CONC** » et en cliquant sur « **Modify/Show Material** » la boîte de Dialogue suivante s'affiche :

. « **Mass per unit Volume** » : Masse par unité de volume (Masse volumique) = 2.5 KN/m^3

. « **Weight per unit Volume** » : Poids par unité de volume (Poids volumique) = 25 KN/m^3

. « **Module of Elasticity** » : Module d'élasticité = 32164200 KN/m^2 .

- . « **Poisson's Ratio** » : Coefficient de poisson.
- . « **Coeff of Thermal Expansion** » : Gradient thermique (Par défaut).
- . « **Shear Modulus** » : Module de cisaillement (Par défaut).
- . « **Specified Conc Comp Strength, f'c** » : Résistance du béton à la compression = 25000KN/m².
- . « **Bending Reinf. Yield Stress, fy** » : Résistance de l'acier à la flexion= 400000 KN/m².
- . « **Shear Reinf. Yield Stress, fys** » : Résistance de l'acier au cisaillement= 400000 KN/m².

En sélectionnant «**OTHER**» et en cliquant sur «**Modify/Show Material**» la boîte de dialogue suivante s'affiche :

Pour le matériau «**OTHER**», la masse volumique et le poids volumique sont pris égale à zéro et les autres paramètres sont laissés par défaut.

Material Property Data

Material Name : AUTRE

Display Color : Color [Blue]

Type of Material : Isotropic Orthotropic

Type of Design : Design : Concrete

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	0,
Weight per unit Volume	0,
Modulus of Elasticity	32164200,
Poisson's Ratio	0,
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06
Shear Modulus	16082100,

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)

Specified Conc Comp Strength, f'c	25000,
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000,
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000,
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	

Buttons: OK, Cancel

Remarque

Le matériau «**BETON**» est affecté aux poteaux, poutres et voiles le logiciel calcul automatiquement le poids propre de ces éléments.


Le matériau «**OTHER**» est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (Il est possible

d'affecter le matériau « **BETON** » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total ».

2. Définition des caractéristiques mécaniques des éléments

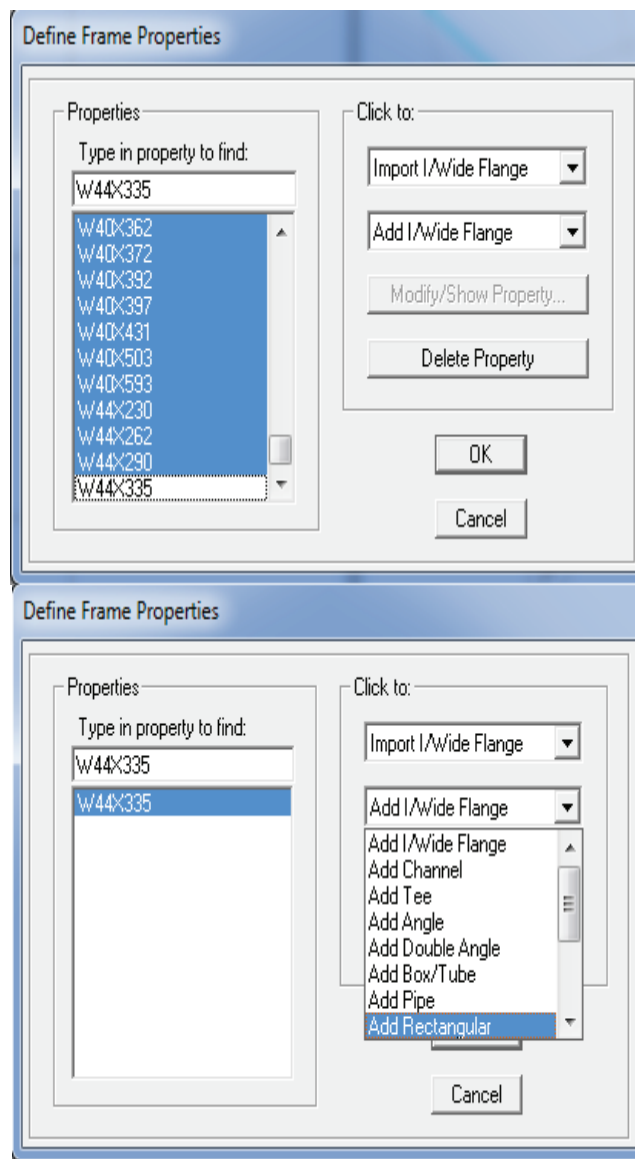
On va spécifier où définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaire, les poteaux, les dalles pleines et les voiles), qui sont en béton armé « **conc** ». Les démarches à suivre sont:

. Pour les poteaux et les poutres

. **Define** → frame sections ou ()

. **Icône properties** → on sélection tout →delete property

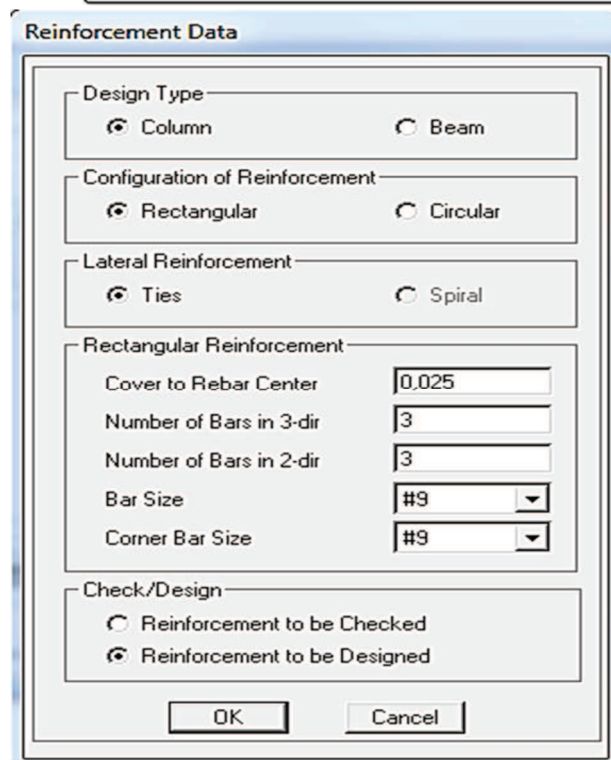
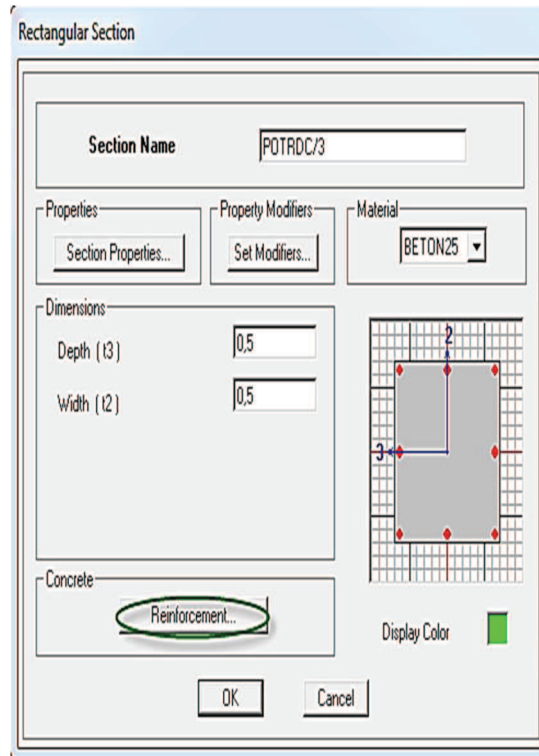
. **Icône click to** → « Add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.



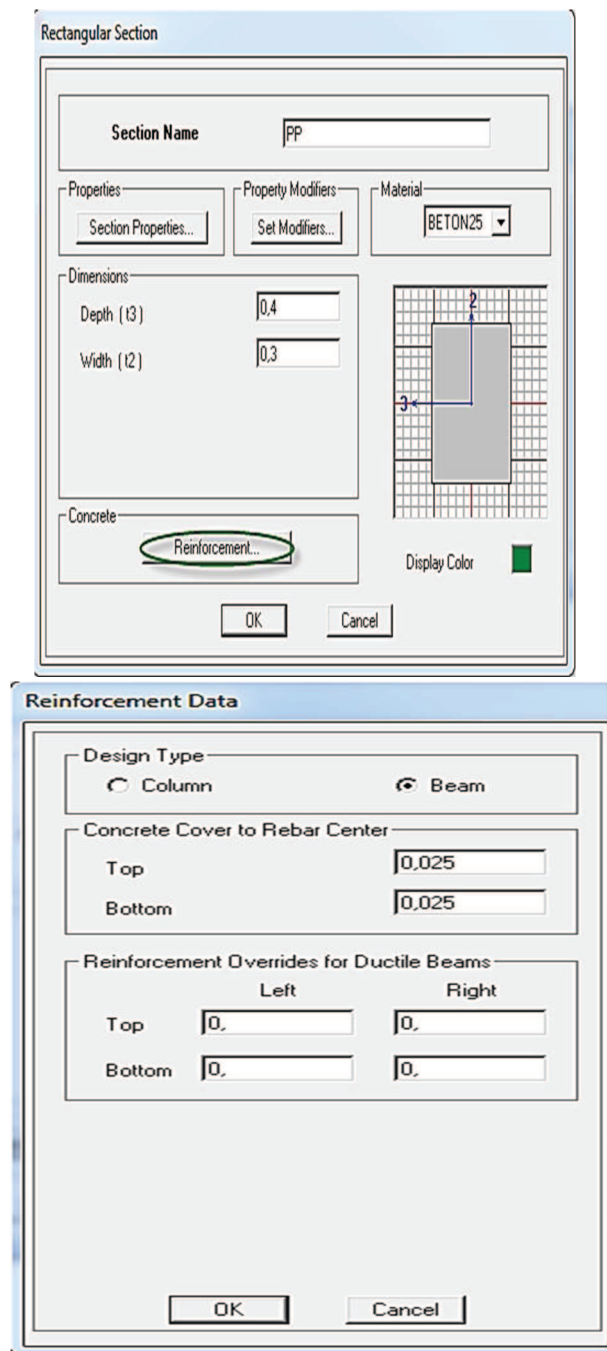
Remarque

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier : pour les poteaux → column, et pour les poutres → Beam.

Exemple
. Poteaux



. Poutre



. Pour les plancher en corps creux, dalle pleine et voile

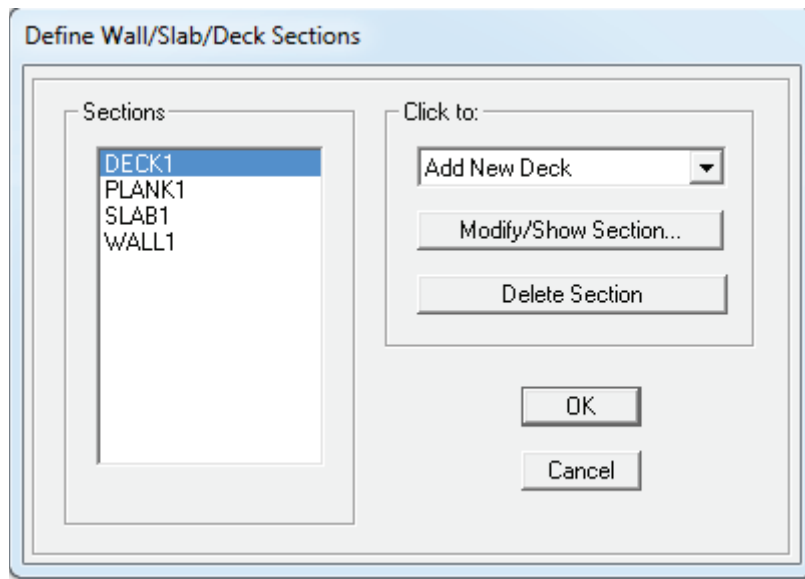
Definie → wall/ slab/ deck sections, où ()

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Élément shells : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles. Les sections de cet élément sont définies par l'épaisseur.

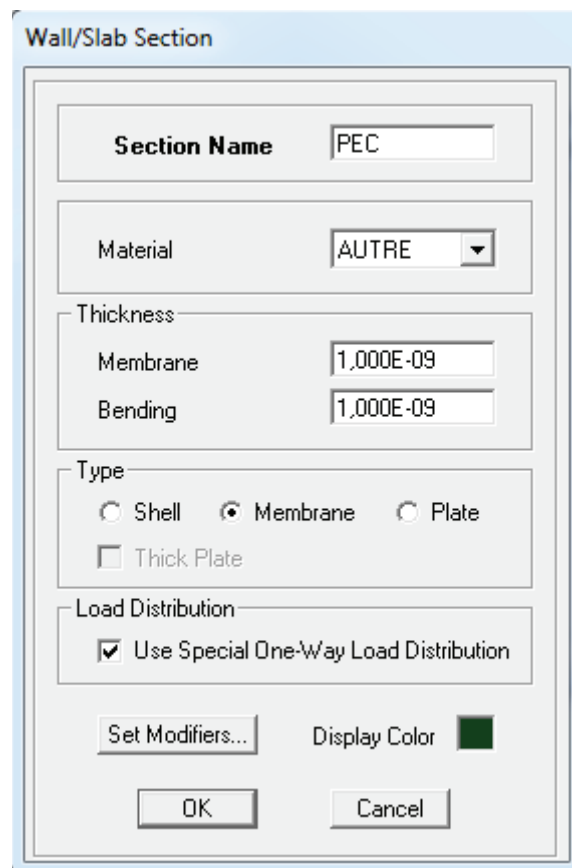
Élément membran : il est utilisé pour les éléments minces.

Élément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.



Pour ajouter un élément, il suffit de sélectionner soit « **Add New Wall** » ou « **Add New Slab** » tel que :

. **Pour plancher en corps creux**

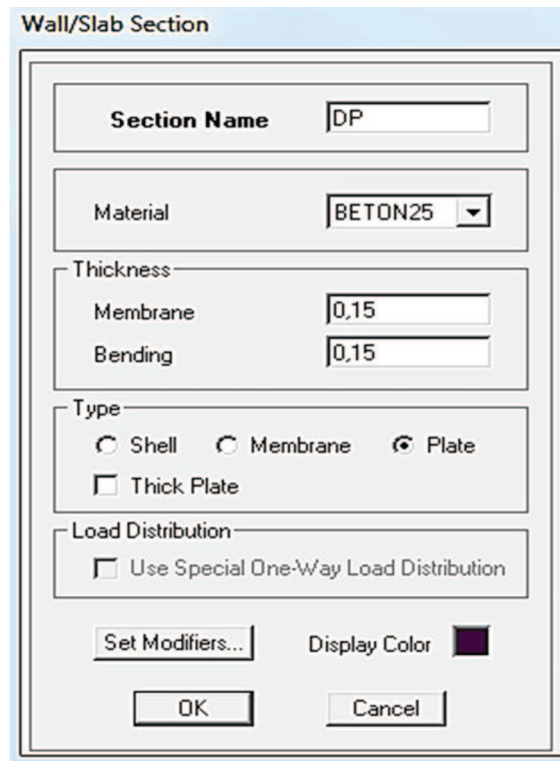


L'option « **Use Special One-Way Load Distribution** » permet de choisir le sens de distribution des charges (Sens des poutrelles).

Cette option permet uniquement la transmission des charges uniformes

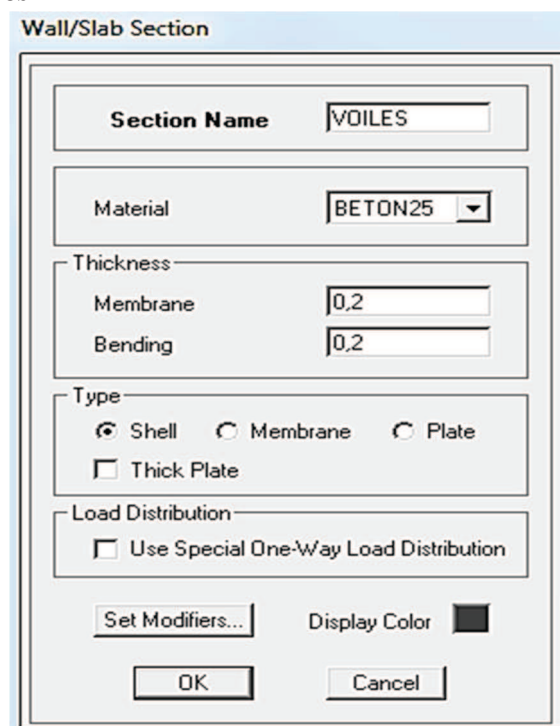
du corps creux aux poutres principales. Pour les poutres secondaires, il faut les sélectionner et les charger à part tel qu'il suffit de multiplier la charge surfacique (G ou Q) par (0.65) pour les poutres intermédiaires et par (0.65/2) pour les poutres de rives.

. Pour les dalles pleines



The screenshot shows the 'Wall/Slab Section' dialog box. The 'Section Name' field contains 'DP'. The 'Material' dropdown is set to 'BETON25'. Under the 'Thickness' section, 'Membrane' is set to 0,15 and 'Bending' is set to 0,15. In the 'Type' section, the 'Plate' radio button is selected. The 'Load Distribution' section has the 'Use Special One-Way Load Distribution' checkbox unchecked. At the bottom, there is a 'Set Modifiers...' button, a 'Display Color' color swatch (black), and 'OK' and 'Cancel' buttons.

. Pour les voiles




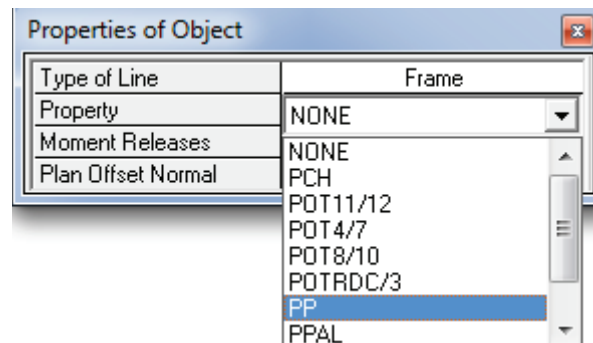
The screenshot shows the 'Wall/Slab Section' dialog box. The 'Section Name' field contains 'VOILES'. The 'Material' dropdown is set to 'BETON25'. Under the 'Thickness' section, 'Membrane' is set to 0,2 and 'Bending' is set to 0,2. In the 'Type' section, the 'Shell' radio button is selected. The 'Load Distribution' section has the 'Use Special One-Way Load Distribution' checkbox unchecked. At the bottom, there is a 'Set Modifiers...' button, a 'Display Color' color swatch (black), and 'OK' and 'Cancel' buttons.

3. Affection des éléments suivant les lignes de construction

En va se mettre sur la vue en plan et en va introduire :

. Les poutres:

Draw → Draw line objects → create lines in region 

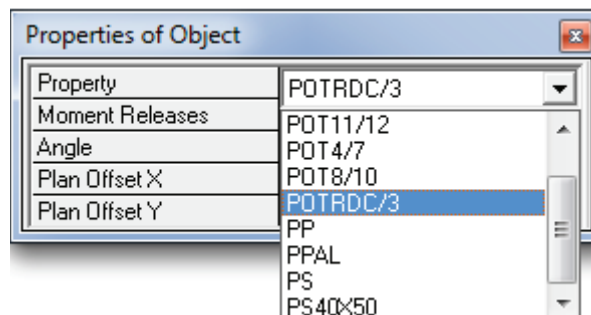


Les poteaux



Draw → Draw line objects → create columns in region or at clicks ()

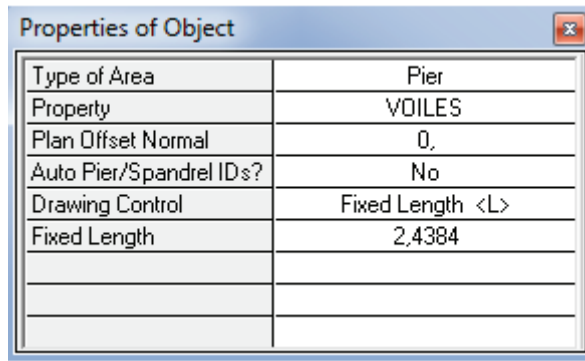
Remarque

-  cette instruction nous permet aussi d'introduire les poteaux mais il faut ce mettre en élévation.



. Les voiles

Pour modéliser les voile, l'utilisateur doit se mettre en « **Elevation View** » puit faire comme suit « Draw → Draw Area Objects → Draw Rectangular Areas (**Plan, Elev**) » ou utiliser l'icône « Draw Rectangular Areas  ». L'autre méthode est de le faire en « **Plan View** » comme suit « Draw → Draw Area Objects → Draw Walls (**Plan**) » ou à l'aide de l'icône « Draw Walls (**Plan**)  ». Cette méthode est idéale pour modéliser les bouts de voiles car elle permet de fixer des paramètres comme la longueur ou l'angle d'orientation du voile grâce à l'option « **Drawing Control** ».

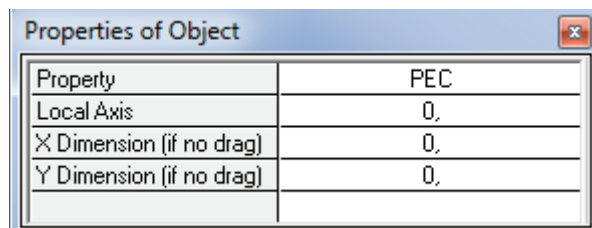


. Les dalles pleines

Pour les dalles de forme rectangulaire on se positionne sur **la vue en plan** et nous allons utiliser la même méthode que celle utilisée pour la modélisation des voiles, quand aux dalles de forme **trapézoïdale** leur modélisation se fera en cliquant sur : « Draw → Draw Area Objects → Draw Areas (Plan, Elev, 3D) ou en utilisant l'icône « Draw Areas → (Plan, Elev, 3D) ». Puis en trace la dalle en cliquant sur les **4points aux extrémités de la dalle**

. Les plancher en corps creux


La méthode est même que celle utilisé pour les dalles pleines rectangulaire. Le sens de distribution des charges (sens des poutrelles) peut être modifié grâce à l'option « Local Axis ».

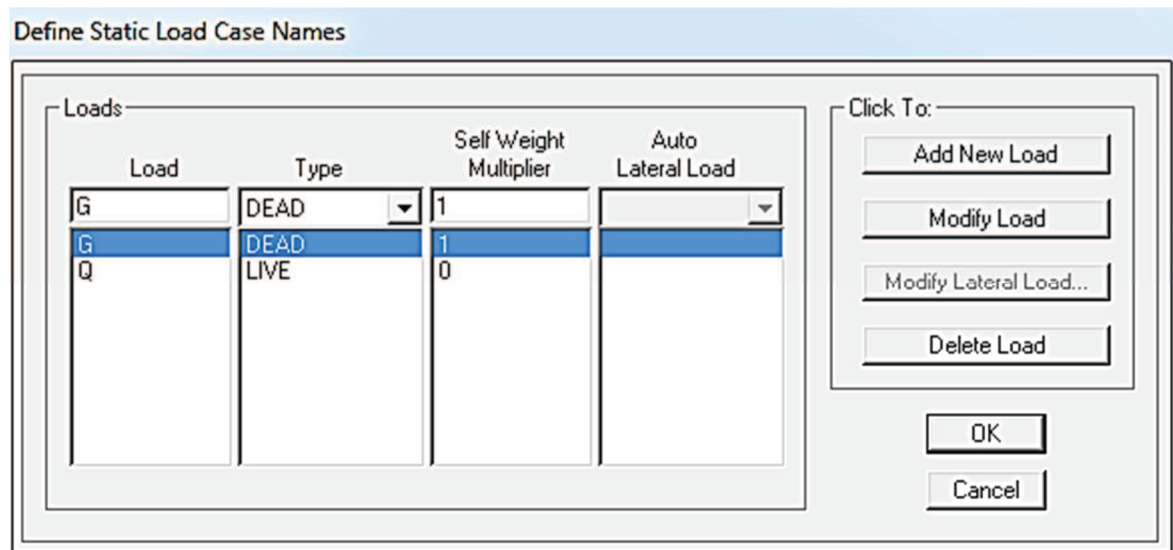


IV.2.c. 3^{ème} Etape : Introduire les charges statiques et dynamiques

1. Charges statiques

a. Poids propre de la structure

La structure est soumise a des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define** → **Load Cases** où on utilise l'icône  une boîte de dialogue intitulée « Define Static Load Case Names » apparait tel que les paramètres doivent être définies comme suit :



Remarque

En introduisant la valeur **1** dans la case (**Self Weight Multiplier**), le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en le rajoutant **automatiquement** aux charges permanentes **G**.


b. Charges statiques pour les éléments linéaires

Pour introduire ces charges il faut :


- . Sélectionner le ou les éléments linéaires en question (Poutres, poutrelles ...).
- . Choisir le cas de charge.
- . Introduire l'intensité des charges (G et/ou Q).

Plusieurs cas de charges sont disponibles :


· Charges concentrées

Pour l'introduction d'une charge concentrée la procédure à suivre est « Assign → Frame/Line Loads → Point  » Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), le point d'application de la charge, son intensité et sa direction.

· Charges réparties

Pour l'introduction d'une charge répartie la procédure à suivre est « Assign → Frame/Line Loads → Distributed  » Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité, sa direction et choisir entre une charge uniforme «Uniform Load » et une charge trapézoïdale «Trapezoidal Loads ».


· Charges thermiques


Pour l'introduction d'une charge thermique la procédure à suivre est «Assign → Frame/Line → Loads → Temperature  »

c. Charges statiques pour les éléments surfaciques

Pour introduire ces charges il faut :

- . Sélectionner le ou les éléments surfaciques en question (Dalles pleines, planché en corps creux ...).
- . Choisir le cas de charge.
- . Introduire l'intensité des charges (G et/ou Q).

Pour l'introduction d'une charge répartie la procédure à suivre est « Assign → Shell/Area Loads → Uniform  » Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité et sa direction.

Pour l'introduction d'une charge thermique la procédure à suivre est « Assign → Shell/Area Loads → Temperature  »

Remarque


Il est possible de visualiser graphiquement les différents cas de charges (Avec leurs intensités)

Grâce à l'instruction « Display Show Loads » puis choisir entre « Joint/Point Loads », « Frame/Line Loads » et « Shell/Area Loads » pour visualiser les charges voulues.

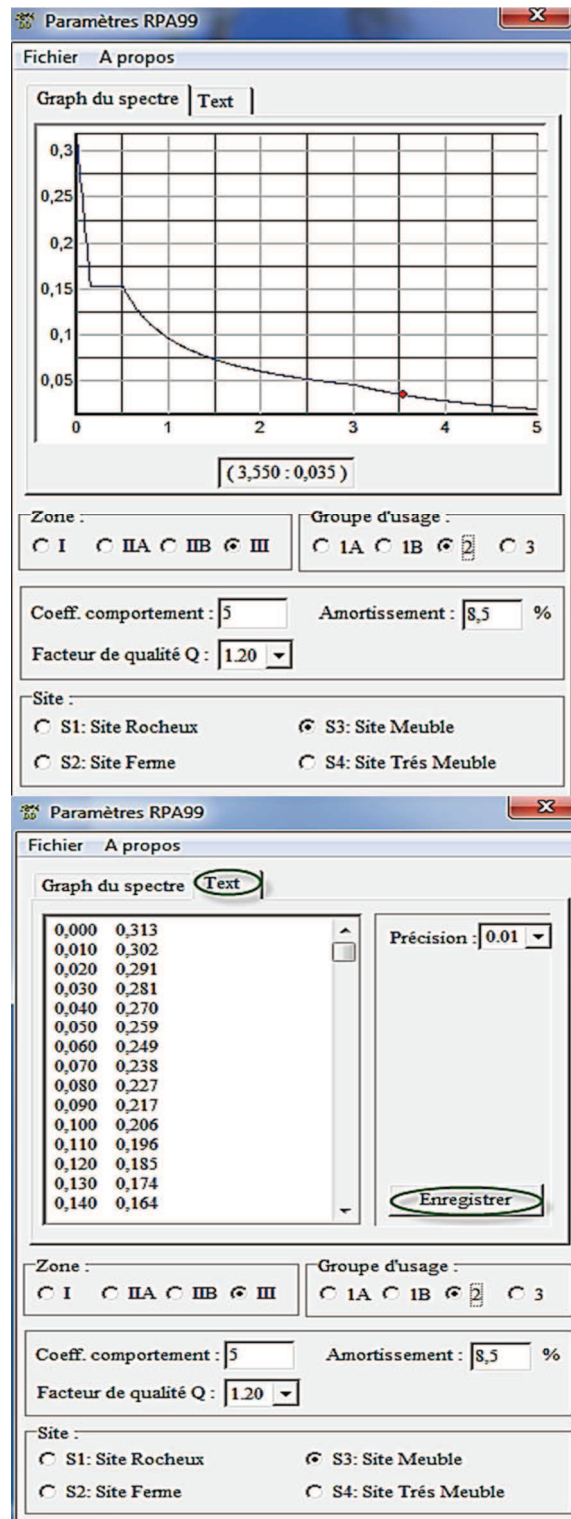
2. Charges dynamique (sismique)

L'introduction du chargement dynamique (Sismique) passe par trois principales étapes

. 1^{ère} étape : Définition du spectre de réponse

Le spectre de réponse est défini grâce à l'application externe  qui permet d'établir ce spectre sous forme de graphique ou de fichier Texte en fonction des différents paramètres de la structure (Zone, groupe d'usage, coefficient de comportement, Facteur de qualité Q, Remplissage et Site l'implantation).

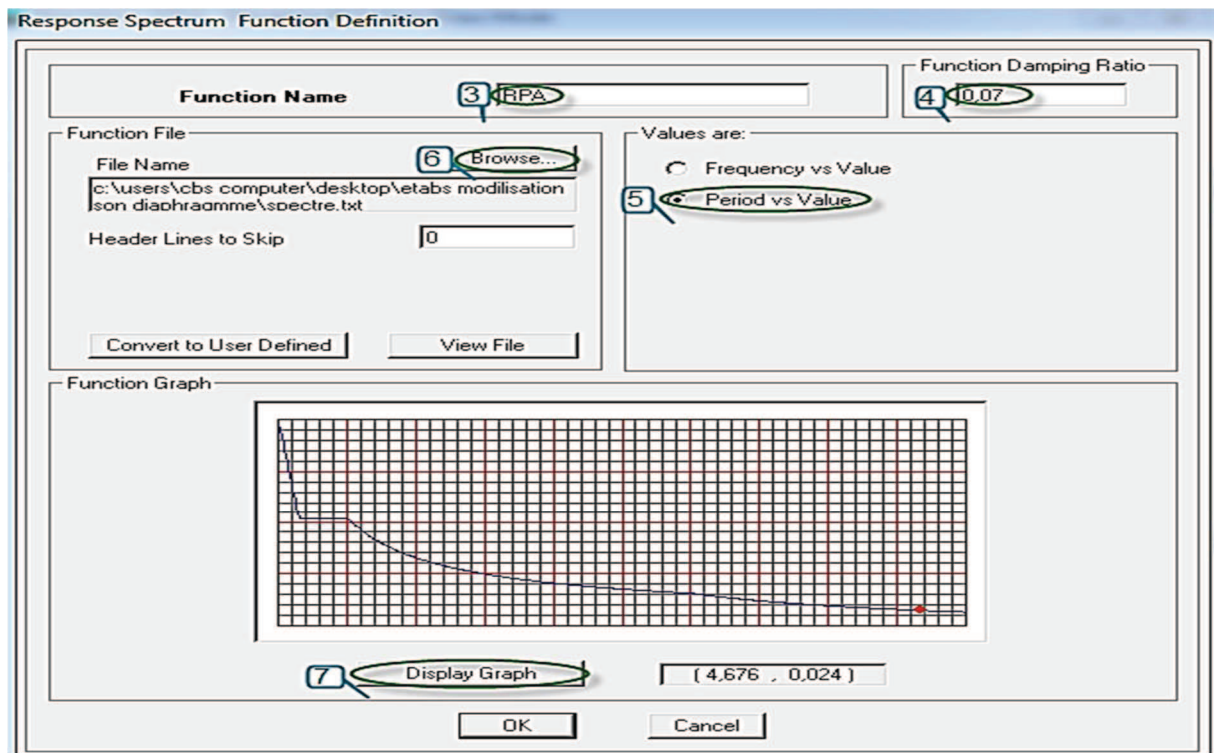
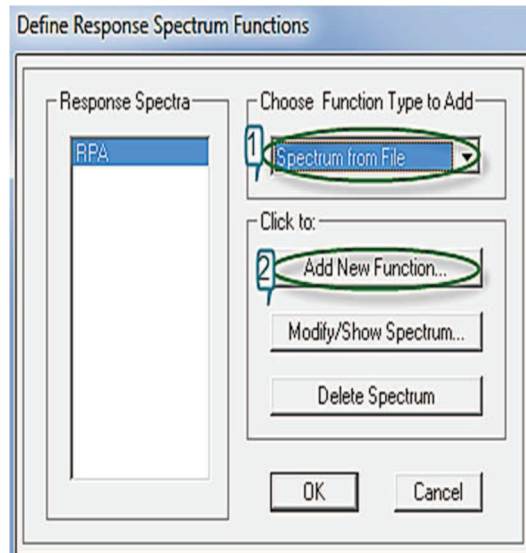
Après avoir été établie, le spectre de réponse est enregistré sous forme de fichier Texte pour être importé dans ETABS par la suite.



. 2^{ème} étapes : introduction du spectre

L'introduction du spectre de réponse dans ETABS se fait suivant le cheminement suivant

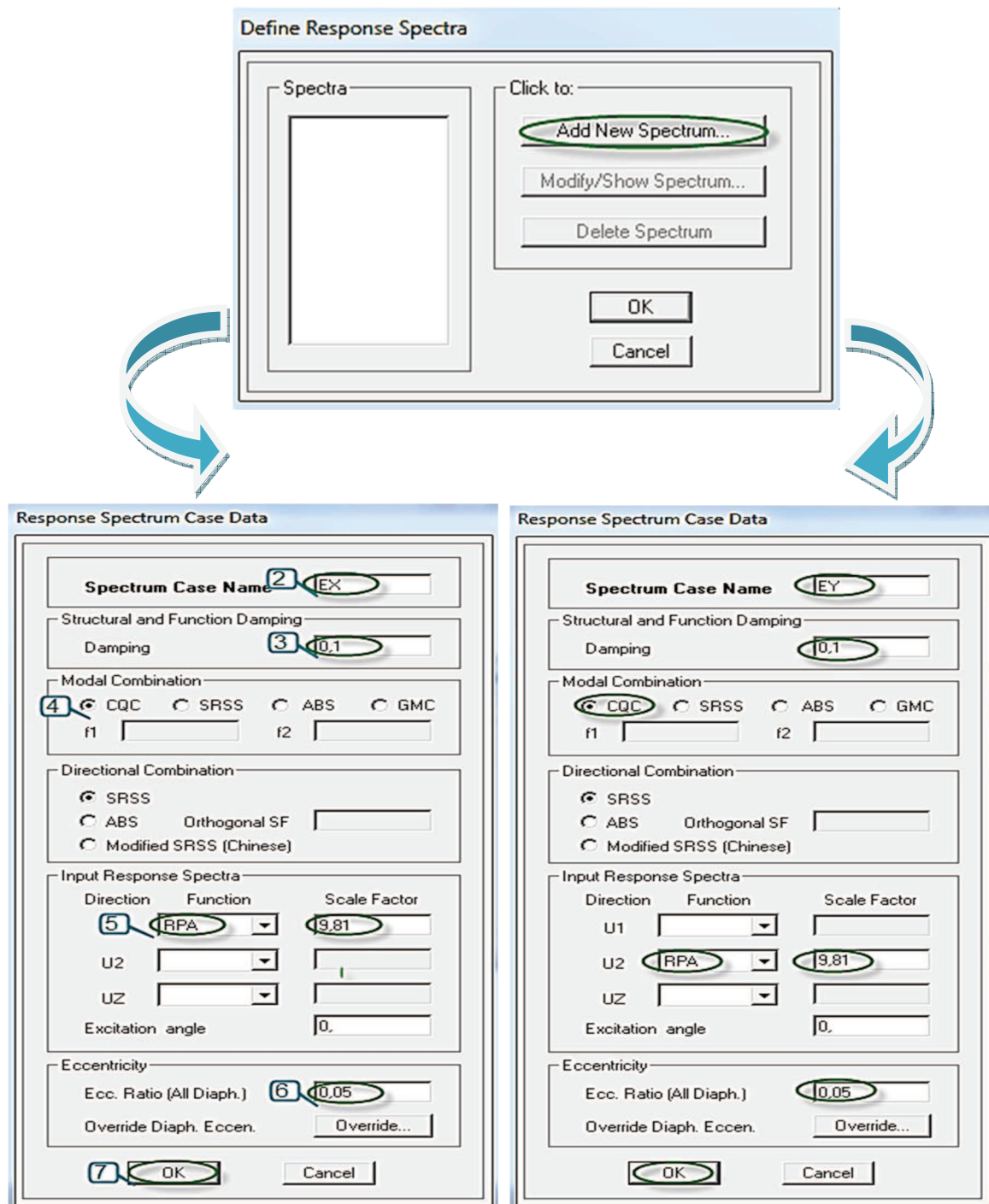
« Définir → Response Spectrum Functions » ou grâce à l'icône « Response Spectrum Functions » tel que les étapes à suivre sont les suivantes :



. 3^{ème} étapes : Définir la charge sismique

Define → Reponse spectrum cases

Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale.



3. Combinaison de charge

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges. Définir → load combinations

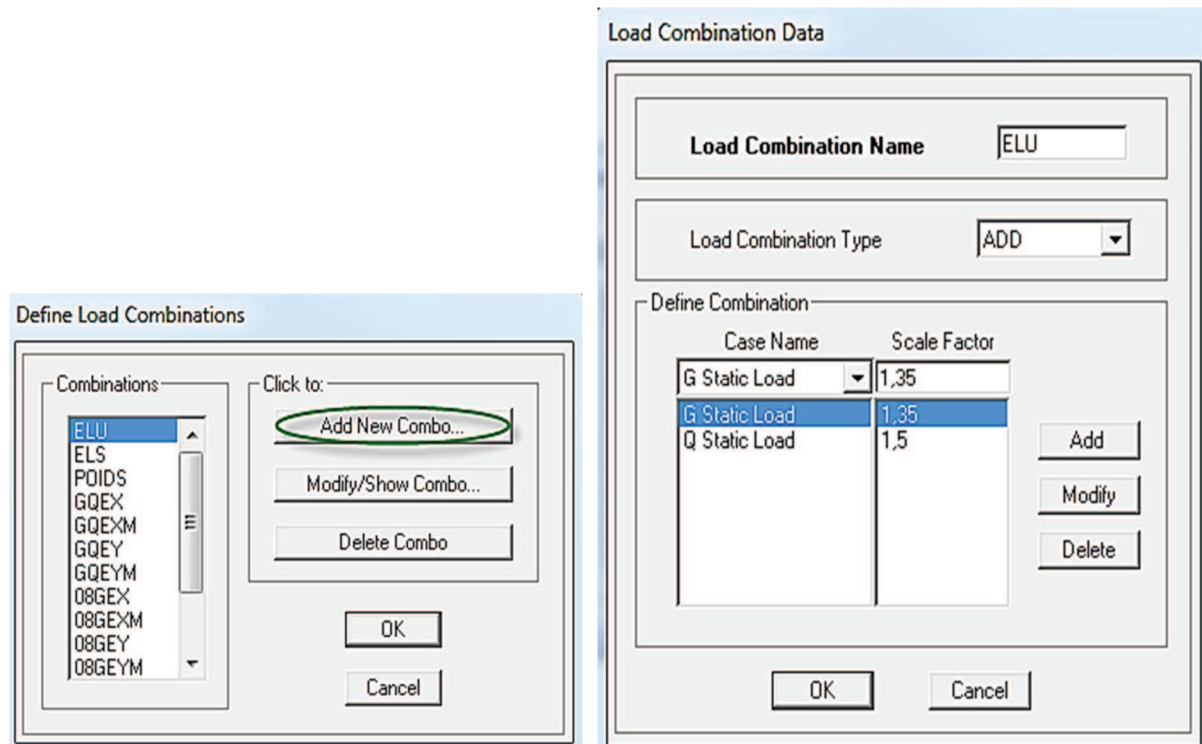
On introduit les combinaisons de charges :

Les combinaisons accidentelles d'après RPA

$G+Q \pm E, 0.8G \pm E, G+Q \pm 1.2E$

D'après le BAEL les combinaisons de charges sont :

ELU : $1.35G+1.5G, ELS : G+Q$



IV.2.d. 4^{ème} étapes : Spécifier les conditions aux limite

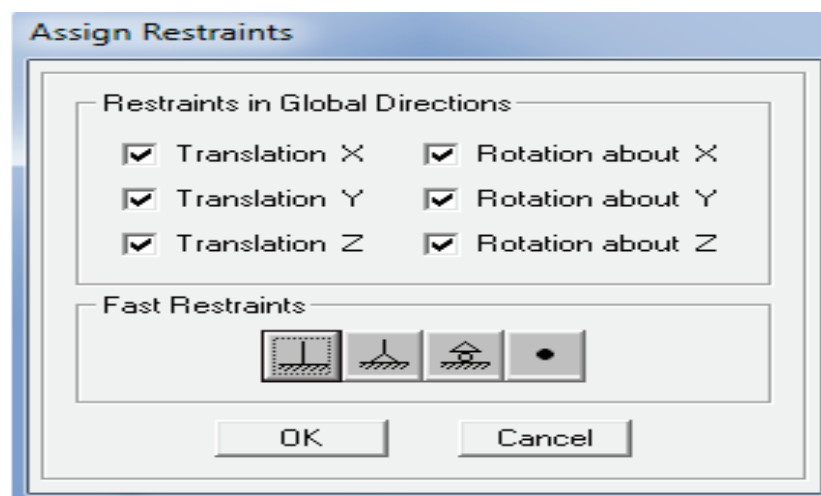
Dans cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

1. Appuis :

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans le modèle de l'ETABS on :

- Sélectionne les nœuds à la base.
- Ramenant l'instruction suivante :

Assing → joint/ point → restraints.



2. Définition de la masse sismique

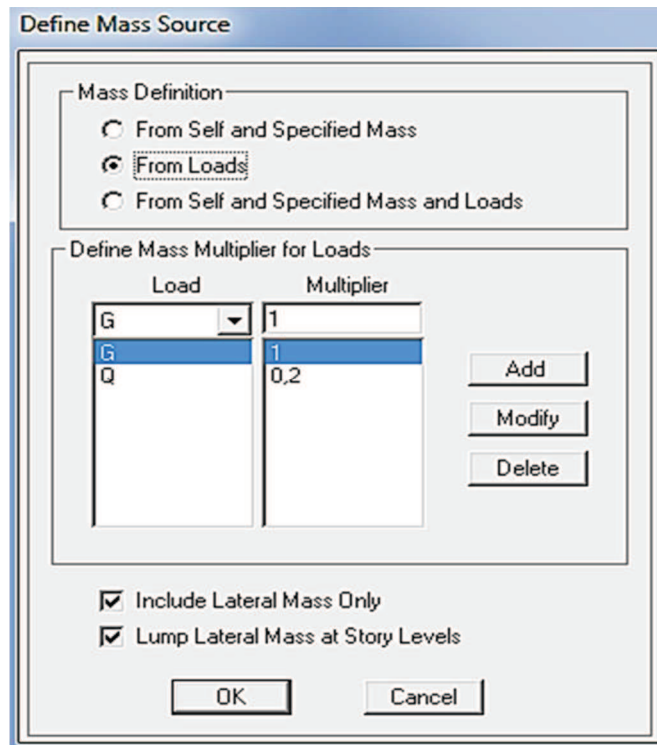
La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excitée par le séisme dont cette masse égale :

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$


β : Coefficient de pondération, $\beta = 0.2$.

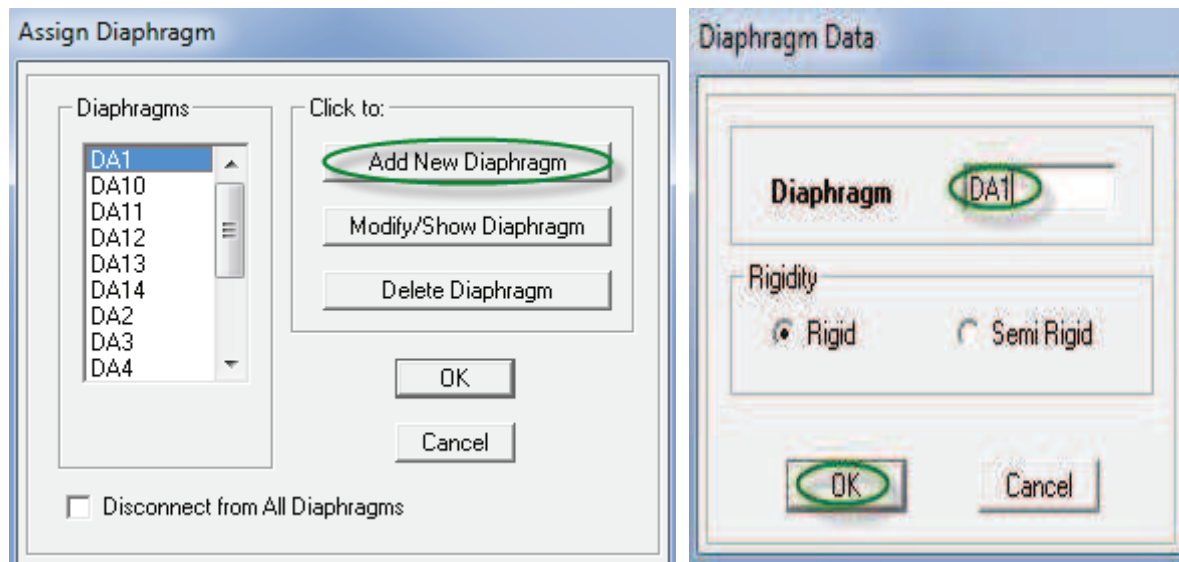
L'instruction : Define → masse source 

Nous permettons l'introduction de cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.



3. Les diaphragmes

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 clique sur : **Assing** → joint/ point → Diaphragme . Une de dialogue intitulée **Assing Diaphragme** apparaît tel que les paramètres doivent être définis comme suite :



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case on clique sur **OK** pour valider.


On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV.2.e. 5^{ème} étapes : Lancer l'analyse

Avant de lancer l'analyse, il y'a lieu de spécifier le nombre de modes, pour se faire, l'utilisateur doit suivre le cheminement suivant « Analyze → Set Analysis Options → Set Dynamic Parameters » puis entrer le nombre de modes dans la case « Number of Modes ». Aussi, dans la boîte de dialogue « Analysis Options » cocher « Full 3D » pour une analyse en trois dimensions et « Include P-Delta » pour l'analyse du second ordre P-Delta.

Pour vérifier le model, l'utilisateur doit procéder de la manière suivante « Analyze → Check

Model » cocher toutes les cases avant de cliquer sur OK.

Le lancement de l'analyse se fait dans « Analyze → Run Analysis », à l'aide de l'icône « Run Analysis  » ou avec la touche F5 du clavier.

IV.2.f. 6^{ème} étapes : Visualiser les résultats

Voici quelques instructions utiles lors du dimensionnement d'un bâtiment :

. « Modal Participating mass Ratios »

Permet de déduire le pourcentage de participation massique ainsi que la période propre de la structure. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Display → Show Table → Modal Information → Building Modes → Modal Participating Mass Ratios.

. « Beam Forces »

Permet de déduire les efforts internes (Moments et efforts tranchants) dans les poutres. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Sélectionner les poutres en question Display → Show Tab → Frame Output Table : Beam Forces Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » Cliquer sur OK.

. « Column Forces »

Permet de déduire les efforts internes (Efforts normaux, moments et efforts tranchants) dans les poteaux. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Sélectionner les poteaux en question Display → Show Tables → Frame Output Table : Column Forces Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » Cliquer sur OK.

Remarque

Les efforts de traction et de compression sont donnés par la colonne « **P** », et l'effort tranchant par les colonnes « **V2** » et « **V3** ».

On utilise l'option « **Trier et Filtrer** » pour avoir les valeurs négatives qui correspondent à la compression et les valeurs positives qui correspondent à la traction.

. « Area Element Forces »

Permet de déduire les efforts internes (Efforts normaux, moments et efforts tranchants) dans les voiles. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Sélectionner les voiles en question Display → Show Tables → Area Forces and Stresses Table : Area Element Forces Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » Cliquer sur OK.

. « Area Element Stresses »

Permet de déduire les contraintes (normales et tangentielles) dans les voiles. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Sélectionner les voiles en question Display → Show Tables → Area Forces and Stresses Table : Area Element Stresses Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » Cliquer sur OK.

. « Points Displacements »

Permet de déduire les déplacements absolus des différents étages. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Display → Show Tables → Displacement → Displacements Data Table : Point Displacements Cliquez sur OK.

. « Story Shears »

Permet de déduire le poids propre des différents étages leurs efforts tranchants ainsi que les moments agissant sur ces derniers. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Display → Show Tables → Building Output Table : Story Shears Sélectionner le « **E_x** » et « **E_y** » pour déduire les efforts tranchants d'étages

et la combinaison poids pour déduire le poids de la structure (Dans Story 1 et Bottom).

IV.3. Précautions à prendre lors de la modélisation

Pour les structure ayant une même architecture du forme irrégulière « Y, L » il faut :

. Faire confondre l'axe de symétrie de la structure avec l'axe globale de logicielle

Afin d'obtenir un pourcentage de participation massique correcte, il est nécessaire de faire confondre l'axe de symétrie de la structure (**axe local**) avec l'un des deux axes **globaux** du logiciel « ETABS ». Pour une même disposition de voiles (Celle adoptée par le bureau d'étude) les résultats diffèrent tel que :

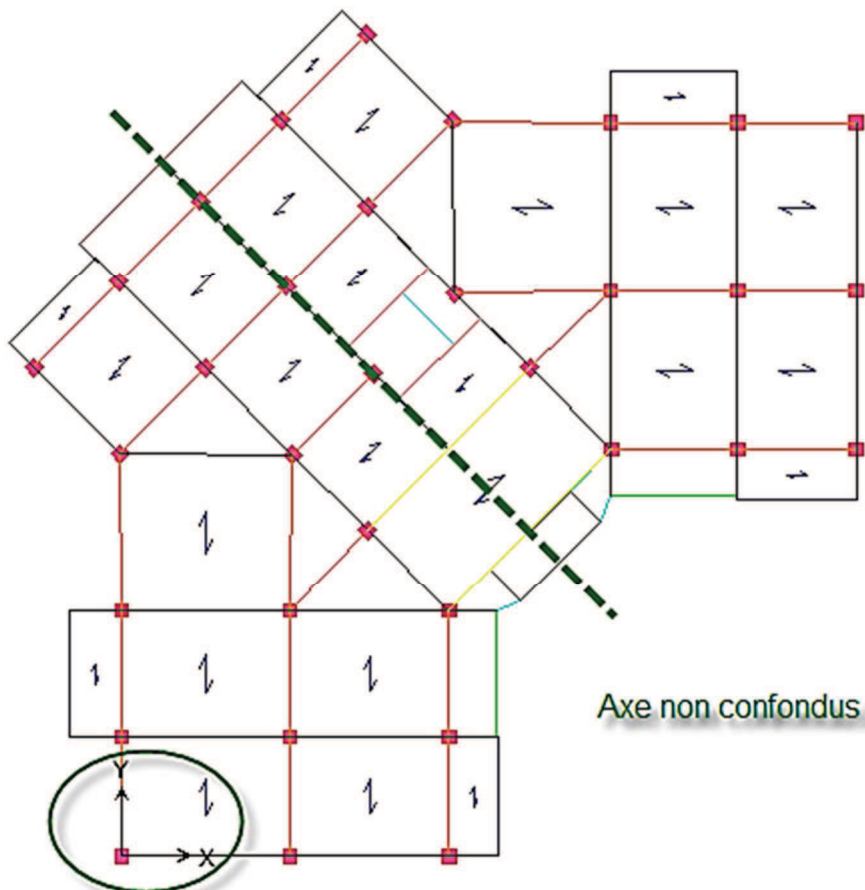
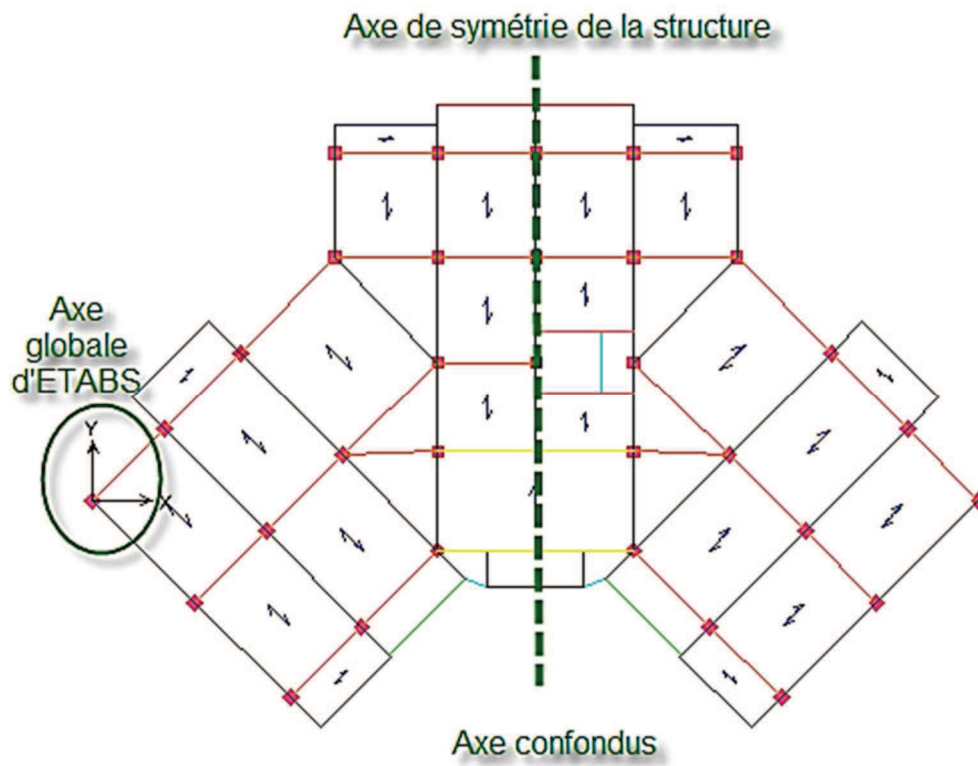


Tableau IV.1. Résultat de comparaison du comportement modale entre une structure à axe De symétrie confondue et non-confondus avec l'un des deux axes de logicielle.

	Axe non-confondus			Axe confondus		
	UX	UY	RZ	UX	UY	RZ
Mode 1	39.1933	37.6188	1.8797	0.0002	78.6347	0.0009
Mode 2	2.0743	10.6992	66.7696	22.7365	0.0003	56.8518
Mode 3	37.8004	30.7615	10.8680	56.7236	0.0008	22.6587

Conclusion

Comme on voit le logiciel **ETABS** facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser et d'interpréter : la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, le centre de masse et le centre de rigidité, les déplacements inter étages, la résultante des forces pour des éléments spécifiés, etc.

V.1. Introduction

La réponse d'un bâtiment à un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Les structures relativement flexibles (porteur ou cadre) se comportent mieux sous l'action sismique, due au fait qu'elles absorbent l'énergie sismique (structure ductile), cependant l'analyse de ces structures montre que ce type doit supporter d'importants déplacements relatifs entre étages consécutifs et par conséquent des dommages sévère sur les éléments non structuraux.

Lors de tremblement de terre importante, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés. Mis à part leur rôle d'élément porteur vis-à-vis des charges verticales, les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Dans le présent travail nous étudierons et comparons le comportement au séisme, des constructions en portique (poteau-poutre) et mixte (portique-voiles) en tenant compte des critères de comparaison suivante :

- . Déplacement relatifs latéraux inter-étage.
- . Comportement dynamique.
- . Effort internes dans les éléments structuraux (Poutres principales, Poutres secondaires, et poteaux).

Notre comparaison sera faite, en faisant une certaine distraction entre l'exploitation de nos résultats en utilisant la combinaison à l'ELU, et les combinaisons accidentelles.

V.2. Résultats du système de contreventement par portique auto-stable

a. Comportement dynamique

Tableau V.1 : Caractéristiques dynamiques de la structure auto-stable.

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	
1	1.692797	0.0002	78.6411	0.0018	0.0002	78.6411	Trans Y-Y
2	1.613428	22.2115	0.0009	57.3846	22.2116	78.6420	Torsion
3	1.584517	57.2563	0.0012	22.1316	79.4679	78.6431	Trans X-X
4	0.583747	0.0001	11.2901	0.0002	79.4680	89.9332	-
5	0.557888	3.3414	0.0001	7.3440	82.8094	89.9333	-
6	0.544574	7.6162	0.0002	3.3779	90.4256	89.9334	-
7	0.336840	0.0001	4.0014	0.0001	90.4257	93.9348	-

. La période propre de la structure est de **1.6928 s**, elle est relativement élevée donc notre structure est souple.

. Le premier mode de vibration est une translation dans le sens **Y-Y**, il mobilise plus de **70%** de la masse modale de la structure.

. Le deuxième mode de vibration est une torsion ce qui fortement déconseillé.

. Le troisième mode de vibration est une translation dans le sens **X-X**, il mobilise plus de 50% de la masse modale de la structure.

. Le nombre de modes à prendre en considération est **7 modes**. Car c'est à ce mode que la somme des masses modales effectives pour les modes retenues atteint les 90% dans les deux directions « X », « Y » (**Article 4.3.4 du RPA99**) [01].

. Oscillations de torsion

Les oscillations de torsion sont dues à la mauvaise conception des constructions, car le sol ne tourbillonne pas [05]. Lors des séismes, les parties plus défavorables des ouvrages vrillent autour des parties les plus rigides, subissent ainsi à chaque niveau des déplacements horizontaux différents [06], [07].

Ce phénomène est expliqué plus loin, les bâtiments supportent très mal les oscillations de torsion. Il s'agit de l'un des phénomènes les plus destructeurs [06], [07].

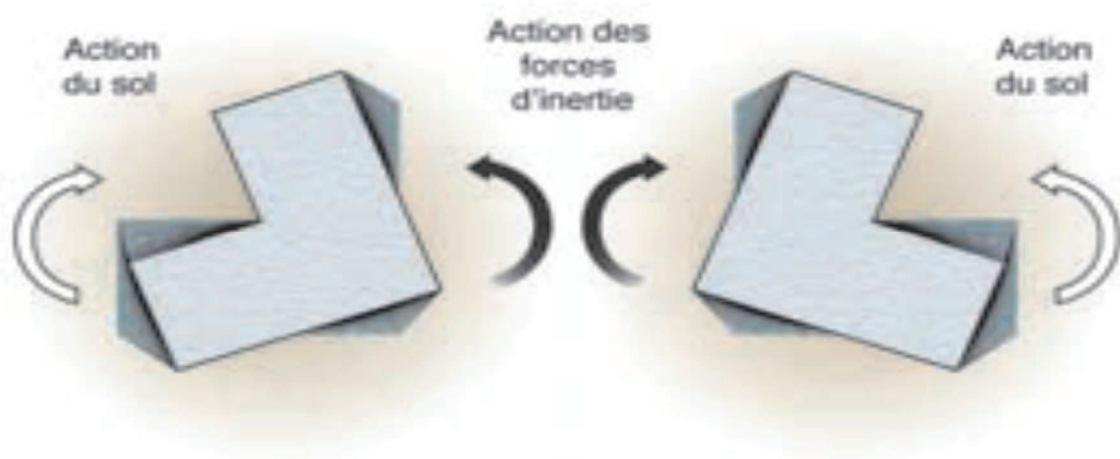


Figure V.1. Oscillations de torsion.

b. Effort internes dans les éléments structuraux

En sélectionnant la combinaison de l'ELU ($1,35G + 1,5Q$) ainsi que les seize combinaisons de l'action sismique ($G + Q \pm E$; $0,8G \pm E$; $G + Q \pm E45$; $0,8G \pm E45$).

1. Poutre principale**Tableau V.2** : Effort internes dans les poutres principales de la structure auto-stable.

Combinaison	ELU	G + Q ± E	0.8G ± E
Moment maximal aux appuis_{inf} (M₃) KN.m	35.417	194.03	201.289
Moment maximal aux appuis_{sup} (M₃) KN.m	-67.403	-240.51	-233.252
Moment en travée (M₃) KN.m	43.226	95.331	62.174
Effort tranchant (V₂) KN	109.74	134.68	124.58

2. Poutre secondaire**Tableau V.3** : Effort internes dans les poutres secondaires de la structure auto-stable.

Combinaison	ELU	G + Q ± E	0.8G ± E
Moment maximal aux appuis_{inf} (M₃) KN.m	31.871	107.354	104.123
Moment maximal aux appuis_{sup} (M₃) KN.m	-35.44	-111.395	-109.533
Moment en travée (M₃) KN.m	11.533	41.376	35.124
Effort tranchant (V₂) KN	24.55	78.75	78.10

3. Poteaux

En sélectionnant la combinaison de l'ELU (1,35G +1.5Q) ainsi que les huit combinaisons de l'action sismique (G + Q ± 1.2E ; 0.8G ± E ; G + Q ± 1.2E45 ; 0.8G ± E45). On prend comme un exemple les poteaux de RDC/3.

Tableau V.4 : Effort internes dans les poteaux de la structure auto-stable.

	Effort normal max de compression [KN]	Moment correspondant max (M ₂ , M ₃) [KN.m]	Effort normal minimum de traction [KN]	Moment correspondant max (M ₂ , M ₃) [KN.m]	Moment maximum max (M ₂ , M ₃) [KN.m]	Effort normal correspondant [KN]	Effort tranchant V ₂ [KN]
ELU	-3092.2	52.101	/	/	95.993	-3078.9	86.42
G + Q ± 1.2E	-3284.49	250.224	/	/	375.475	-1056.89	239.9
0.8G ± E	-2416.33	214.894	14.47	72.129	303.962	-604.43	194.05

c. Déplacement relatifs latéraux inter-étage

Parmi l'une des vérifications exigées par le RPA99/ version 2003 [01], concerne les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents. C'est pour cela selon l'article 4.4.3 du RPA99/ version 2003 [01], l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$

Avec :

. Δ_k : Déplacement latéral relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » son expression est donnée comme suit : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$; Où $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

. $\bar{\Delta}_k$: Déplacement latéral admissible ($\bar{\Delta}_k = 0.001 \times h_{\text{étage}}$)

Tel que :

. δ_{ek} : Déplacement absolu (**Déterminer de l'ETABS sous la combinaison accidentelle**).

. **R** : Coefficient de comportement global de la structure (**Donnée par le tableau 4.3 du RPA99**). Avec **R= 3.5** (Portique auto-stables avec remplissage en maçonnerie rigide).

Tableau V.5 : Déplacement latéraux inter-étage de la structure auto-stable.

Niv	δ_{ex}^k [m]	δ_{ey}^k [m]	R	δ_x^k [m]	δ_y^k [m]	Δ_{ex} [m]	Δ_{ey} [m]	$\bar{\Delta}_k$ [m]	Observation
14	0.0752	0.093	3.5	0.2632	0.3255	-0.0042	0.0007	0.0306	Oui
13	0.0764	0.0928	3.5	0.2674	0.3248	0.0087	0.0108	0.0306	Oui
12	0.0739	0.0897	3.5	0.2587	0.3140	0.0133	0.0168	0.0306	Oui
11	0.0701	0.0849	3.5	0.2454	0.2972	0.0144	0.0182	0.0306	Oui
10	0.066	0.0797	3.5	0.231	0.2790	0.0178	0.0221	0.0306	Oui
9	0.0609	0.0734	3.5	0.2132	0.2569	0.0207	0.0252	0.0306	Oui
8	0.055	0.0662	3.5	0.1925	0.2317	0.0203	0.0252	0.0306	Oui
7	0.0492	0.059	3.5	0.1722	0.2065	0.0227	0.0276	0.0306	Oui
6	0.0427	0.0511	3.5	0.1495	0.1789	0.0249	0.0301	0.0306	Oui
5	0.0356	0.0425	3.5	0.1246	0.1488	0.0266	0.0322	0.0306	Non
4	0.028	0.0333	3.5	0.098	0.1166	0.0255	0.0308	0.0306	Non
3	0.0207	0.0245	3.5	0.0725	0.0858	0.0266	0.0322	0.0306	Non
2	0.0131	0.0153	3.5	0.0459	0.0536	0.0263	0.0308	0.0306	Non
1	0.0056	0.0065	3.5	0.0196	0.0228	0.0196	0.0228	0.0358	Oui

On constate que les exigences de l'article 4.4.3 du RPA99/ version 2003 ne sont pas vérifiées pour la structure auto-stable.

V.3. Résultats du système de contreventement mixte (variante proposée suivant les plans d'architecture).

a. Comportement dynamique

Tableau V.6 : Caractéristique dynamique de la structure mixte

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	
1	1.134229	42.2947	0.0685	30.8472	42.2947	0.0685	Torsion
2	0.925153	0.0051	68.9518	0.2478	42.2997	69.0204	Trans Y-Y
3	0.799698	30.5676	0.1882	38.2838	72.8673	69.2085	Torsion
4	0.334485	8.8693	0.0059	5.0832	81.7366	69.2144	-
5	0.230504	0.0001	16.6627	0.0136	81.7367	85.8771	-
6	0.193679	5.7604	0.0062	11.2371	87.4971	85.8833	-
7	0.164699	3.3196	0.0013	2.0567	90.8167	85.8846	-

8	0.100467	0.1131	6.0706	0.0627	90.9898	91.9552	
----------	----------	--------	--------	--------	---------	---------	--

. La période propre de la structure est de **1.1342 s**, elle est relativement basse donc notre structure est rigide.

. Le deuxième mode de vibration est un mode de translation suivant le sens « Y-Y » il mobilise plus de **68.9518%** de la masse modale de la structure, le deuxième et le troisième mode de vibration sont une torsion.

. Le nombre de modes à prendre en considération est **8 modes**. Car c'est à ce mode que la somme des masses modales effectives pour les modes retenues atteint les **90%** dans les deux directions « X », « Y » (Article 4.3.4 du RPA99) [01].

b. Effort internes dans les éléments structuraux

En sélectionnant la combinaison de l'ELU (**1,35G +1.5Q**) ainsi que les seize combinaisons de l'action sismique (**G + Q ± E ; 0.8G ± E ; G + Q ± E45 ; 0.8G ± E45**).

1. Poutre principale

1.1. Poutre principale proche des voiles

Tableau V.7 : Effort internes dans les poutres principales proche des voiles (Système mixte).

Combinaison	ELU	G + Q ± E	0.8G ± E
Moment maximal aux appuis_{inf} (M₃) KN.m	49.479	117.244	116.984
Moment maximal aux appuis_{sup} (M₃) KN.m	-83.004	-180.349	-165.76
Moment en travée (M₃) KN.m	53.482	70.358	77.032
Effort tranchant (V₂) KN	106.94	229.59	228.08

1.2. Poutre principale loin des voiles

Tableau V.7 : Effort internes dans les poutres principales loin des voiles (Système mixte).

Combinaison	ELU	G + Q ± E	0.8G ± E
Moment maximal aux appuis_{inf} (M₃) KN.m	36.73	47.792	47.792
Moment maximal aux appuis_{sup} (M₃) KN.m	-61.567	-89.832	-74.432
Moment en travée (M₃) KN.m	36.561	30.114	29.895
Effort tranchant (V₂) KN	82.37	80.25	59.46

2. Poutre secondaire

2.1.Poutre secondaire proche des voiles

Tableau V.8 : Effort internes dans les poutres secondaires proche des voiles (Système mixte).

Combinaison	ELU	G + Q ± E	0.8G ± E
Moment maximal aux appuis_{inf} (M₃) KN.m	50.87	124.069	123.376
Moment maximal aux appuis_{sup} (M₃) KN.m	-55.17	-108.178	-105.548
Moment en travée (M₃) KN.m	18.643	80.242	75.718
Effort tranchant (V₂) KN	41.70	112.57	111.34

2.2. Poutre secondaire loin des voiles

Tableau V.9 : Effort internes dans les poutres secondaires loin des voiles (Système mixte).

Combinaison	ELU	G + Q ± E	0.8G ± E
Moment maximal aux appuis _{inf} (M ₃) KN.m	32.143	57.225	56.433
Moment maximal aux appuis _{sup} (M ₃) KN.m	-36.845	-58.18	-57.184
Moment en travée (M ₃) KN.m	23.677	39.61	41.384
Effort tranchant (V ₂) KN	26.94	44.36	42.77

c. Efforts internes dans les poteaux

En sélectionnant la combinaison de l'ELU (1,35G + 1.5Q) ainsi que les huit combinaisons de l'action sismique (G + Q ± E ; 0.8G ± E ; G + Q ± E45 ; 0.8G ± E45). On prend comme un exemple les poteaux de RDC/3.

Tableau V.10: Effort internes dans les poteaux de la structure mixte.

	Effort normal max de compression [KN]	Moment correspondant max (M ₂ , M ₃) [KN.m]	Effort normal minimum de traction [KN]	Moment correspondant max (M ₂ , M ₃) [KN.m]	Moment maximum max (M ₂ , M ₃) [KN.m]	Effort normal correspondant [KN]	Effort tranchant V ₂ [KN]
ELU	-2078.77	2.029	/	/	38.849	-1773.75	23.01
G + Q ± E	-2512.45	30.88	19.1	34.498	164.307	1046.68	108.17
0.8G ± E	-2263.56	30.398	11.21	14.133	158.023	-786.65	103.95

e. Déplacement relatifs latéraux inter-étage

Sachant que pour les structure mixte (portiques / voiles), on prend $R = 5$

Tableau V.11 : Déplacement latéraux inter-étage pour portique auto-stable

Niv	δ_{ex}^k [m]	δ_{ey}^k [m]	R	δ_x^k [m]	δ_y^k [m]	Δ_{ex} [m]	Δ_{ey} [m]	$\bar{\Delta}_k$ [m]	Observation
14	0.052	0.0487	5	0.260	0.2435	-0.018	0.0005	0.0306	Oui
13	0.0556	0.0486	5	0.278	0.243	0.017	0.018	0.0306	Oui
12	0.0522	0.045	5	0.261	0.225	0.019	0.02	0.0306	Oui
11	0.0484	0.041	5	0.242	0.205	0.021	0.0205	0.0306	Oui
10	0.0442	0.0369	5	0.221	0.1845	0.0225	0.022	0.0306	Oui
9	0.0397	0.0325	5	0.1985	0.1625	0.0245	0.0225	0.0306	Oui
8	0.0348	0.028	5	0.174	0.140	0.025	0.0225	0.0306	Oui
7	0.0298	0.0235	5	0.149	0.1175	0.026	0.022	0.0306	Oui
6	0.0246	0.0191	5	0.123	0.0955	0.026	0.0215	0.0306	Oui
5	0.0194	0.0148	5	0.097	0.074	0.0255	0.0205	0.0306	Oui
4	0.0143	0.0107	5	0.0715	0.0535	0.024	0.0185	0.0306	Oui
3	0.0095	0.007	5	0.0475	0.035	-0.2175	0.016	0.0306	Oui
2	0.0053	0.0038	5	0.0265	0.019	0.0175	0.0125	0.0306	Oui
1	0.0018	0.0013	5	0.009	0.0065	0.009	0.0065	0.0358	Oui

Remarque

On constate que pour la structure mixte après introduction des voiles de contreventement, les déplacements relatifs latéraux inter-étages ont considérablement diminués. Ce qui a permis la satisfaction de la condition de **(L'article 4.4.3 du RPA99) [01]**.

V.4. Incidence de la forme des bâtiments sur leur comportement

La forme des bâtiments et la répartition des différents éléments qui les constituent ont une incidence importante sur le comportement sous charges sismiques. Le concepteur devrait rechercher la simplicité et une bonne régularité dans les formes, dans la répartition des masses et des éléments apportant une rigidité (voile ; poteau ; poutre...), de manière à limiter

l'amplitude des déformations provoquées par les secousses et la concentration d'efforts sur certains éléments structuraux [05]. En outre, un bâtiment de forme très irrégulière entraîne un coût de protection parasismique élevé, tout en donnant lieu à un comportement peu favorable à la résistance aux séismes [05].

Du point de vue de la stabilité sous charge horizontales (vent, séisme.....) on distingue quelque conséquence dans la forme qu'il faut éviter pour avoir une structure rigide :

. Les bâtiments qui ont un seul axe de symétrie (non symétrique) peuvent subir de graves dommages, car elle est défavorable et sa résistance à la torsion selon un axe verticale est largement inférieure à celle des bâtiments ayant une symétrie du plan selon deux axes ou plus [05].

. Les parties du bâtiment ayant une profondeur plus faible que les parties voisines vrillent autour des zones plus rigides [05].

. Les bâtiments comportent des ailes mécaniquement solidaires, la différence de rigidité dans les deux directions lors d'un séisme, ce traduit, comme des oscillations de torsion qui entraînent des dégâts dans l'angle rentrant et aux extrémités des ailes [05].

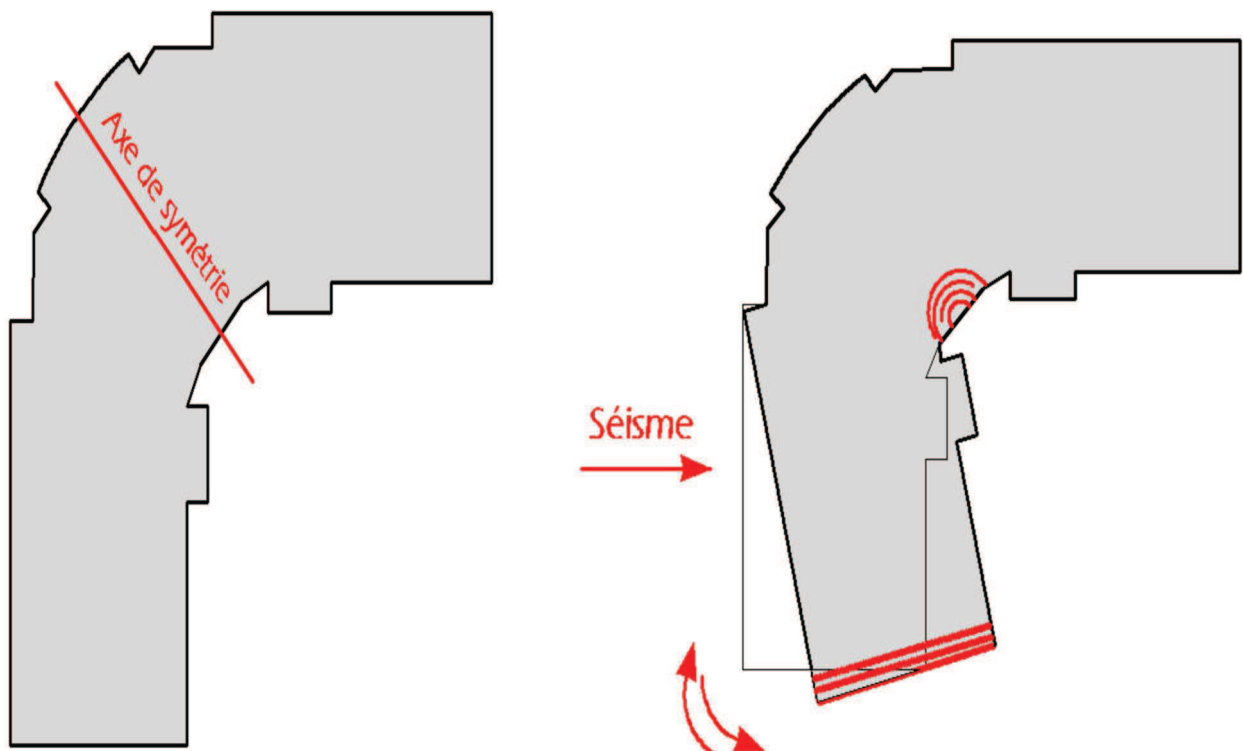
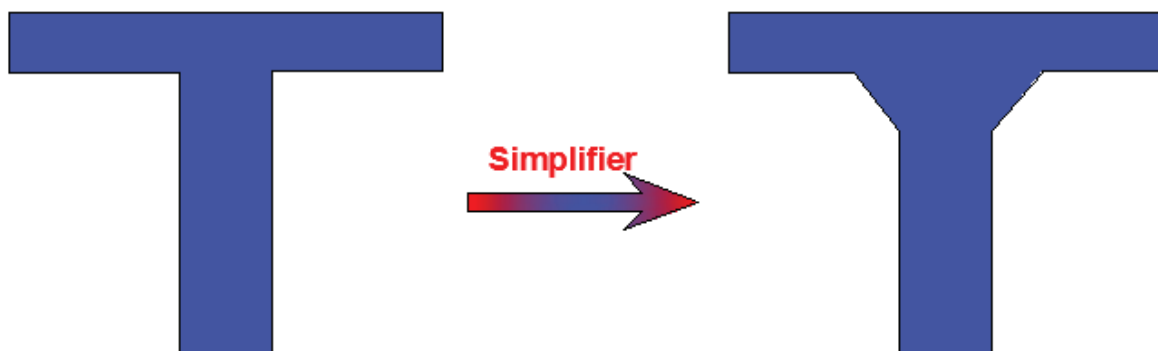
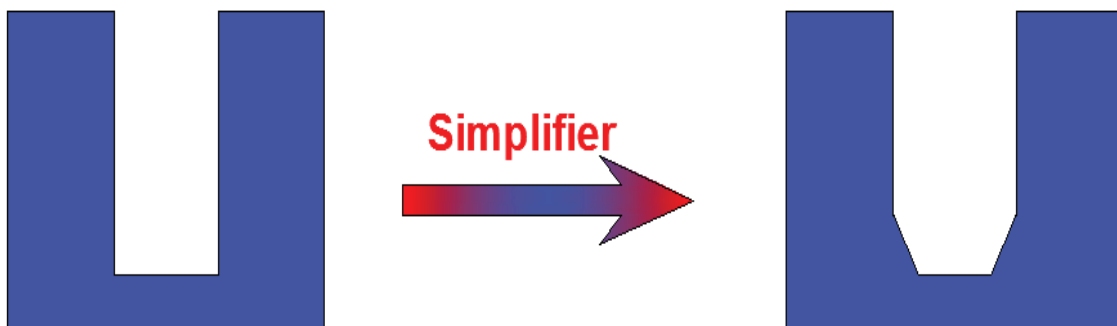
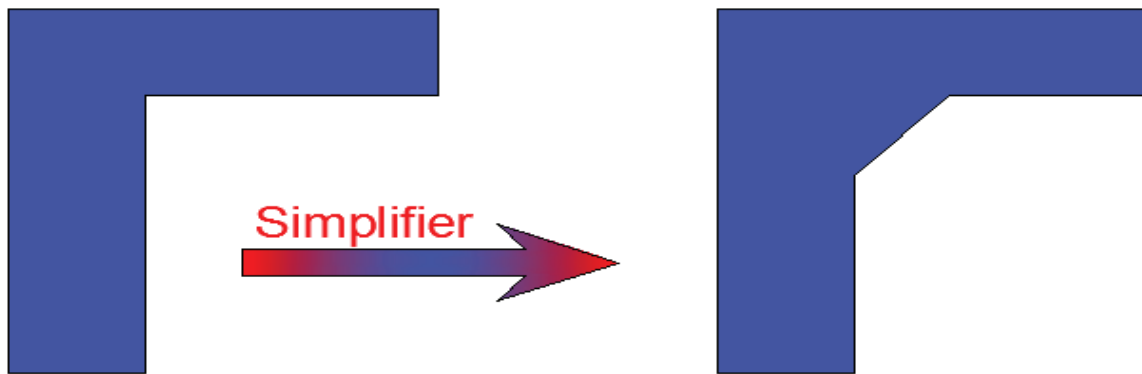


Figure V.2. Déformation d'un bâtiment sous séisme

V.5. Proposition de quelques solutions

Afin de limiter les différents dégâts (dommage) que reçoit la structure, de façon à faire coïncider le centre de gravité avec le centre de rigidité et d'éviter les oscillations différentielles des ailes au niveau de l'angle rentrant, on a opté à des solutions suivantes [05], [06] qui peuvent être acceptable :

- . Faire simplifier la forme du bâtiment de façon à ne pas avoir des angles rentrant.
- . Simplifier la forme en plan.



. Fractionner le bâtiment en volumes simples par des joints parasismiques. (Cette solutions nous permet d'accéder d'une forme complexe et défavorable vers plusieurs formes simples et favorables).

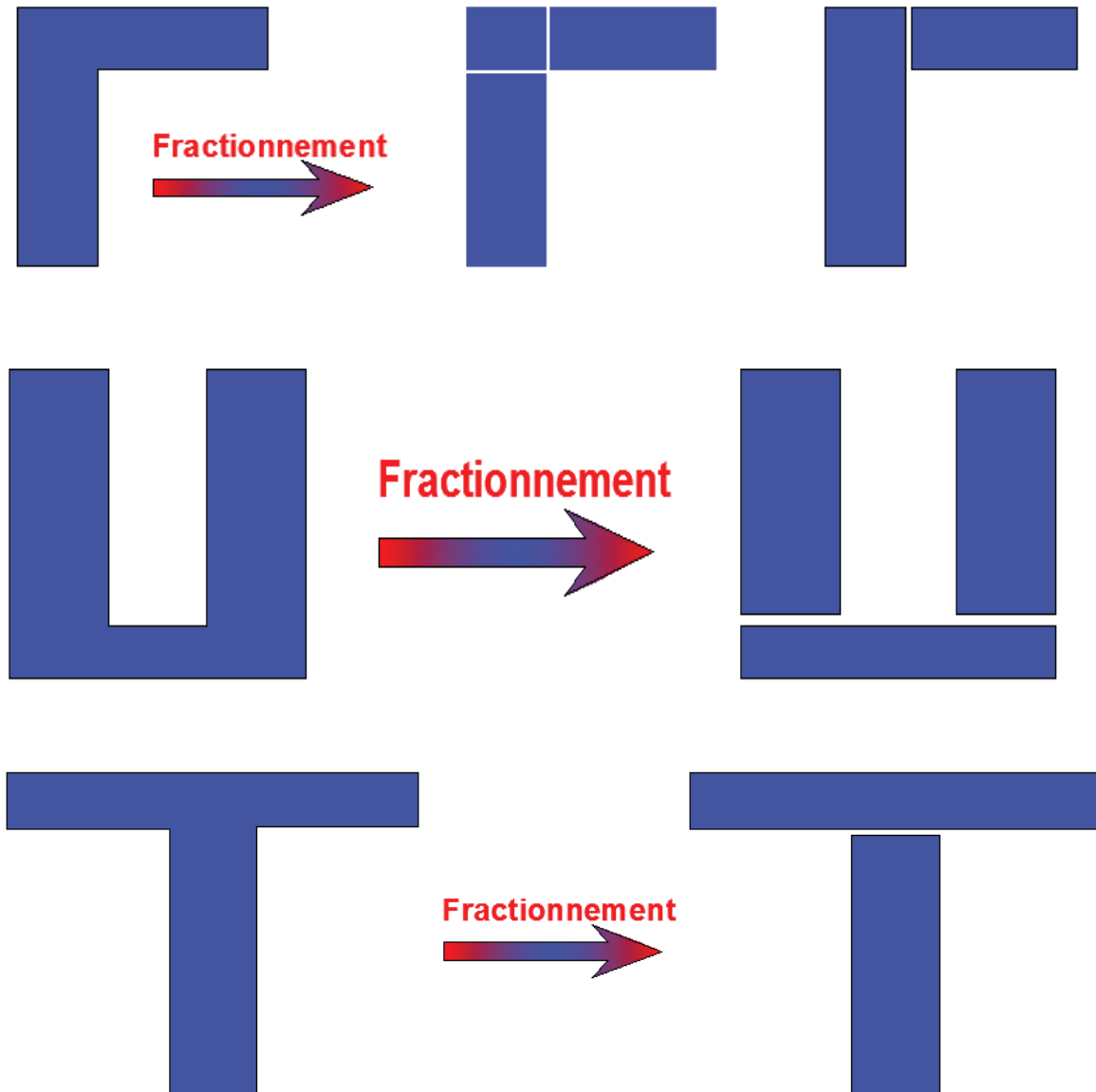


Figure V.3. Quelque solution à prendre en compte pour les structures à forme défavorable.

V.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

1. Comportement dynamique :

Tableau V.12 : Variation des caractéristiques dynamiques.

Mode	Système auto-stable				Système mixte			
	Période	U _x	U _y	R _z	Période	U _x	U _y	R _z
1 ^{er}	1.692797	0.0002	78.6411	0.0018	1.134229	42.2947	0.0685	30.8472
2 ^{ème}	1.613428	22.2115	0.0009	57.3846	0.925153	0.0051	68.9518	0.2478
3 ^{ème}	1.584517	57.2563	0.0012	22.1316	0.799698	30.5676	0.1882	38.2838

On voit que le comportement dynamique de la structure est amélioré, une fois que l'introduction des voiles est effectuée. On constate que période propre de la structure a relativement diminuée.

Remarque

Sachant qu'après introduction des voiles le comportement de la structure n'est pas fiable, donc la structure présente un mauvais comportement modal (présence des modes de torsion). Finalement ce choix de disposition adopté par le bureau d'étude n'est pas retenu, pour cela il faudrait rechercher une autre disposition optimale de façon à :

. L'aspect résistance doit être privilégié au détriment de l'aspect économique.

. Si la structure est implantée sur un sol mou, donc elle doit être rigidifiée, cela permet d'éviter le phénomène de résonance qui se traduit lorsque le bâtiment et le sol d'assise vibrent à la même fréquence ce qui provoque une rapide augmentation des amplitudes d'oscillation qui peuvent devenir fatales à la construction. Il s'agit de l'un des phénomènes les plus destructeurs [05].

« Le séisme du Mexique (19 /09/1985), de nombreux bâtiments élevés, fondés sur les sols compressibles du centre du mexico, sont entrés en résonance avec ces sols. Ils ont été détruits alors que dans la même zone, un grand nombre de bâtiments n'a subi que des dommages modérés. » (**Guide de la conception parasismique des bâtiments, page 36**) [05].

En simplifiant, il faut rigidifier les structures fondées sur des sols mous (Meubles) et assouplir celles fondées sur des sols fermes.

« La figure V.3 montre l'importance de la nature du sol et de la période propre du bâtiment. Un bâtiment de 10 niveaux ayant une période de 1 s pourrait être soumis à des accélérations, donc à des charges sismiques, qui varient du simple au triple selon qu'il se situe sur un sol mou ou sur un sol rigide. » (**Guide de la conception parasismique des bâtiments, page 35**) [05].

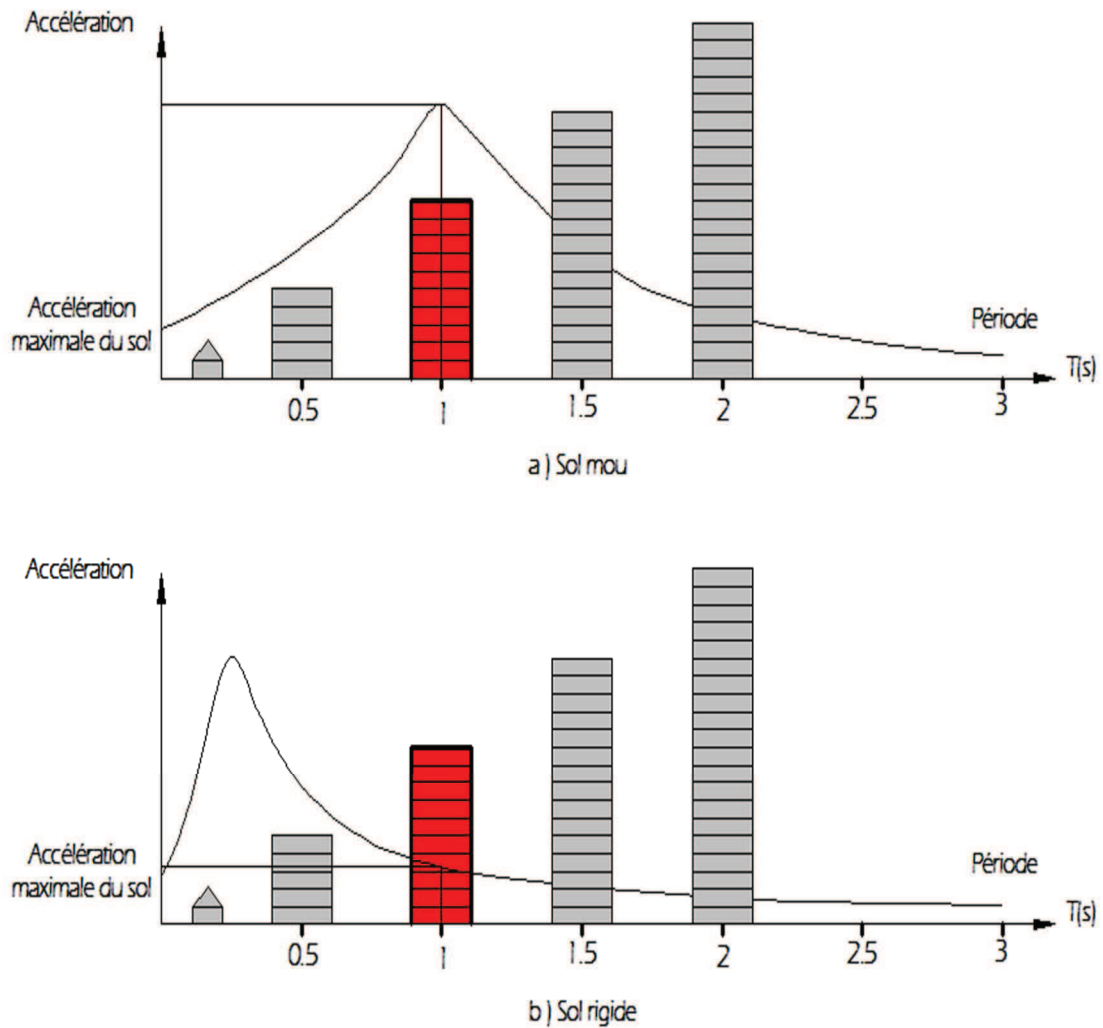


Figure V.4 : Variation des accélérations subies par les constructions en fonction de la nature de leur sol d'assise

2. Efforts internes dans les éléments structuraux :

2.1. Efforts internes dans les poutres :

2.1. a. Sous charges verticales

. À l'ELU : $1.35G + 1.5Q$

Tableau V.13 : Variation des efforts internes des poutres sous charges verticales.

Efforts internes	Poutre principale			Effort internes	Poutre secondaire		
	Mixte	Auto-stable	Différence %		Mixte	Auto-stable	Différence %
Moment en travée [KN.m]	53.482	43.226	-19.18	Moment en travée [KN.m]	18.643	11.538	-38.11

Moment aux appuis sup [KN.m]	-83.004	-67.403	-18.8	Moment aux appuis sup [KN.m]	-55.17	-35.44	-35.76
Moment aux appuis inf [KN.m]	49.479	35.417	-28.4	Moment aux appuis inf [KN.m]	50.87	31.871	-37.35
Effort tranchant [KN]	106.94	109.74	2.62	Effort tranchant [KN]	41.70	24.55	-41.12

2.1. b. Sous charges horizontales (séisme) :

. G + Q ±E ; G + Q ±E45

Tableau V.14 : Variation des efforts internes des poutres sous charges horizontales.

Poutre principale				Poutre secondaire			
Efforts internes	Mixte	Auto-stable	Différence %	Effort internes	Mixte	Auto-stable	Différence %
Moment en travée [KN.m]	70.358	95.331	35.49	Moment en travée [KN.m]	80.242	41.376	-48.44
Moment aux appuis sup [KN.m]	-180.349	-240.51	33.36	Moment aux appuis sup [KN.m]	-108.178	-111.395	2.97
Moment aux appuis inf [KN.m]	117.224	194.03	65.52	Moment aux appuis inf [KN.m]	124.069	107.354	-13.47
Effort tranchant [KN]	229.59	134.68	-41.34	Effort tranchant [KN]	112.57	78.75	-30.04

. 0.8G ± E ; 0.8G ± E45

Tableau V.15 : Variation des efforts internes des poutres sous charges horizontales.

Poutre principale				Poutre secondaire			
Efforts internes	Mixte	Auto-stable	Différence %	Effort internes	Mixte	Auto-stable	Différence %
Moment en travée [KN.m]	77.032	62.174	-19.29	Moment en travée [KN.m]	75.718	35.124	-53.61

Moment aux appuis sup [KN.m]	-165.76	-233.252	40.72	Moment aux appuis sup [KN.m]	-105.548	-109.533	3.78
Moment aux appuis inf [KN.m]	116.984	201.289	72.06	Moment aux appuis inf [KN.m]	123.376	104.123	-15.61
Effort tranchant [KN]	228.08	124.58	-45.38	Effort tranchant [KN]	111.34	78.10	-29.85

Le signe (-) montre (signifie) que y a une augmentation d'effort.

2.2. Efforts internes dans les poteaux :

Tableau V.16 : Variation des efforts dans les poteaux.

Combinaison	système	Effort normal max de compression [KN]	Moment correspondant max (M ₂ , M ₃) [KN.m]	Effort normal minimum de traction [KN]	Moment correspondant max (M ₂ , M ₃) [KN.m]	Moment maximum max (M ₂ , M ₃) [KN.m]	Effort normal correspondant [KN]	Effort tranchant V ₂ [KN]
ELU	Auto-stable	-3092.2	52.101	/	/	38.849	-3078.9	86.42
	Mixte	-2078.77	2.029	/	/	38.849	-1773.75	23.01
	Différence	32.77	96.11	/	/	0	42.39	73.37
G + Q ± E	Auto-stable	-3284.49	250.224	/	/	375.475	-1056.89	2339.9
	Mixte	-2512.45	30.88	19.1	34.498	164.307	1046.68	108.17
	Différence	23.50	87.66	100	100	56.24	0.96	95.77
0.8G ± E	Auto-stable	-2416.33	214.894	14.47	72.129	303.962	-604.43	194.05
	Mixte	-2263.56	30.398	11.21	14.133	158.023	-786.65	103.95
	Différence	6.32	85.85	22.53	80.41	48.01	30.15	46.43

Remarque

On remarque, une variation assez importante des différents efforts internes développés dans les éléments structuraux au niveau du système mixte, cela peut s'expliquer par l'allure de la déformation d'un voile seul qui sera comme celle d'une console, et aussi pour le système auto-stable qui aura une allure différente que celle des voiles, et on combinant entre des portiques et des voiles cela provoquera une certaine concentration des contraintes au niveau des différents éléments structuraux.

3. Déplacement inter étage**Tableau V.17** : Variation des déplacements relatifs.

Niveaux	Sens x-x			Sens y-y		
	Δ_{ex} [m] Auto-stable	Δ_{ex} [m] Mixte	Différence %	Δ_{ey} [m] Auto-stable	Δ_{ey} [m] Mixte	Différence %
14	-0.0042	-0.018	328.57	0.0007	0.0005	28.57
13	0.0087	0.017	95.40	0.0108	0.018	66.67
12	0.0133	0.019	42.86	0.0168	0.02	19.08
11	0.0144	0.021	45.83	0.0182	0.0205	12.64
10	0.0178	0.0225	26.40	0.0221	0.022	0.45
09	0.0207	0.0245	18.36	0.0252	0.0225	10.71
08	0.0203	0.025	23.15	0.0252	0.0225	10.71
07	0.0227	0.026	14.54	0.0276	0.022	20.30
06	0.0249	0.026	4.42	0.0301	0.02015	33.06
05	0.0266	0.0255	4.14	0.0322	0.0205	36.34
04	0.0255	0.024	5.88	0.0308	0.0185	39.94
03	0.0266	-0.2175	717.70	0.0322	0.016	50.31
02	0.0263	0.0175	33.46	0.0308	0.0125	59.42
01	0.0196	0.009	54.08	0.0228	0.0065	71.49

La variation des déplacements relatifs est plus importante dans les premiers niveaux. Les voiles ont contribué à la réduction de la flexibilité de la structure, ce qui a entraîné une diminution des déplacements relatifs et absolus.

V.6. Conclusion

Le système de contreventement mixte en portiques et voiles présente particulièrement un excellent comportement sous l'action des tremblements de terres en zone sismique, grâce aux avantages qu'on peut résumer dans le paragraphe suivant :

- . La présence des voiles améliore le comportement des structures sous séisme, car il diminue la période propre et la résistance à la torsion d'axe verticale dans la majorité des cas.

- . Augmente la stabilité de la structure, en réduisant les efforts internes dans les éléments structuraux, il permet la reprise de la majeure partie des efforts horizontaux engendré par le séisme ainsi qu'une partie des efforts verticaux.

- . Limite les déplacements absolus et relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents.

- . La présence des voiles permet de diminuer les nœuds qui sont les plus vulnérables.

Par ailleurs, le règlement parasismique algérien **RPA99 /2003 article 4.3 [01]** a autorisé l'utilisation des structures auto-stable en zone sismique pour les structure qui ne dépasse pas **17m** en zone **I**, **14m** en zone **IIa**, **11m** en zone **IIb** et **8m** en zone **III**.

Cependant, il ne suffit pas d'introduire des voiles, la difficulté réside dans la recherche de la disposition optimale, ce qui nous amène à procéder à une recherche de la disposition optimale des voiles qui sera traité dans le chapitre qui suit.

VI.1. Introduction

Afin de ne pas soumettre la construction à une torsion d'axe verticale, et afin de bénéficier les avantages qu'offre le système de contreventement mixte la disposition des voiles est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une répartition optimale de la rigidité de la structure.

L'objectif assigné à cette étude est de proposer aux concepteurs de structures une méthode, qui permet de rechercher la disposition optimale des voiles, en évaluant le comportement des structures mixtes selon plusieurs variantes de la disposition des voiles, tout en respectant les points suivants :

- . Dans les trois cas, la disposition doit être symétrique par rapport au centre de gravité des différents niveaux.

- . Les voiles doivent être superposé et continus de la base jusqu'à aux sommets du bâtiment.

- . Faire positionné les voile du fassent dépendante, son tenir compte du plan d'architecture initiale.

Plusieurs variantes ont été testé, puis on a retenu que trois (03) variantes qui seront comparés, tout en tenant compte des critères suivants :

- . Le comportement dynamique.
- . Effort interne dans les éléments structuraux (poteaux, poutre).
- . Déplacement inter-étage relatifs et absolus.
- . Les contraintes dans les voiles.

VI.2. Description des variantes retenues

. Variante 1

Les voiles sont positionnés à la périphérie de la structure de façon à renforcer les zones les plus vulnérables. (Figure 1)

. Variante 2

Les voiles sont positionnés au centre de la structure. (Figure 2)

. Variante 3

Les voiles sont positionnés à la périphérie de la structure de façon uniforme mais sans disposition particulière. (Figure 3)

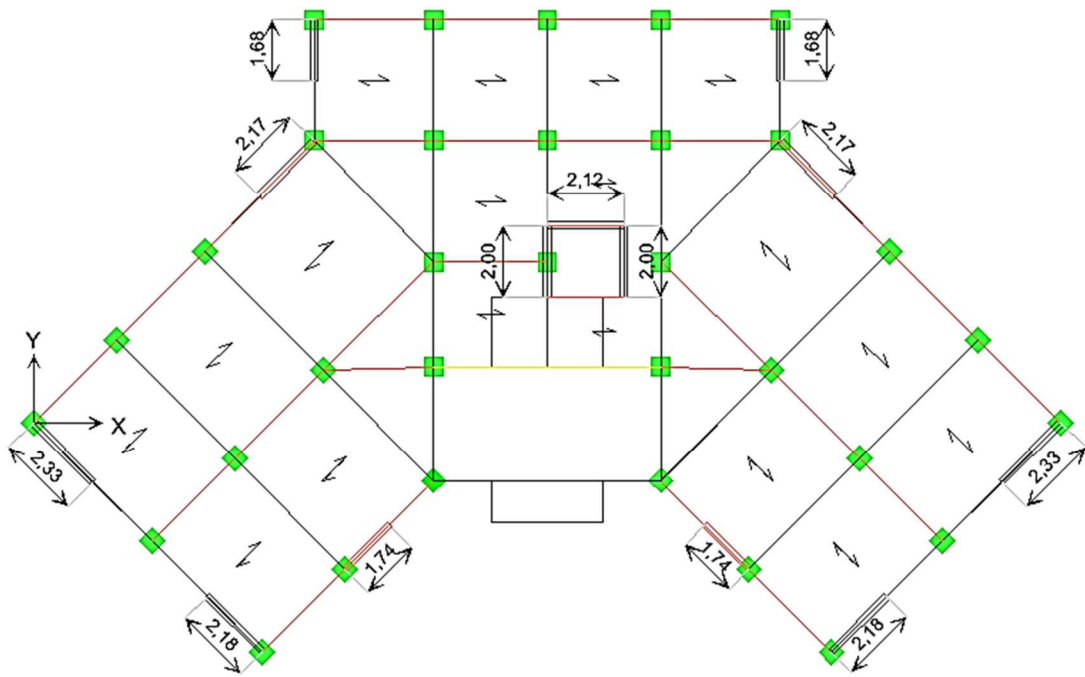


Figure VI.1. Variante 1

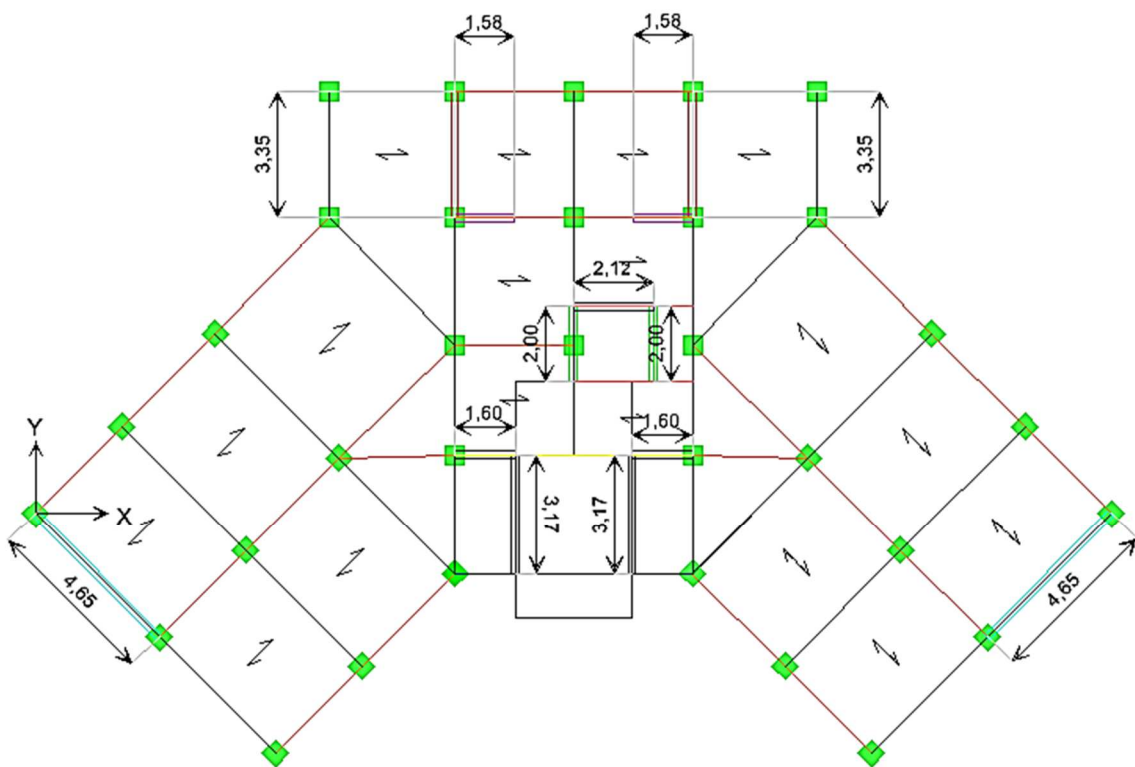


Figure VI.2. Variante 2

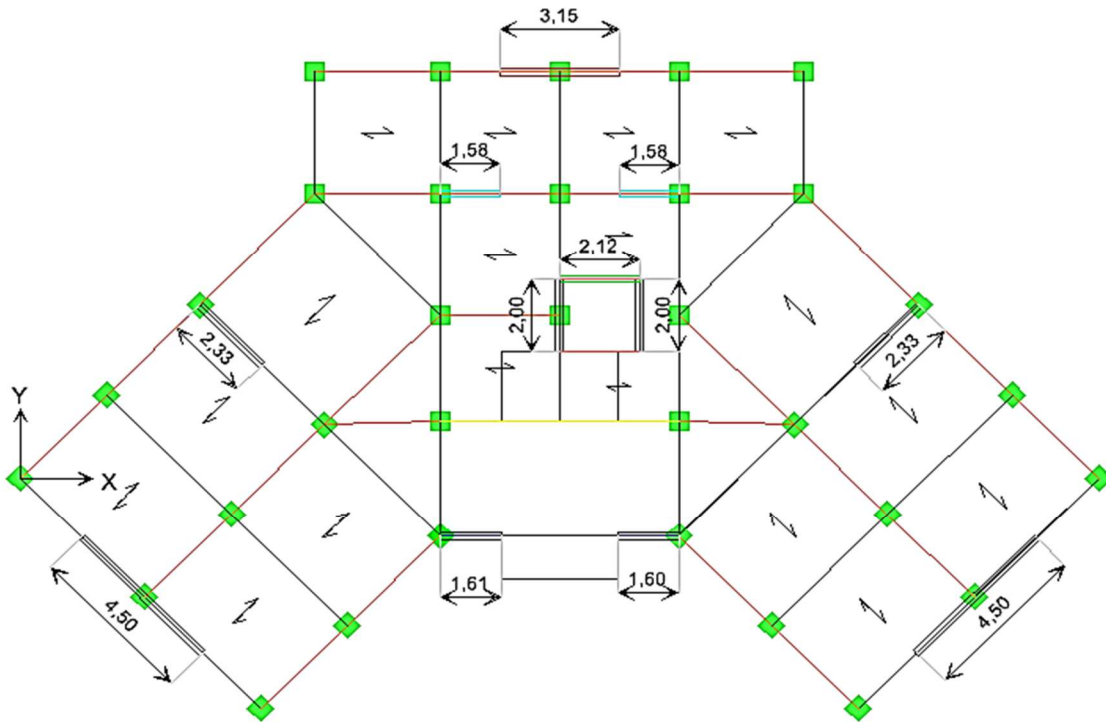


Figure VI.3. Variante 3

VI.3. Résultats de la variante 1

a. Comportement dynamique

Tableau VI.1. Résultats du comportement dynamique de la variante 1

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	
1	1.191981	69.5207	0.2647	4.2055	69.5207	0.2647	Trans X-X
2	1.147442	0.2198	73.0589	0.0710	69.7405	73.3236	Trans Y-Y
3	0.942395	3.9876	0.0215	69.1446	73.7281	73.3451	Torsion
4	0.360894	12.4688	0.0572	0.7458	86.1968	73.4022	-
5	0.344940	0.0414	13.3925	0.0202	86.2382	86.7947	-
6	0.280385	0.7788	0.0079	12.5866	87.0169	86.8026	-
7	0.178546	5.0166	0.0092	0.3046	92.0336	86.8118	-
8	0.168488	0.0069	5.1940	0.0075	92.0404	92.0058	-

. La période propre de la structure est de **1.191981 s**, donc notre structure est rigide.

. Le premier et le deuxième mode de vibration sont des modes de translation suivant le sens « X-X », « Y-Y » mobilisent respectivement **69.5207%** et **73.0589%** de la masse modale de la structure.

. Le nombre de modes à prendre en considération est **8 modes**. Car c'est à ce mode que la somme des masses modales effectives pour les modes retenues atteint les 90% dans les deux directions « X », « Y » (**Article 4.3.4 du RPA99**) [01].

b. Efforts internes dans les éléments structuraux de la 1^{ère} variante :

1. Poutre principale

1.1.Poutre principale proche des voiles

Tableau VI.2 : Résultats des efforts internes dans les poutres principales de la variante 1.

Combinaison	ELU	G + Q ± E	0.8G ± E
Moment maximal aux appuis_{inf} (M₃) KN.m	40.51	162.96	164.982
Moment maximal aux appuis_{sup} (M₃) KN.m	-66.639	-247.96	-245.122
Moment en travée (M₃) KN.m	30.812	61.695	60.702
Effort tranchant (V₂) KN	87.02	337.58	332.93

1.2.Poutre principale loin des voiles

Tableau VI.3 : Résultats des efforts internes dans les poutres principales de la variante 1.

Combinaison	ELU	G + Q ± E	0.8G ± E
Moment maximal aux appuis_{inf} (M₃) KN.m	45.026	71.385	74.934
Moment maximal aux appuis_{sup} (M₃) KN.m	-75.887	-106.06	-90.278
Moment en travée (M₃) KN.m	43.369	44.341	40.635
Effort tranchant (V₂) KN	110.29	103.37	79.03

2. Poutre secondaire :

2.1. Poutre secondaire proche des voiles

Tableau VI.4 : Résultats des efforts internes dans les poutres secondaires de la variante 1.

Combinaison	ELU	G + Q ± E	0.8G ± E
Moment maximal aux appuis_{inf} (M₃) KN.m	51.369	125.318	138.857
Moment maximal aux appuis_{sup} (M₃) KN.m	-85.316	-172.327	-165.369
Moment en travée (M₃) KN.m	34.987	142.401	147.589
Effort tranchant (V₂) KN	93.59	160.10	148.06

2.2. Poutre secondaire loin des voiles

Tableau VI.5 : Résultats des efforts internes dans les poutres secondaires de la variante 1.

Combinaison	ELU	G + Q ± E	0.8G ± E
Moment maximal aux appuis_{inf} (M₃) KN.m	43.288	73.501	71.815
Moment maximal aux appuis_{sup} (M₃) KN.m	-48.333	-76.439	-73.684
Moment en travée (M₃) KN.m	30.016	50.039	48.507
Effort tranchant (V₂) KN	37.2	62.11	60.2

2.3 Effort internes dans les poteaux

Tableau VI.6 : Résultats des efforts internes dans les poteaux de la variante 1.

	Effort normal max de compression [KN]	Moment correspondant max (M ₂ , M ₃) [KN.m]	Effort normal minimum de traction [KN]	Moment correspondant max (M ₂ , M ₃) [KN.m]	Moment maximum max (M ₂ , M ₃) [KN.m]	Effort normal correspondant [KN]	Effort tranchant [KN]
ELU	-2465.24	-9.304	/	/	62.166	-2270.46	81.32
G + Q ± E	-2506.82	-64.596	23.39	26.692	193.99	-904.13	127.89
0.8G ± E	-2299.17	-53.356	28.78	18.584	182.741	-528.42	120.4

c. Effort interne dans les voiles

Tableau VI.7 : Résultats des efforts internes dans les voiles de la variante 1.

Combinaison	Contrainte de compression S22 [MPa]	Contrainte de traction S22 [MPa]	Contrainte de cisaillement S12 [MPa]
ELU	-6886.58	4537.92	568.06
G + Q ± E	-15613.35	8118.21	2403.34
0.8G ± E	-14502.34	9229.22	2397.25

d. Déplacement relatifs latéraux inter-étage

Tableau VI.8 : Résultats des déplacements latéraux inter-étage de la variante 1

Niv	δ_{ex}^k [m]	δ_{ey}^k [m]	R	δ_x^k [m]	δ_y^k [m]	Δ_{ex} [m]	Δ_{ey} [m]	$\bar{\Delta}_k$ [m]	Observation
14	0.0566	0.0546	5	0.283	0.273	-0.0105	0.001	0.0306	Oui
13	0.0587	0.0544	5	0.2935	0.272	0.0160	0.0155	0.0306	Oui
12	0.0555	0.0513	5	0.2775	0.2565	0.0185	0.0175	0.0306	Oui
11	0.0518	0.0478	5	0.259	0.239	0.0205	0.0195	0.0306	Oui
10	0.0477	0.0439	5	0.2385	0.2195	0.0225	0.0215	0.0306	Oui
9	0.0432	0.0396	5	0.216	0.198	0.0250	0.0230	0.0306	Oui
8	0.0382	0.035	5	0.191	0.175	0.0260	0.0245	0.0306	Oui

7	0.033	0.0301	5	0.165	0.1505	0.0275	0.0255	0.0306	Oui
6	0.0275	0.025	5	0.1375	0.125	0.0280	0.0260	0.0306	Oui
5	0.0219	0.0198	5	0.1095	0.099	0.0280	0.0260	0.0306	Oui
4	0.0163	0.0146	5	0.0815	0.073	0.0265	0.0245	0.0306	Oui
3	0.011	0.0097	5	0.055	0.0485	0.0245	0.0220	0.0306	Oui
2	0.0061	0.0053	5	0.0305	0.0265	0.020	0.0175	0.0306	Oui
1	0.0021	0.0018	5	0.0105	0.009	0.0105	0.0090	0.0306	Oui

VI.4. Résultats de la variante 2

a. Comportement dynamique

Tableau VI.9 : Résultats du comportement dynamique de la variante 2

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	
1	1.152122	46.4437	0.1448	27.0565	46.4437	0.1448	Torsion
2	1.001340	0.01360	69.0516	0.2450	46.4573	69.1965	Trans Y-Y
3	0.830734	26.5517	0.1116	42.0091	73.0090	69.3081	Torsion
4	0.345185	9.4898	0.0063	4.3315	82.4987	69.3144	-
5	0.250142	0.0000	16.5105	0.0119	82.4988	85.8249	-
6	0.198221	5.2658	0.0044	12.0722	87.7645	85.8293	-
7	0.172100	3.3993	0.0008	1.8171	91.1638	85.8301	-
8	0.108371	0.0006	6.4129	0.0028	91.1644	92.2430	-

. La période propre de la structure est de **1.152122 s**, donc notre structure est rigide.

. Le premier et le troisième mode de vibration sont des modes de torsion, le deuxième mode est une translation sens **Y-Y** mobilise de **69.0516%** de la masse modale de la structure.

. Le nombre de modes à prendre en considération est **8 modes**. Car c'est à ce mode que la somme des masses modales effectives pour les modes retenue atteint les 90% dans les deux directions « X », « Y » (**Article 4.3.4 du RPA99**) [01].

b. Efforts internes dans les éléments structuraux

1. Poutre principale

1.1.Poutre principale proche des voiles

Tableau VI.10 : Résultats des efforts internes dans les poutres principales de la variante 2.

Combinaison	ELU	G + Q ± E	0.8G ± E
Moment maximal aux appuis _{inf} (M ₃) KN.m	27.038	73.984	83.044
Moment maximal aux appuis _{sup} (M ₃) KN.m	-47.642	-120.07	-118.362
Moment en travée (M ₃) KN.m	24.88	57.128	59.075
Effort tranchant (V ₂) KN	54.16	98.91	93.57

1.2.Poutre principale loin des voiles

Tableau VI.11 : Résultats des efforts internes dans les poutres principales de la variante 2.

Combinaison	ELU	G + Q ± E	0.8G ± E
Moment maximal aux appuis _{inf} (M ₃) KN.m	39.106	52.25	51.323
Moment maximal aux appuis _{sup} (M ₃) KN.m	-62.025	-90.969	-75.535
Moment en travée (M ₃) KN.m	48.678	43.025	30.605
Effort tranchant (V ₂) KN	92.96	84.26	61.08

2. Poutre secondaire

2.1. Poutre secondaire proche des voiles

Tableau VI.12 : Résultats des efforts internes dans les poutres secondaires de la variante 2.

Combinaison	ELU	G + Q ± E	0.8G ± E
Moment maximal aux appuis _{inf} (M ₃) KN.m	51.834	184.086	182.391
Moment maximal aux appuis _{sup} (M ₃) KN.m	-59.577	-216.153	-214.675
Moment en travée (M ₃) KN.m	23	88.732	87.92
Effort tranchant (V ₂) KN	44.43	256.44	255.08

2.2. Poutre secondaire loin des voiles

Tableau VI.13 : Résultats des efforts internes dans les poutres secondaires de la variante 2.

Combinaison	ELU	G + Q ± E	0.8G ± E
Moment maximal aux appuis _{inf} (M ₃) KN.m	34.058	61.359	59.398
Moment maximal aux appuis _{sup} (M ₃) KN.m	-36.159	-64.254	-61.473
Moment en travée (M ₃) KN.m	13.821	29.194	26.824
Effort tranchant (V ₂) KN	29.35	46.66	44.56

2.3 Effort internes dans les poteaux

Tableau VI.14 : Résultats des efforts internes dans les poteaux de la variante 2.

	Effort normal max de compression [KN]	Moment correspondant max (M ₂ , M ₃) [KN.m]	Effort normal minimum de traction [KN]	Moment correspondant max (M ₂ , M ₃) [KN.m]	Moment maximum max (M ₂ , M ₃) [KN.m]	Effort normal correspondant [KN]	Effort tranchant [KN]
ELU	-2383.56	-8.927	/	/	41.139	-1925.17	23.92
G + Q ± E	-2756.24	-34.195	34.03	45.479	188.134	-616.17	124.60
0.8G ± E	-2522.07	-34.157	50.831	8.23	187.285	-415.68	124.01

c. Effort interne dans les voiles

Tableau VI.15 : Résultats des efforts internes dans les voiles de la variante 2.

Combinaison	Contrainte de compression S22 [MPa]	Contrainte de traction S22 [MPa]	Contrainte de cisaillement S12 [MPa]
ELU	-5926.01	2748.48	1107.67
G + Q ± E	-14017.45	8602.34	3745.08
0.8G ± E	-12786.57	8658.26	3681.42

d. Déplacement relatifs latéraux inter-étage

Tableau VI.16 : Résultats des déplacements latéraux inter-étage variante 2

Niv	δ_{ex}^k [m]	δ_{ey}^k [m]	R	δ_x^k [m]	δ_y^k [m]	Δ_{ex} [m]	Δ_{ey} [m]	$\bar{\Delta}_k$ [m]	Observation
14	0.0539	0.0525	5	0.295	0.2625	0.006	0.002	0.0306	Oui
13	0.0578	0.0521	5	0.289	0.2605	0.0175	0.0170	0.0306	Oui
12	0.0543	0.0487	5	0.2715	0.2435	0.0195	0.0205	0.0306	Oui
11	0.0504	0.0446	5	0.252	0.223	0.0215	0.0211	0.0306	Oui
10	0.0461	0.0404	5	0.2305	0.202	0.0235	0.0230	0.0306	Oui
9	0.0414	0.0358	5	0.207	0.179	0.0250	0.0240	0.0306	Oui
8	0.0364	0.031	5	0.182	0.155	0.0255	0.0240	0.0306	Oui
7	0.0313	0.0262	5	0.1565	0.131	0.0270	0.0245	0.0306	Oui
6	0.0259	0.0213	5	0.1295	0.1065	0.0270	0.0240	0.0306	Oui
5	0.0205	0.0165	5	0.1025	0.0825	0.0265	0.0225	0.0306	Oui
4	0.0152	0.012	5	0.076	0.06	0.0250	0.0210	0.0306	Oui
3	0.0102	0.0078	5	0.051	0.039	0.0225	0.0180	0.0306	Oui
2	0.0057	0.0042	5	0.0285	0.021	0.0190	0.0135	0.0306	Oui
1	0.0019	0.0015	5	0.0095	0.0075	0.0095	0.0075	0.0306	Oui

VI.5. Résultats de la variante 3

a. Comportement dynamique

Tableau VI.17 : Résultats du comportement dynamique de la variante 3.

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	
1	1.177494	0.0523	73.1275	0.0004	0.0523	73.1275	Trans Y-Y
2	1.056962	53.3887	0.0432	19.7239	53.4410	73.1707	Trans X-X
3	0.843489	19.2158	0.0108	51.8181	72.6568	73.1815	Torsion
4	0.353178	0.0072	13.7243	0.0000	72.6641	86.9058	-
5	0.314115	10.7975	0.0046	3.4937	83.4615	86.9104	-
6	0.232577	3.5982	0.0010	11.7228	87.0597	86.9114	-
7	0.171704	0.0007	5.3796	0.0000	87.0604	92.2910	-
8	0.153370	4.1086	0.0004	1.1720	91.1690	92.2914	-

. La période propre de la structure est de **1.177494 s**, donc notre structure est rigide.

. Le premier et le deuxième mode de vibration sont des modes de translation suivant le sens « Y-Y », « X-X » mobilisent respectivement **73.1275%** et **53.3887%** de la masse modale de la structure, le troisième mode de vibration est une torsion.

. Le nombre de modes à prendre en considération est **8 modes**. Car c'est à ce mode que la somme des masses modales effectives pour les modes retenue atteint les 90% dans les deux directions « X », « Y » (**Article 4.3.4 du RPA99**) [01].

b. Efforts internes dans les éléments structuraux

1. Poutre principale

1.1.Poutre principale proche des voiles

Tableau VI.18 : Résultats des efforts internes dans les poutres principales de la variante 3.

Combinaison	ELU	G + Q ± E	0.8G ± E
Moment maximal aux appuis _{inf} (M ₃) KN.m	24.583	72.992	82.151
Moment maximal aux appuis _{sup} (M ₃) KN.m	-75.898	-119.994	-118.062
Moment en travée (M ₃) KN.m	20.796	54.11	56.533
Effort tranchant (V ₂) KN	119.49	183.61	177.34

1.2.Poutre principale loin des voiles

Tableau VI.19 : Résultats des efforts internes dans les poutres principales de la variante 3.

Combinaison	ELU	G + Q ± E	0.8G ± E
Moment maximal aux appuis_{inf} (M3) KN.m	36.094	52.032	50.942
Moment maximal aux appuis_{sup} (M3) KN.m	-62.036	-89.89	-89.805
Moment en travée (M3) KN.m	34.448	34.974	30.253
Effort tranchant (V₂) KN	82.61	112.9	107.57

2. Poutre secondaire

2.1. Poutre secondaire proche des voiles

Tableau VI.20 : Résultats des efforts internes dans les poutres secondaires de la variante 3.

Combinaison	ELU	G + Q ± E	0.8G ± E
Moment maximal aux appuis_{inf} (M3) KN.m	52.675	159.466	162.978
Moment maximal aux appuis_{sup} (M3) KN.m	-59.97	-179.248	-175.839
Moment en travée (M3) KN.m	18.984	39.396	77.003
Effort tranchant (V₂) KN	47.61	218.33	213.77

2.2.Poutre secondaire loin des voiles

Tableau VI.21 : Résultats des efforts internes dans les poutres secondaires de la variante 3.

Combinaison	ELU	G + Q ± E	0.8G ± E
Moment maximal aux appuis_{inf} (M3) KN.m	40.746	59.953	58.599
Moment maximal aux appuis_{sup} (M3) KN.m	-43.227	-63.993	-63.041
Moment en travée (M3) KN.m	16.066	28.77	28.931
Effort tranchant (V₂) KN	34.09	65.13	59.8

2.3.Effort internes dans les poteaux

Tableau VI.22 : Résultats des efforts internes dans les poteaux de la variante 3.

	Effort normal max de compression [KN]	Moment correspondant max (M ₂ , M ₃) [KN.m]	Effort normal minimum de traction [KN]	Moment correspondant max (M ₂ , M ₃) [KN.m]	Moment maximum max (M ₂ , M ₃) [KN.m]	Effort normal correspondant [KN]	Effort tranchant [KN]
ELU	-2145.28	-1.822	/	/	36.299	-1894.41	69.66
G + Q ± E	-2433.95	-79.458	10.23	21.799	165.159	130.25	108.14
0.8G ± E	-2112.94	-79.555	12.29	28.832	163.405	369.51	106.96

c. Effort interne dans les voiles

Tableau VI.23 : Résultats des efforts internes dans les voiles de la variante 3.

Combinaison	Contrainte de compression S22 [MPa]	Contrainte de traction S22 [MPa]	Contrainte de cisaillement S12 [MPa]
ELU	-9552.48	7916.4	2586.89
G + Q ± E	-17001.59	16694.19	2970.31
0.8G ± E	-16206.58	15892.04	2855.51

d. Déplacement relatifs latéraux inter-étage

Tableau VI.24 : Résultats des déplacements latéraux inter-étage de la variante 3.

Niv	δ_{ex}^k [m]	δ_{ey}^k [m]	R	δ_x^k [m]	δ_y^k [m]	Δ_{ex} [m]	Δ_{ey} [m]	$\bar{\Delta}_k$ [m]	Observation
14	0.0495	0.0553	5	0.2475	0.2765	-0.0155	0	0.0306	Oui
13	0.0526	0.0553	5	0.263	0.2765	0.017	0.018	0.0306	Oui
12	0.0492	0.0517	5	0.246	0.2585	0.0185	0.0195	0.0306	Oui
11	0.0455	0.0478	5	0.2275	0.239	0.0195	0.0205	0.0306	Oui
10	0.0416	0.0437	5	0.208	0.2185	0.0215	0.022	0.0306	Oui
9	0.0373	0.0393	5	0.1865	0.1965	0.0225	0.0235	0.0306	Oui
8	0.0328	0.0346	5	0.164	0.173	0.0235	0.0245	0.0306	Oui
7	0.0281	0.0297	5	0.1405	0.1485	0.0245	0.0255	0.0306	Oui
6	0.0232	0.0246	5	0.116	0.123	0.024	0.0255	0.0306	Oui
5	0.0184	0.0195	5	0.092	0.0975	0.024	0.0255	0.0306	Oui
4	0.0136	0.0144	5	0.068	0.072	0.0225	0.024	0.0306	Oui
3	0.0091	0.0096	5	0.0455	0.048	0.0205	0.0215	0.0306	Oui

2	0.005	0.0053	5	0.025	0.0265	0.0165	0.017	0.0306	Oui
1	0.0017	0.0019	5	0.0085	0.0095	0.0085	0.0095	0.0306	Oui

VI.6. Interprétation des résultats

La comparaison entre les trois variantes s'effectue à l'aide d'un pourcentage d'erreur qui sera calculé selon la formule suivante :

$$P(\%) = \frac{X_s - X_a}{X_s} \times 100$$

Avec :

X_s : Valeur de la première variante à comparer.

X_a : Valeur de la seconde variante à comparer.

a. Comportement dynamique

Tableau VI.25 : Résultats de comparaison des caractéristiques dynamiques

	Mode	1	2	3	6	7	8
Variante 1	Période	1.191981	1.147442	0.942395
	U_X	69.5207	0.2198	3.9876
	U_Y	0.2647	73.0589	0.0215
	R_Z	4.2055	0.0710	69.1446
	SumU_X	69.5207	69.7405	73.7281	...	87.0169	92.0336	92.0404
	SumU_Y	0.2647	73.3236	73.3451	...	86.8026	86.8118	92.0058
Variante 2	Période	1.152122	1.001340	0.830734
	U_X	46.4437	0.0136	26.5517
	U_Y	0.1448	69.0516	0.1116
	R_Z	27.0565	0.2450	42.0091
	SumU_X	46.4437	46.4573	73.0090	...	87.7645	91.1638	91.1644
	SumU_Y	0.1448	69.1965	69.3081	...	85.8293	85.8301	92.2430
Variante 3	Période	1.177494	1.056962	0.843489
	U_X	0.0523	53.3887	19.2158
	U_Y	73.1275	0.0432	0.0108
	R_Z	0.0004	19.7239	51.8181
	SumU_X	0.0523	53.4410	72.6568	...	87.0597	87.0604	91.1690
	SumU_Y	73.1275	73.1707	73.1815	...	86.9114	92.2910	92.2914

D'après les résultats présentes dans le tableau ci-dessus, en vois que dans la première et la troisième variante leurs premiers modes sont des translations, puis une torsion ce qui veut dire que la structure à un bon comportement modal dans ces deux cas. Or, que dans la deuxième variante, on constate que les premiers modes sont des torsions, puis une translation ce qui diminue la rigidité flexionnelle de la structure.

La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure sont atteintes au 8^{ème} mode.

b. Effort internes dans les éléments structuraux

1. Poutre principale

1.1.Poutre principale proche des voiles

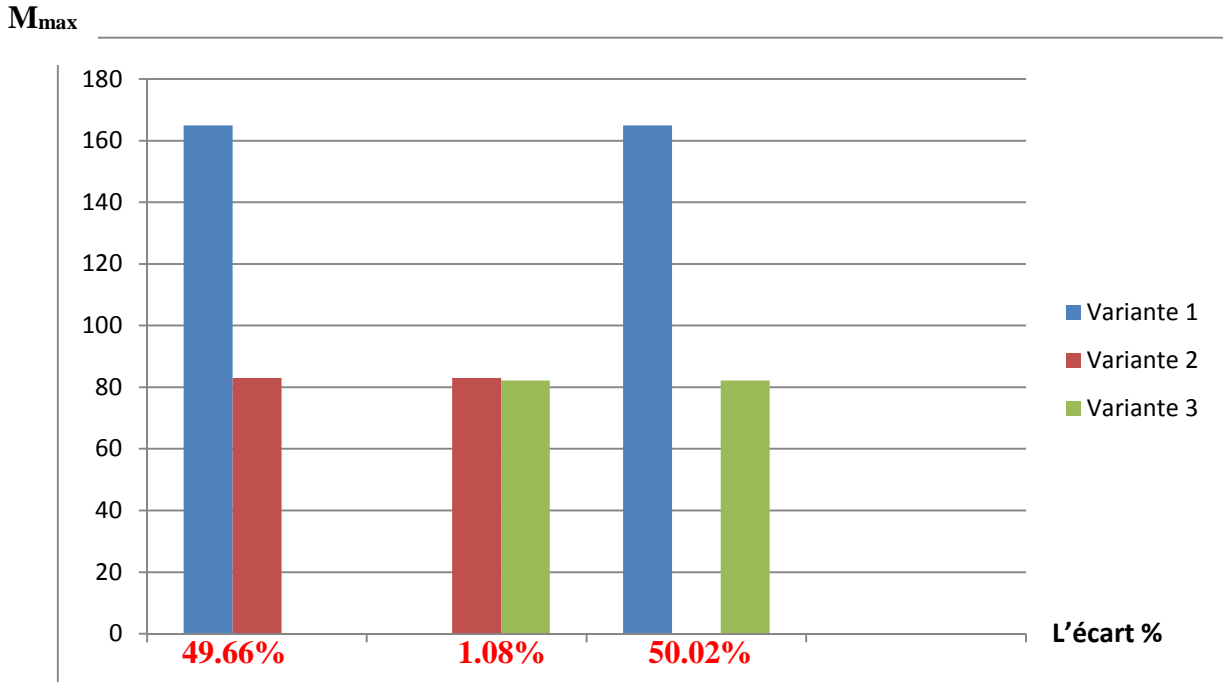


Figure VI.1 : l'histogramme du moment maximal aux appuis_{inf}.

D'après la figure VI.1 on constate une diminution de la valeur du moment, elle est importante dans la première variante par rapport aux deux autres.

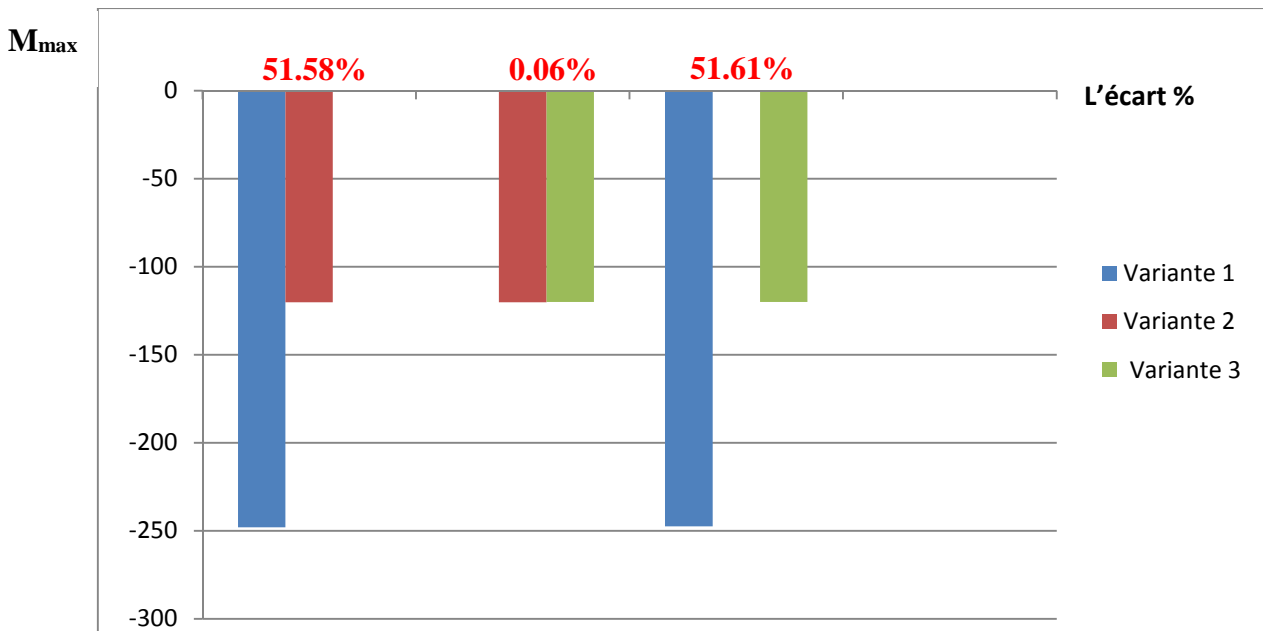


Figure VI.2 : l'histogramme du moment maximal aux appuis_{sup}.

D'après la figure VI.2 on constate une diminution de la valeur du moment, elle est importante dans la première variante par rapport aux deux autres.

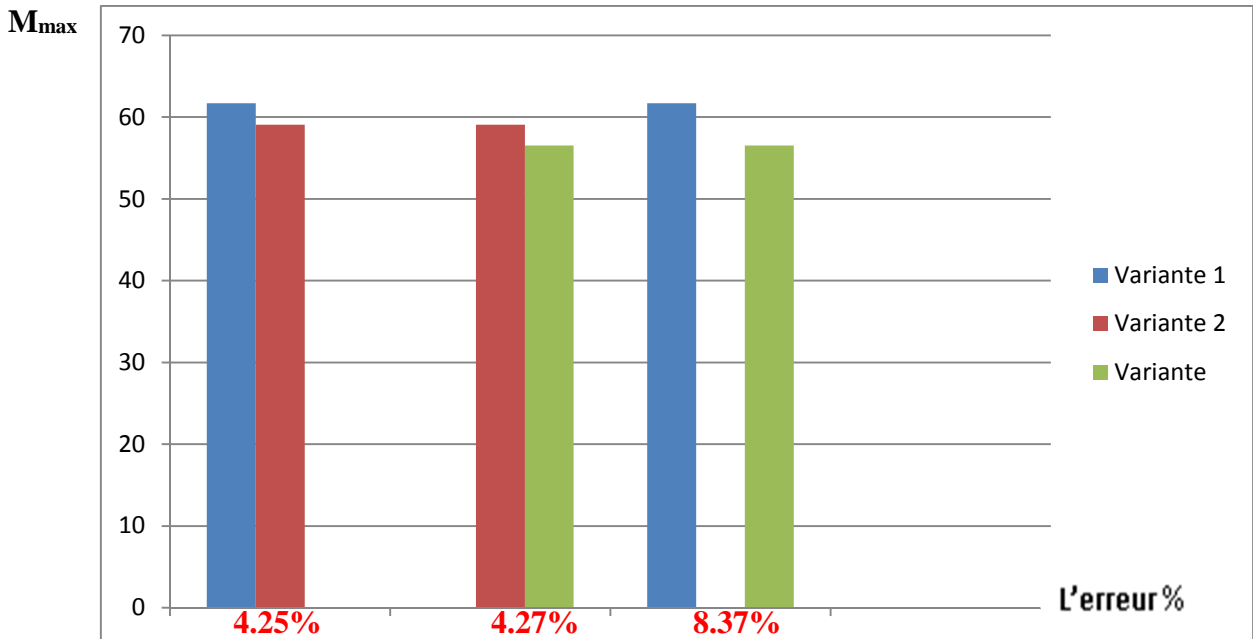


Figure VI.3 : l'histogramme du moment en travée.

D'après la figure VI.3 on constate une diminution légère de la valeur du moment entre les trois variantes.

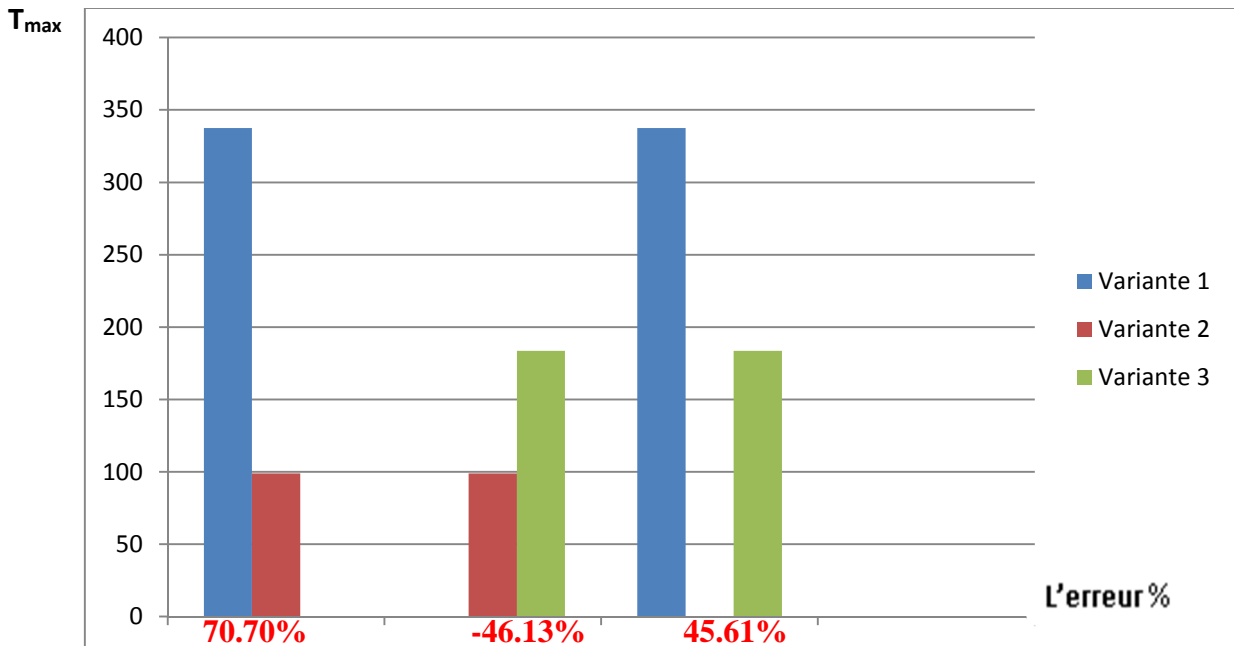


Figure VI.4 : l'histogramme d'efforts tranchant.

D'après la figure VI.4 on constate une diminution d'effort tranchant, tel qu'est importante dans la première variante, et diminue légèrement entre les deux autres.

1.2.Poutre principale loin des voiles

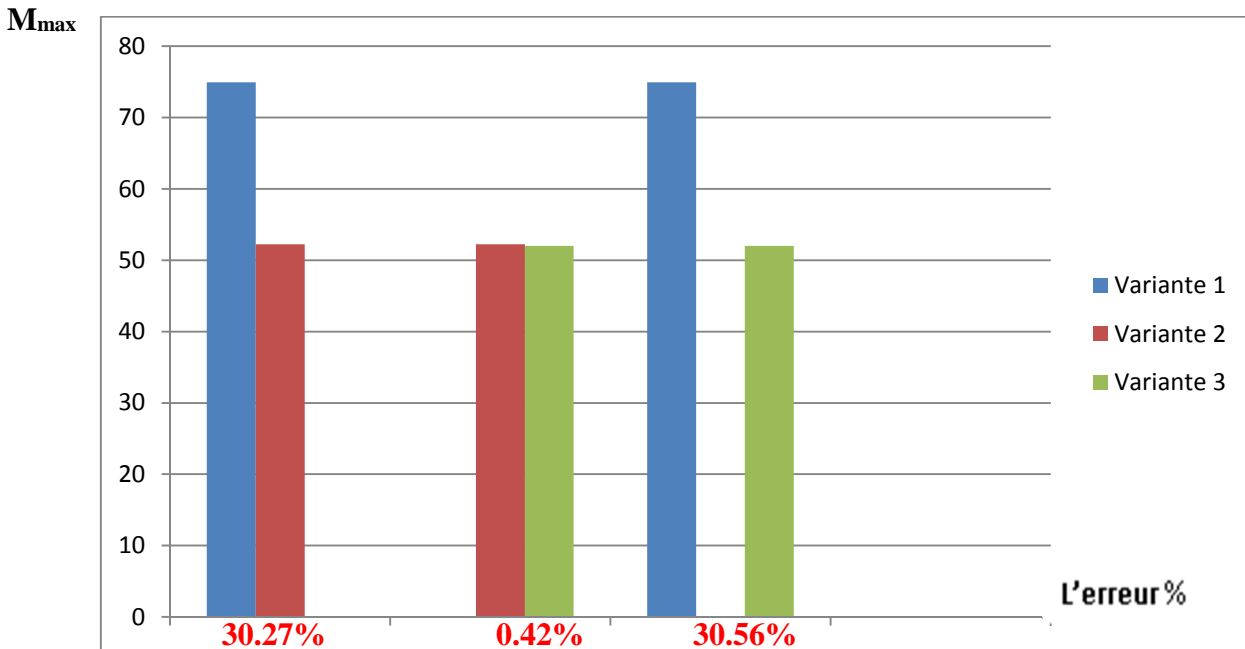


Figure VI.5 : l'histogramme du moment maximal à l'appui_{inf}.

D'après la figure VI.5 on constate une diminution de la valeur du moment, elle est importante dans la première variante par rapport aux deux autres.

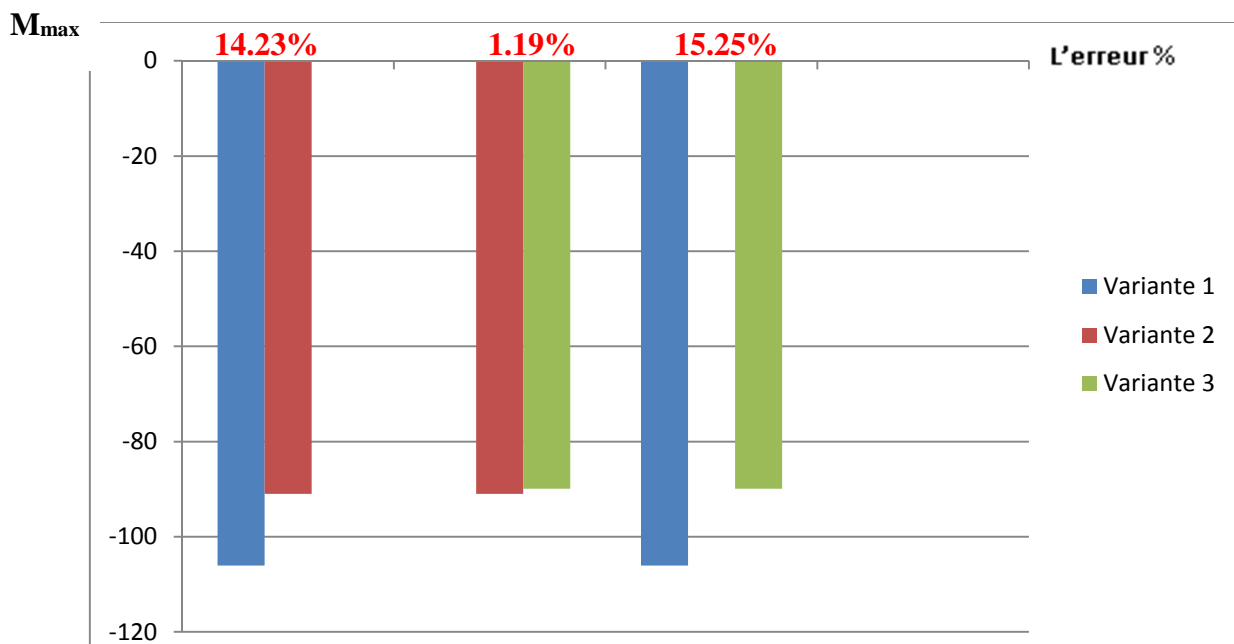


Figure VI.6 : l'histogramme du moment maximal à l'appui_{sup}.

D'après la figure VI.6 on constate une diminution de la valeur du moment, elle est importante dans la première variante par rapport aux deux autre.

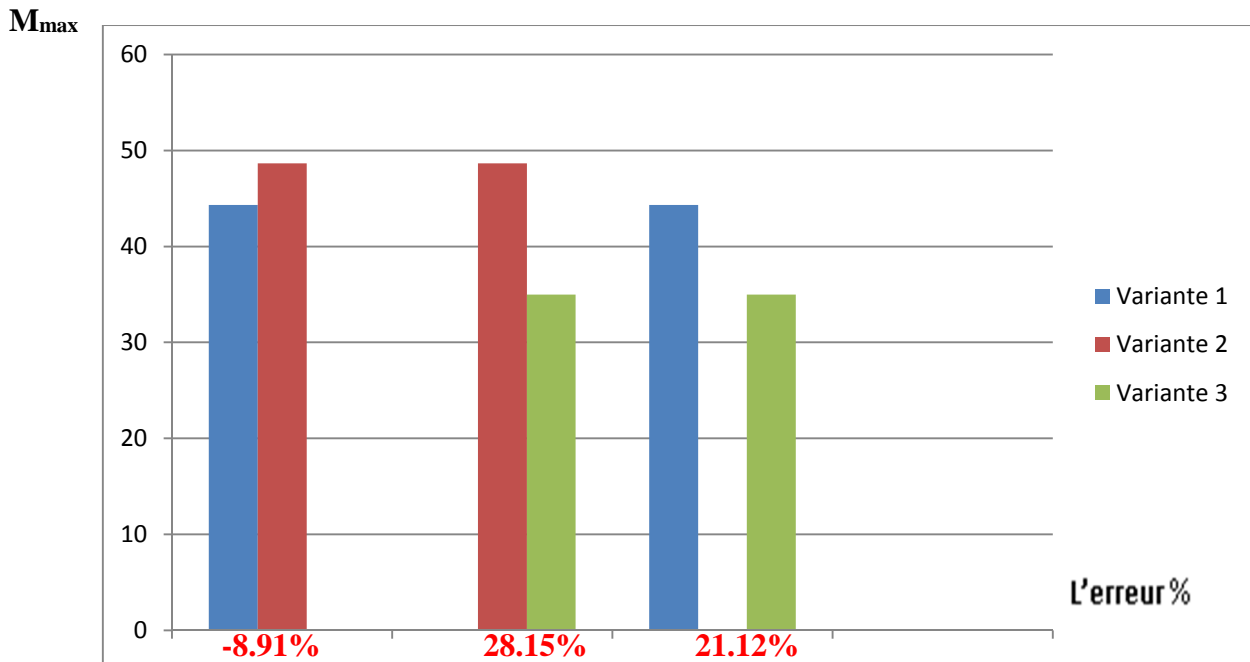


Figure VI.7 : l'histogramme du moment maximal en travée.

D'après la figure VI.7 on constate une variation de la valeur du moment, elle est importante dans la deuxième variante et diminué légèrement entre les deux autre.

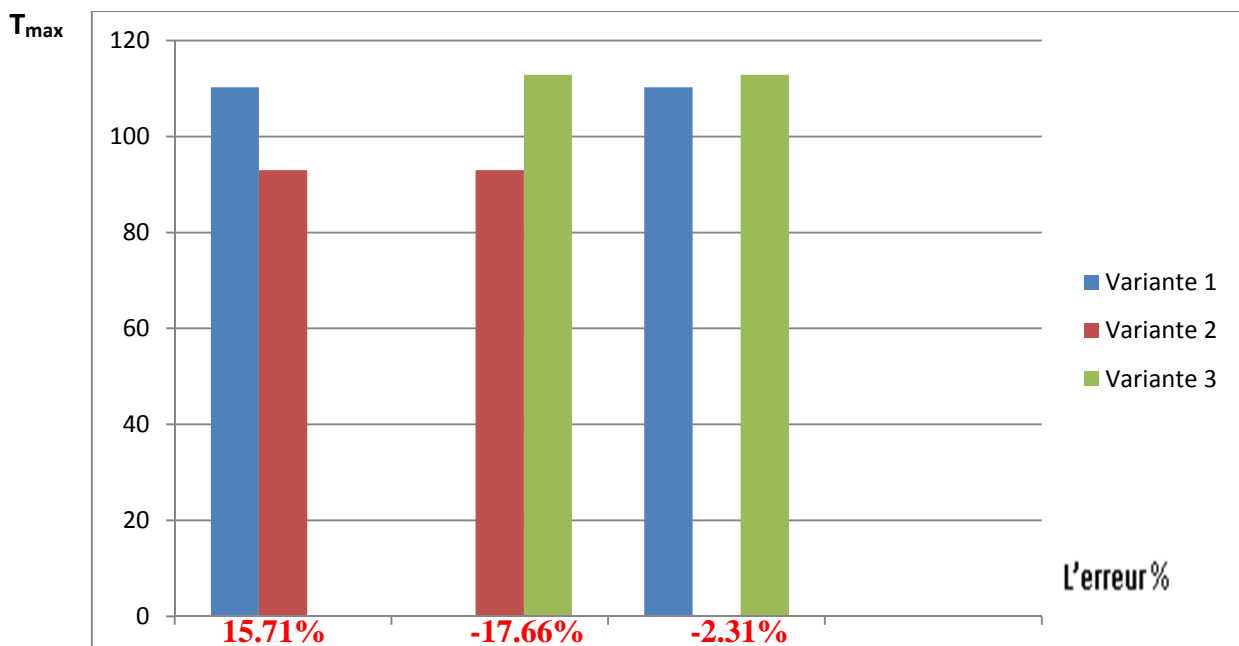


Figure VI.8 : l'histogramme d'effort tranchant.

D’après la figure VI.8 on constate que les valeurs des efforts est proche dans la première et la troisième, et elle varie légèrement dans la deuxième.

1. Poutre secondaire

1.1.Poutre secondaire proche des voiles

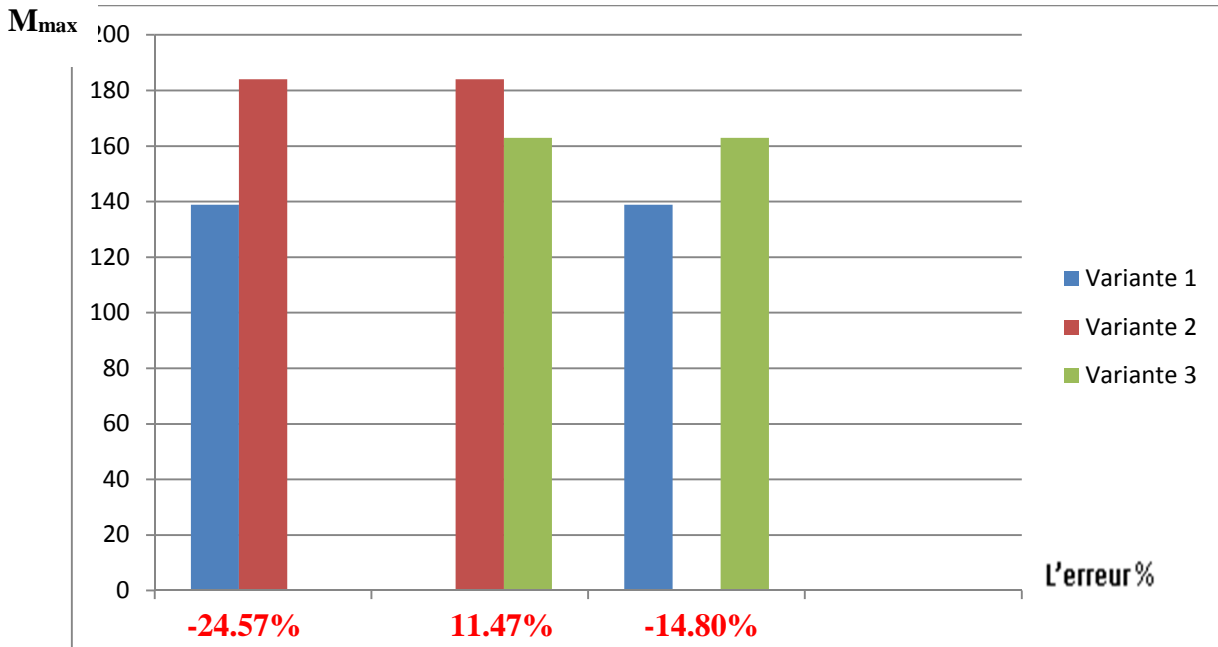


Figure VI.9 : l’histogramme du moment maximal à l’appuis_{inf}.

D’après la figure VI.9 on constate que les valeurs des moments sont supérieures dans la deuxième variante, et elle varie légèrement dans les deux autres.

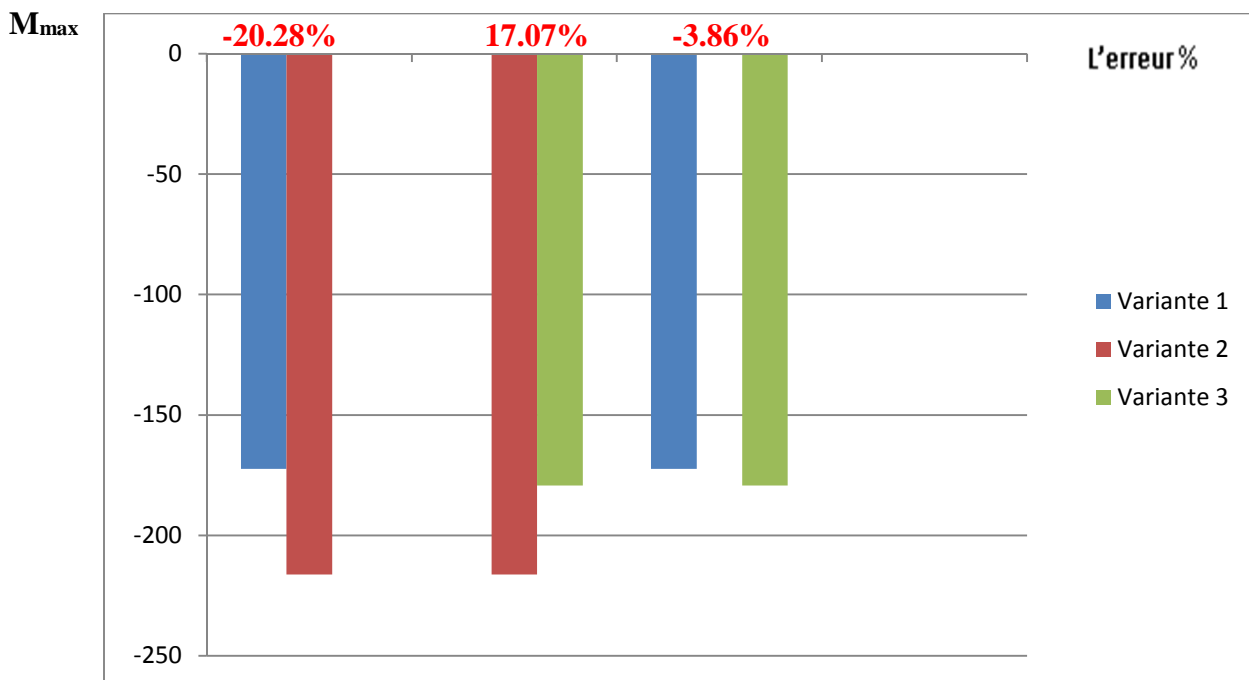


Figure VI.10 : l’histogramme du moment maximal à l’appuis_{sup}.

D'après la figure VI.10 on constate que les valeurs des moments est supérieure dans la deuxième variante, et elle varie légèrement dans les deux autres.

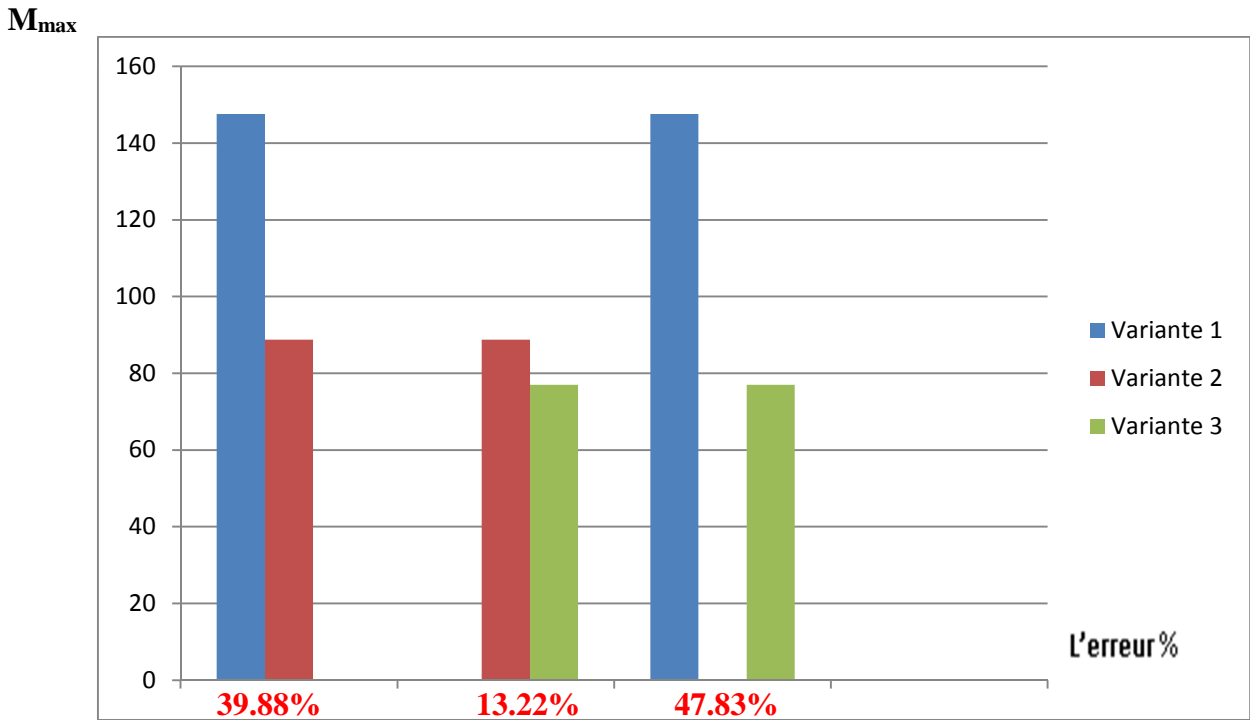


Figure VI.11 : l'histogramme du moment maximal en travée.

D'après la figure VI.11 on constate une diminution de la valeur du moment, elle est importante dans la première variante par rapport aux deux autre.

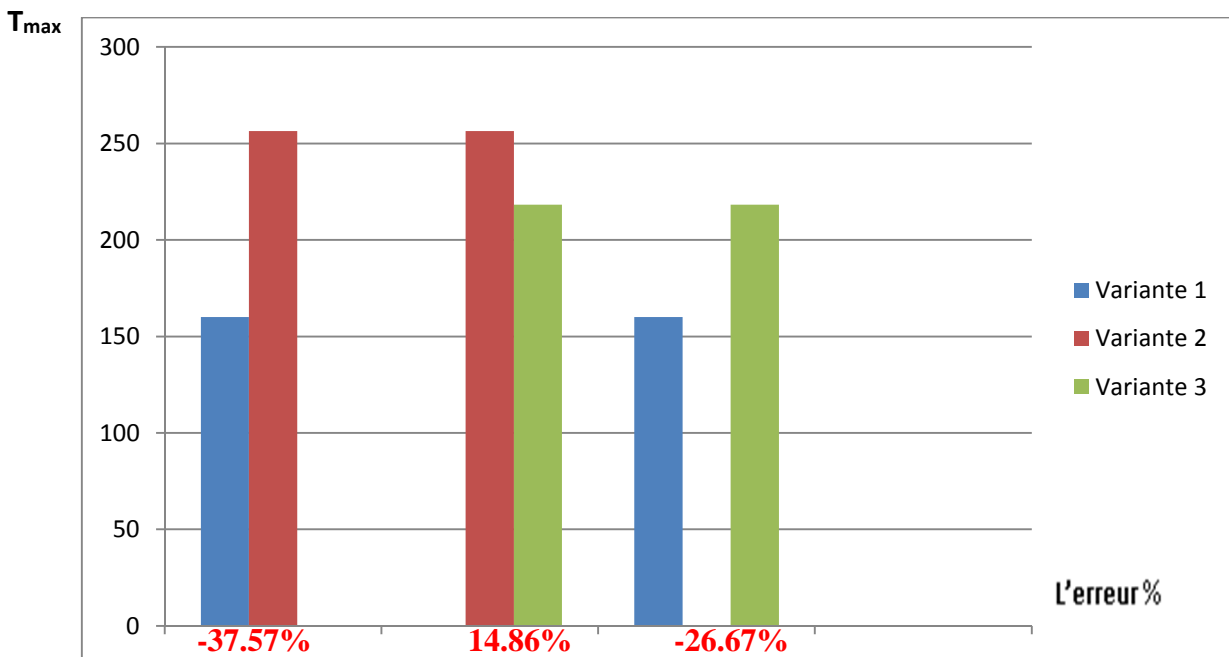


Figure VI.12 : l'histogramme d'effort tranchant.

D'après la figure 12 on constate une variation des efforts dans les trois variantes étudiées.

1.2.Poutre secondaire loin des voiles

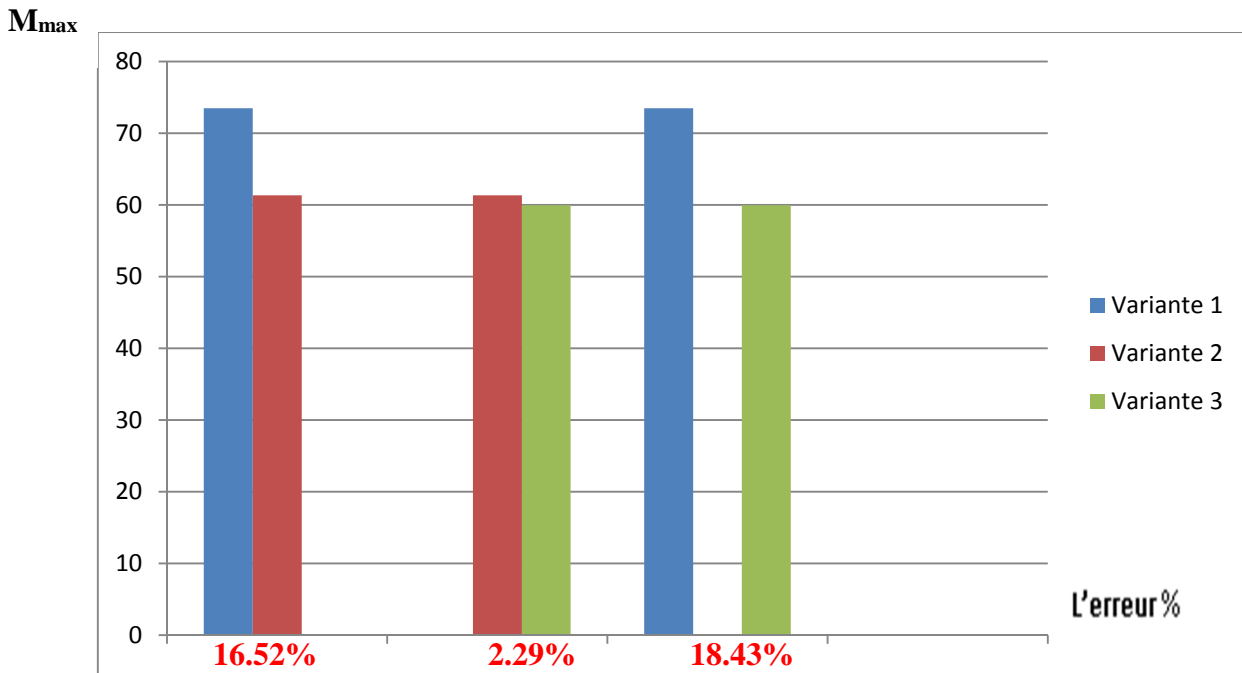


Figure VI.13 : l'histogramme du moment maximal à l'appuis_{inf}.

D'après la figure VI.13 on constate une diminution de la valeur du moment, elle est importante dans la première variante par rapport aux deux autre.

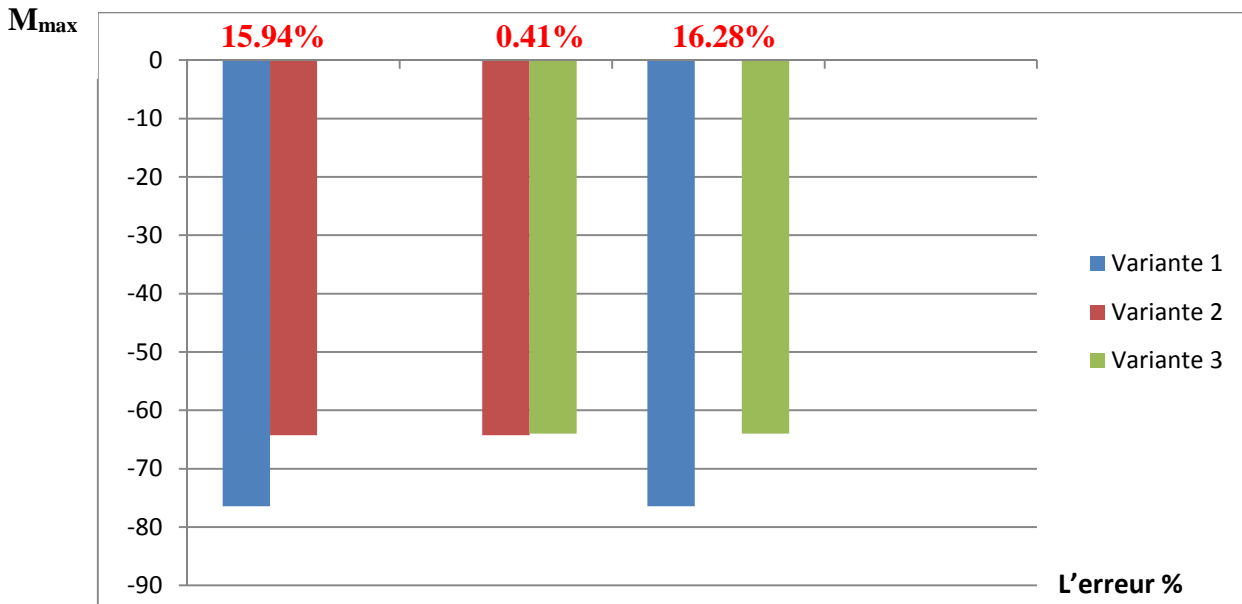


Figure VI.14 : l'histogramme du moment maximal à l'appuis_{sup}.

D'après la figure VI.14 on constate une diminution de la valeur du moment, elle est importante dans la première variante et proche dans les deux autre.

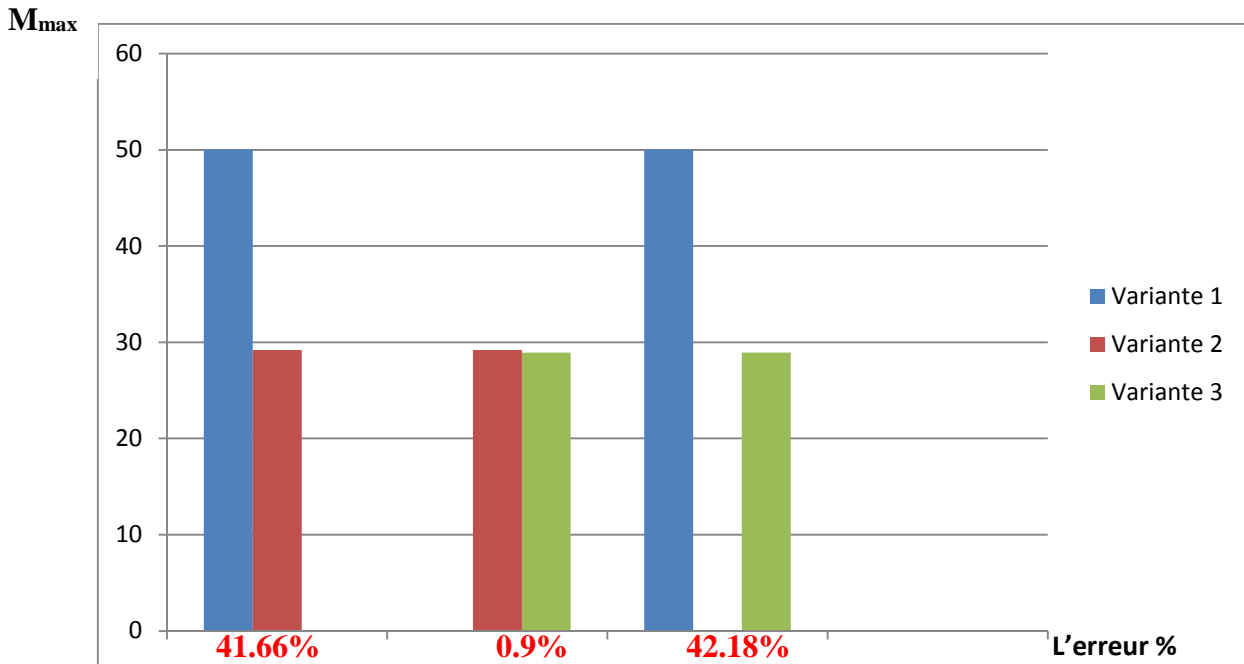


Figure VI.15 : l’histogramme du moment maximal en travée.

D’après la figure VI.15 on constate une diminution de la valeur du moment, elle est importante dans la première variante et proche dans les deux autre.

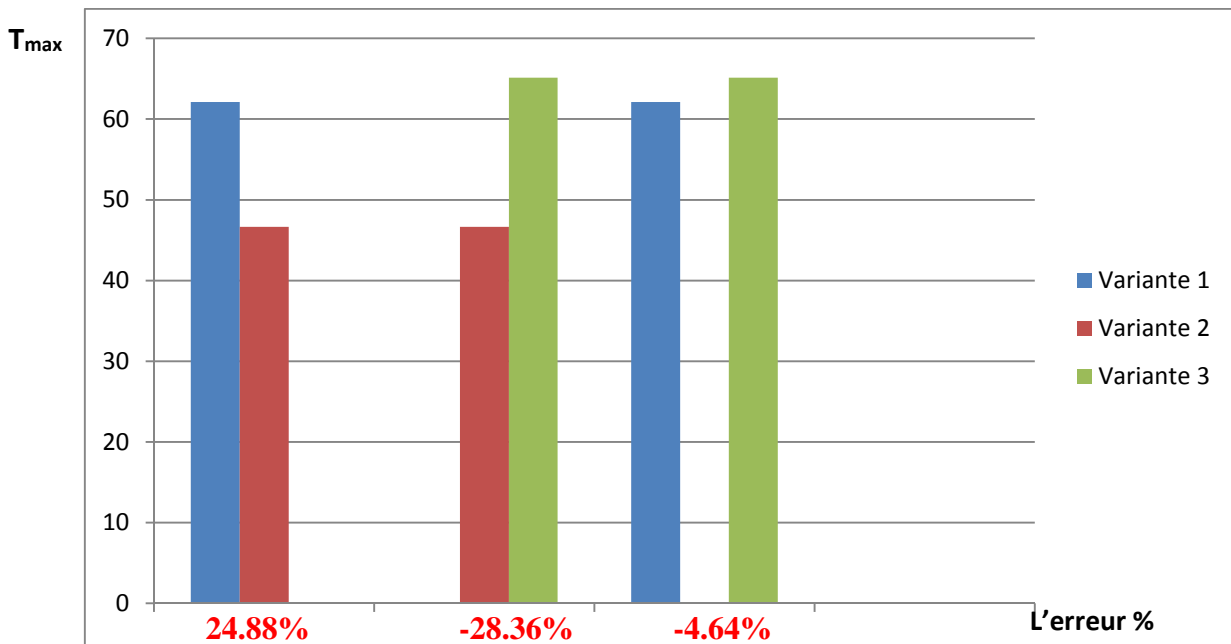


Figure VI.16 : l’histogramme d’effort tranchant.

D’après la figure 16 on constate que les valeurs des efforts est proche dans la première et la troisième variante, et diminue légèrement dans la deuxième variante.

2. Effort interne dans les poteaux

Afin de bien s'assuré de la variante qui donne les efforts internes optimale, on doit procéder au calcul du ferrailage pour chaqu'une des trois variantes, et favoriser celle qui donne le meilleur (le plus proche du minimum de **RPA99/ version 2003 [01]**).

Tableau VI.26. Résultats des sections de ferrailage pour chaque nappe des sections de poteaux.

	A _s (ELU) [cm ²]	A _s (G + Q ± E) [cm ²]	A _s (G ± E) [cm ²]	Section adopté [cm ²]
Variante 1	/	1.74	1.37	1.74
Variante 2	/	2.89	1.27	2.89
Variante 3	/	1.3	1.7	1.70

D'après les résultats obtenus la variante ayant un ferrailage économique est la variante trois

c. Effort interne dans les voiles

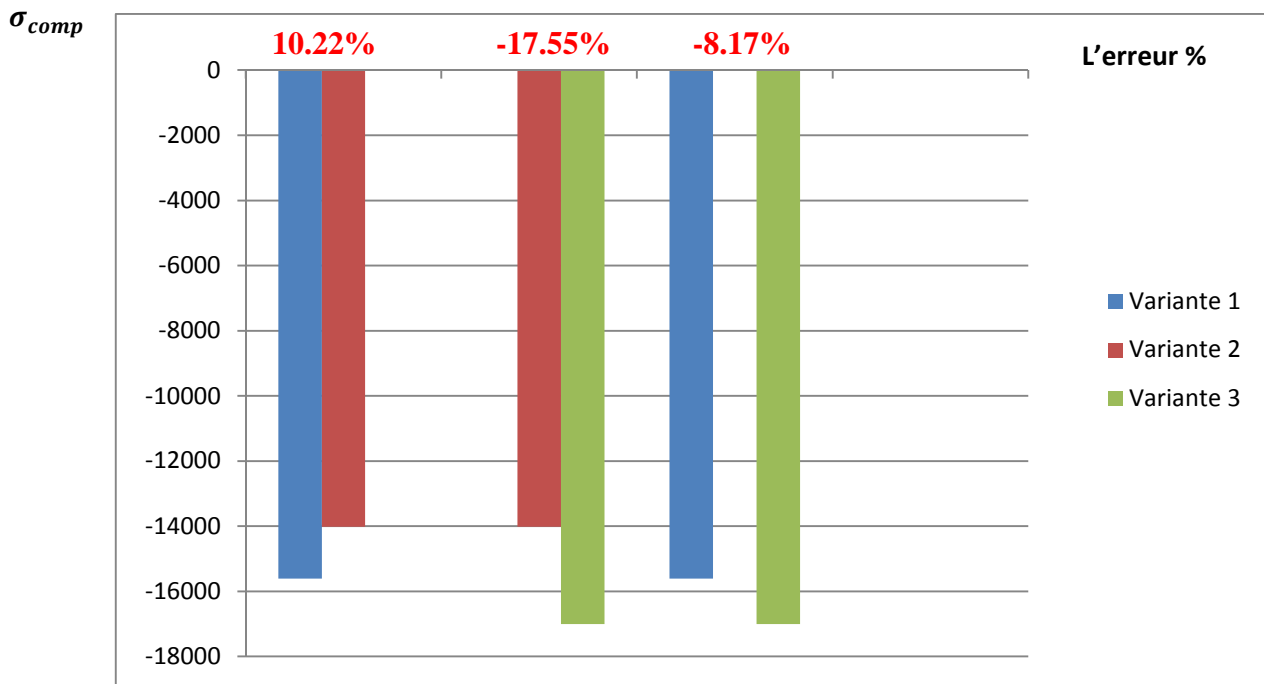


Figure VI.17: l'histogramme d'effort de compression.

On remarque d'après les figures 17 que la contrainte maximale de compression importantes dans la troisième variante et proche dans les deux autres.

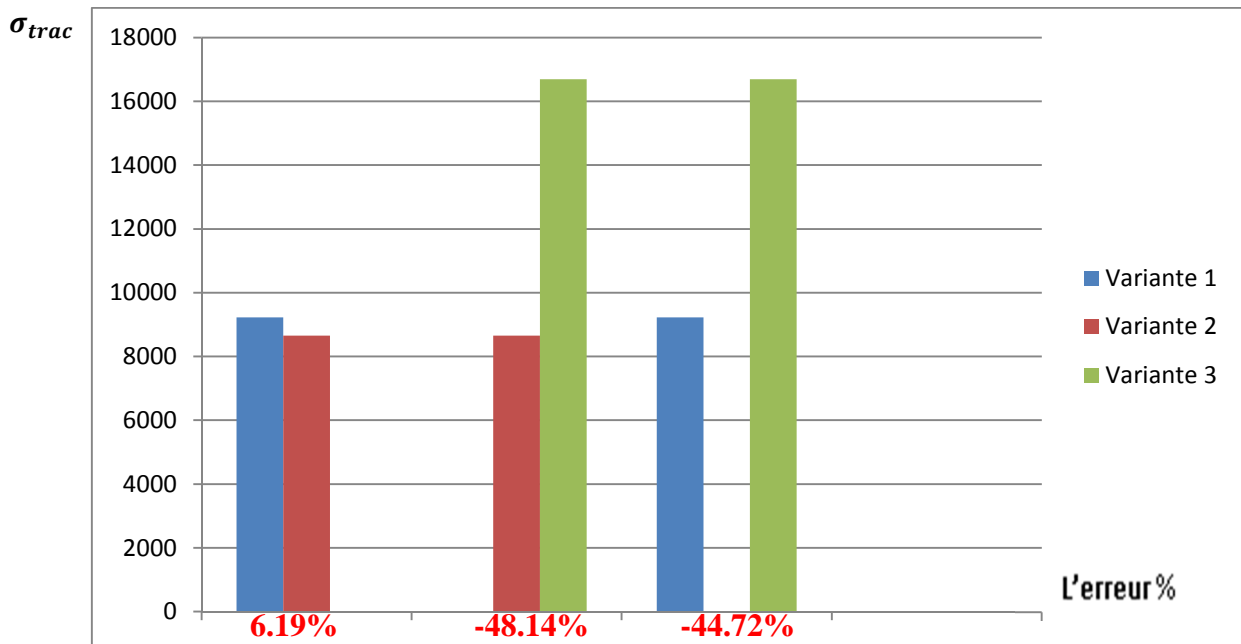


Figure VI.18: l’histogramme d’effort de traction.

On remarque d’après les figures 18 que la contrainte maximale de traction est importante dans la troisième variante et diminue dans les deux autres.

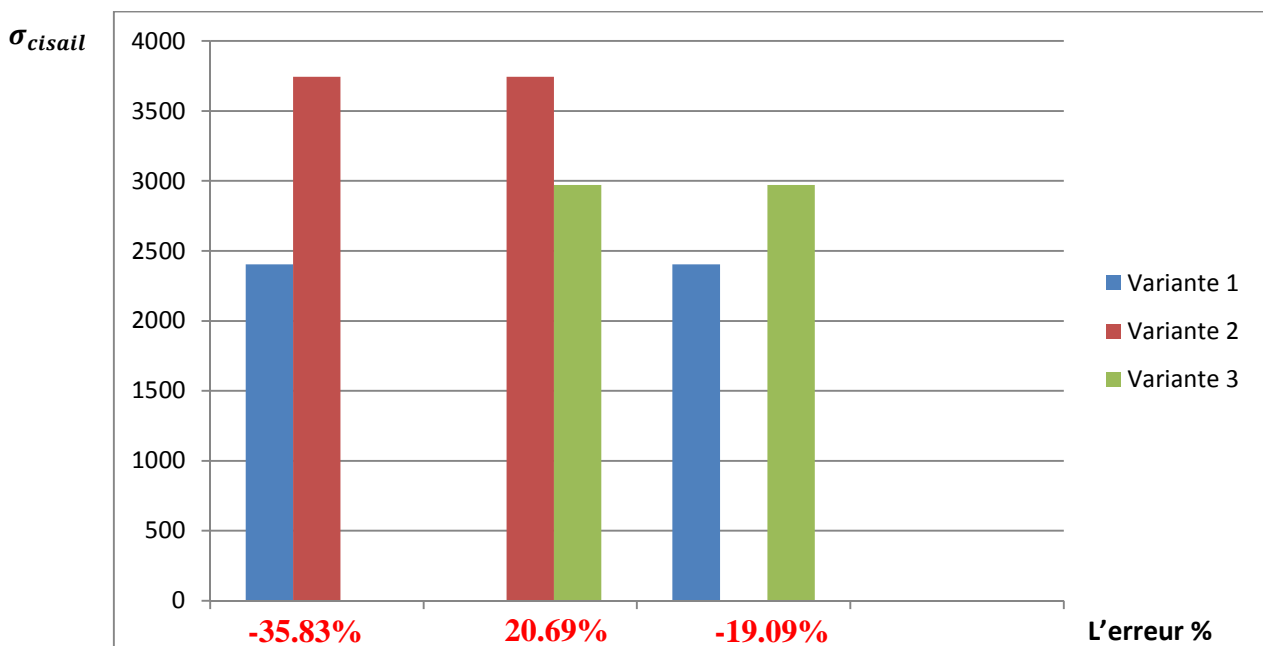


Figure VI.19: l’histogramme d’effort de cisaillement.

On remarque d’après la figure19 que la contrainte maximale de cisaillement elle est relativement élevé dans la deuxième par rapport à celle de la première et la troisième.

d. Déplacement relatifs et latéraux inter étage

1. Déplacement absolu

1.1. X-X

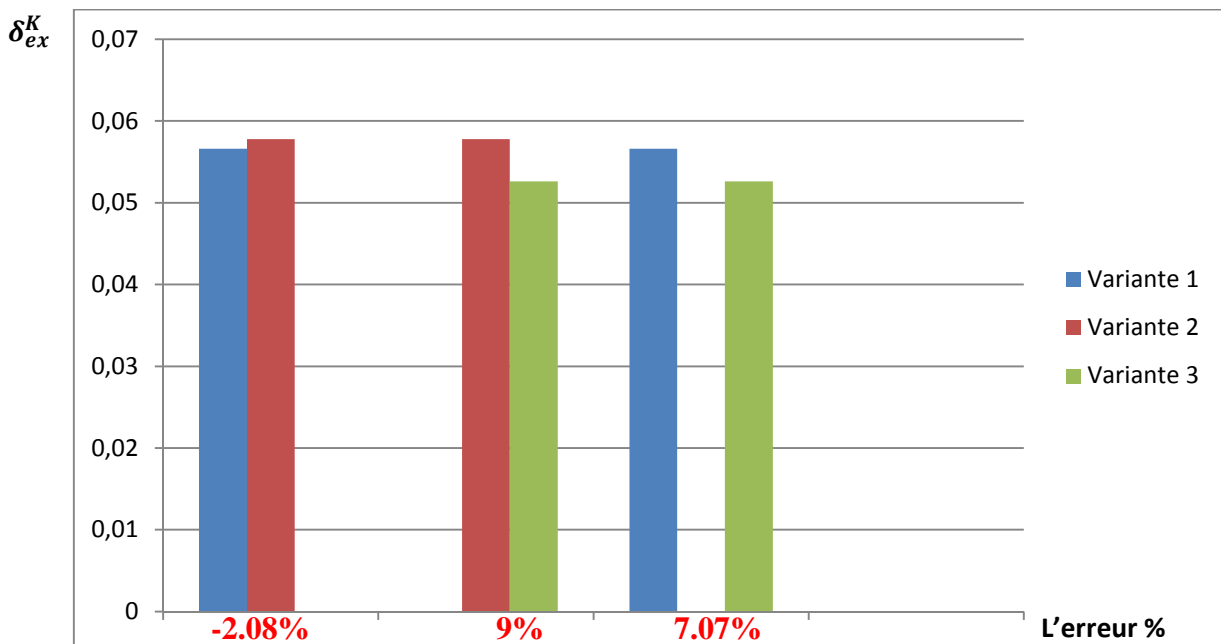


Figure VI.20: l’histogramme du déplacement absolu maximal.

1.2.Y-Y

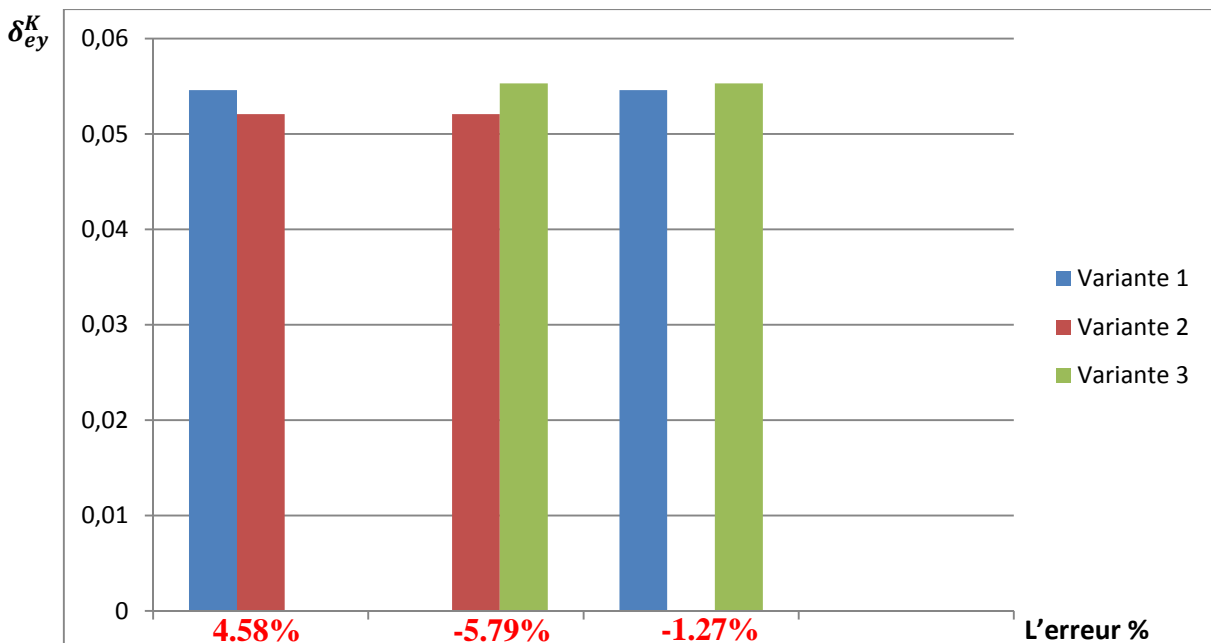


Figure VI.21: l’histogramme du déplacement absolu maximal.

D’après les figures 20, 21 on remarque que les valeurs de déplacement absolu varie légèrement d’une variante à une autre dans les deux sens (x-x et y-y).

2. Déplacement relatifs

2.1.X-X

Δ_{ex}

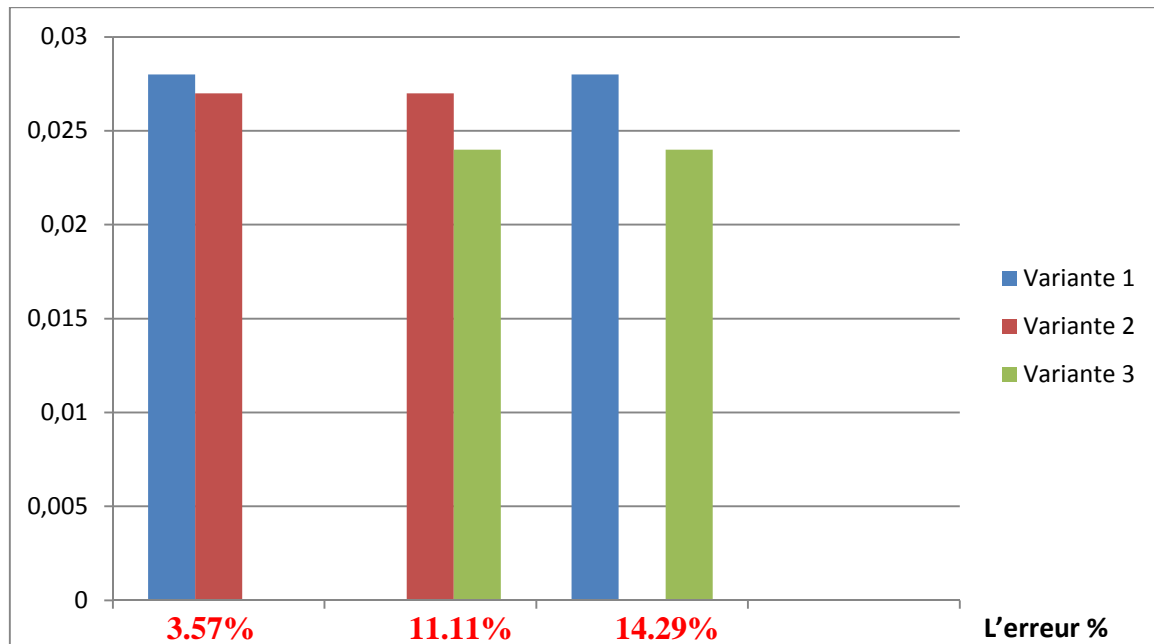


Figure VI.22: l’histogramme du déplacement relatif maximal.

2.2.Y-Y

Δ_{ey}

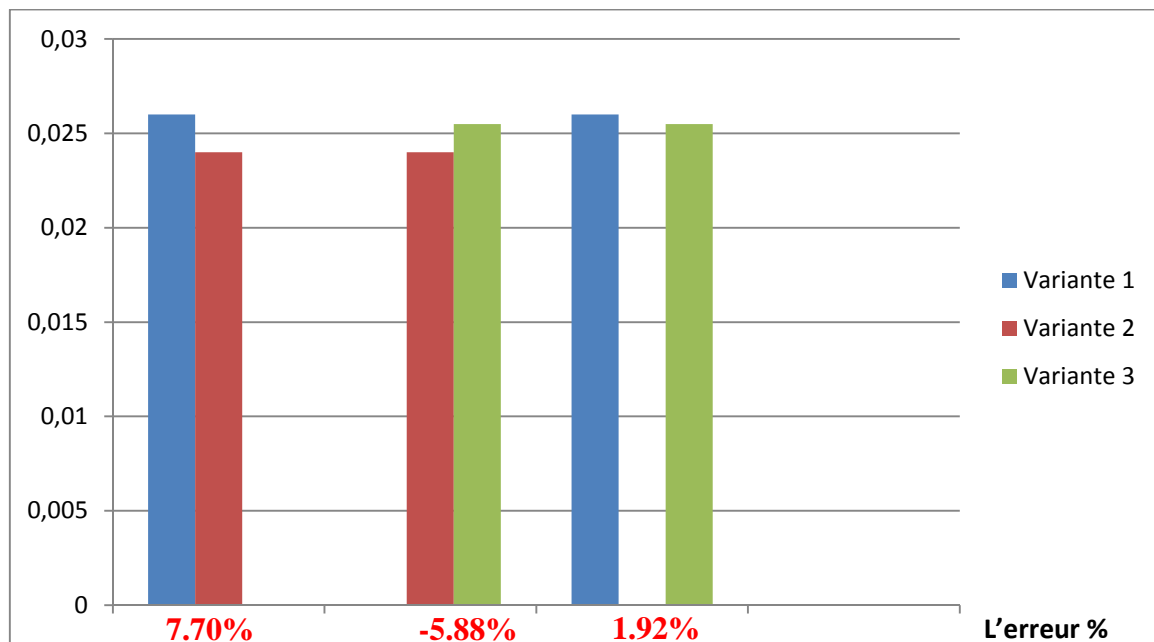


Figure VI.23: l’histogramme du déplacement relatif maximal.

D’après les figures 22, 23 on remarque que les valeurs de déplacement relatif diminuent légèrement d’une variante à une autre.

Ce qui signifie que l’augmentation de la rigidité diminue la valeur des déplacements dans tous les étages de la structure.

Remarque

Le signe (-) signifie une augmentation d'effort

Chaque moment mentionné dans les diagrammes est obtenue à l'aide des combinaisons différentes

VI.7. Observation

Une grande distance entre les éléments de contreventement favorise la résistance de la structure à la torsion, grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal. À l'inverse une petite distance entre eux entrave la résistance de la structure à la torsion.

Les efforts au niveau des éléments avoisinant des voiles sont relativement élevés. Ce phénomène s'explique par le fait que les voiles se comportent comme des consoles verticales, subissant des contraintes maximales sur leurs bords [05], ce qui engendre une concentration d'effort au niveau des poutres. C'est

Un barème d'évaluation des variantes, est présenté comme suite :

✓ ⇒ Favorable.

X ⇒ Défavorable.

Tableau VI.27. Récapitulatif des points récoltés par les trois variantes.

	Variante 1	Variante 2	Variante 3
Comportement dynamique	✓	X	✓
PP proche appuis inf	X	X	✓
PP proche appuis sup	X	X	✓
M_{max} en travée	X	X	✓
Effort tranchant maximum	X	✓	X
PP loin appuis inf	X	X	✓
PP loin appuis sup	X	X	✓
M_{max} en travée	X	X	✓
Effort tranchant maximum	X	✓	X
PS proche appuis inf	✓	X	X
PS proche appuis sup	✓	X	X
M_{max} en travée	X	X	✓
Effort tranchant maximum	✓	X	X
PS loin appuis inf	X	X	✓
PS loin appuis sup	X	X	✓
M_{max} en travée	X	X	✓
Effort tranchant maximum	X	✓	X
Effort dans les poteaux (A_s)	X	X	✓
σ_{comp}	X	✓	X
σ_{trac}	X	✓	X
σ_{cisail}	✓	X	X
δ_{ex}^k	X	X	✓
δ_{ey}^k	X	✓	X
Δ_{ex}	X	X	✓

Δ_{ey}	X	✓	X
Totale	5	7	14

La variante ayant récoltée le plus critère favorable est la variante 3. C'est donc la disposition optimale des voiles et cela revient aux raisons suivantes :

- . L'angle rentrant (Soumis à des concentrations d'efforts sévères dues aux déformations différentielles des ailes du bâtiment).

- . Les extrémités des ailes (Parties éloignées du centre de gravité des niveaux ou de leur Centre de rigidité subissant ainsi, des dommages conséquents lors des séismes).

- . Les angles (Qui sont davantage sollicités lors d'un séisme par rapport aux parties courantes).

Aussi, les voiles ont été disposés sur les façades procurant ainsi, de grands bras de levier aux couples résistant à la torsion d'axe verticale.

Les voiles aux extrémités des ailes occupent presque la totalité des travées, offrant ainsi, une meilleure résistance aux forces horizontales grâce à un bras de levier plus important.

VI.8. Conclusion

La variante trois (03) présentes le meilleur comportement dynamique, et donne aussi de très bons résultats en termes d'efforts internes, de déplacements, et par conséquent on peut dire qu'elle est plus stable que les deux autres variantes étudiées.

Bien que la variante une (01) présente une configuration presque similaire, mais la troisième (03^{ème}) à donner de meilleurs résultats, cela s'explique par la symétrie orthogonale de certains des voiles.

VII.1. Introduction

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

C'est pour cela qu'avant de passer à l'étape de ferrailage des éléments structuraux, le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (**RPA99) version 2003 [01]** exigent la satisfaction des conditions suivantes :

- . Justification du système de contreventement (**Article 3.4**)
- . Sollicitations normales (**Article 7.4.3.1**)
- . Nombre de mode à considérer (**Article 4.3.4**)
- . Résultante des forces sismiques de calcul (**Article 4.3.6**)
- . Justification vis-à-vis de l'effort P- Δ (**Article 5.9**)
- . Justification vis-à-vis des déformations (**Article 5.10**)

VII.2. Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- . La méthode statique équivalente.
- . La méthode d'analyse modale spectrale.
- . La méthode dynamique par accélérogrammes.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, d'après le **RPA99/ version 2003 [01]**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique III groupe d'usage 2.

Le calcul se fait par la méthode dynamique spectrale du fait que notre ouvrage ne répond pas aux critères (4.1.2.b) exigés par le RPA99/ version 2003 [01], quand à l'application de la méthode statique équivalente.

La hauteur de la structure $H= 43.37 \text{ m} > 23 \text{ m}$

Donc nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) car elle peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

VII.3. Méthode d'analyse modale spectrale

VII.3.1. Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

VII.3.2. Domaine d'application

La méthode dynamique est plus particulièrement utilisée quand la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

VII.3.3. Spectre de réponse de calcul

Selon le RPA99/ version 2003 [01] (Article 4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération des zones (Tableau 4.1).

η : Coefficient de correction d'amortissement.

Q : Facteur de qualité (Tableau 4.3).

T : période fondamentale de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7).

R : Coefficient de comportement global de la structure (**Tableau 4.4**).

VII.4. Justification du système de contreventement (l'interaction voiles – portiques)

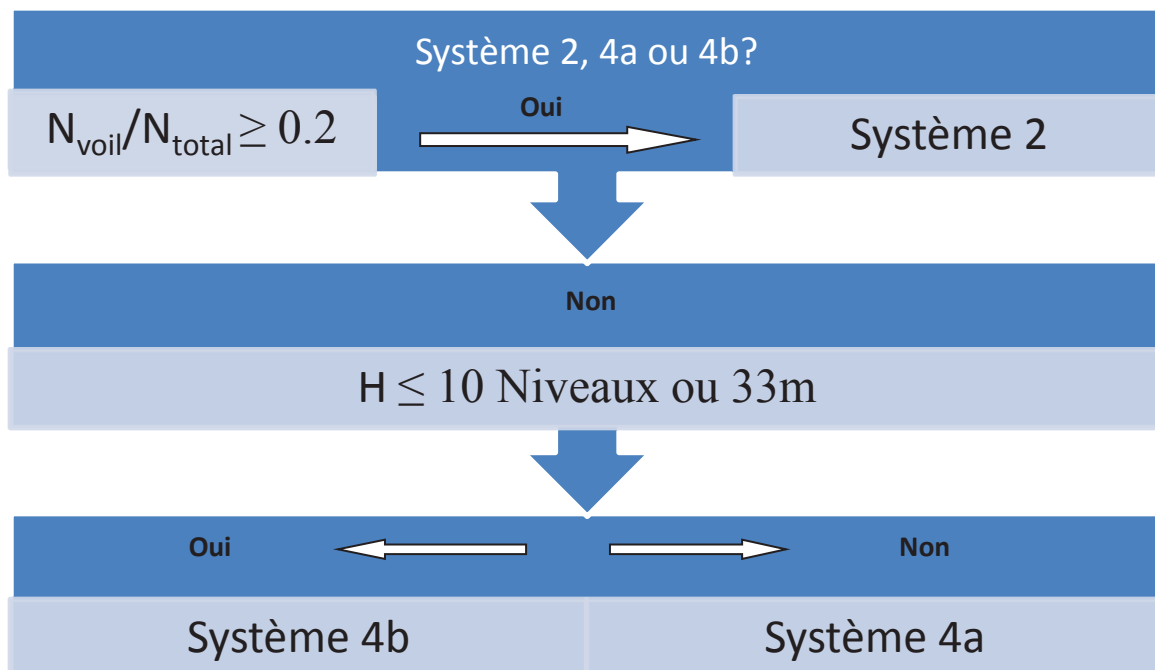
Nous avons d'abord supposé que le système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques – voiles, est pour confirmer notre première supposition, il y a lieu de vérifier le pourcentage de reprise des charges (horizontales et verticales).

. Sous charge horizontale :

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leur interaction à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

L'objectif de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement **R** pour chacune des catégories. La figure suivante reprend un organigramme proposé par **TALEB. R [08]** pour la classification du système de contreventement.



. Sous charge verticale :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau VII.1 : Vérification de l'interaction voiles-portique sous charges verticales.

Niveau	Charge [KN]			Pourcentage [%]	
	Totale	Portiques	Voiles	Portique [%]	Voiles [%]
RDC	50826.34	33897.4	10012.801	66.69	19.70

D'après les résultats obtenus dans le tableau : l'interaction verticale est vérifiée.

D'où :

Le système de contreventement du bâtiment est le « a » (Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification de d'interaction portiques – voiles) car d'une part, les voiles reprennent moins de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales, et d'autre part, la hauteur totale de la structure dépasse les **33 mètres (43.37 m)**. C'est ce qui nous permet de confirmer notre supposition, d'où le coefficient de comportement **R = 5**.

VII.4. Vérification des conditions du RPA

a. Sollicitations normales (Article 7.4.3.1) [01]

Afin d'éviter ou limité le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99/ version 2003 (Article 7.4.3.1) [01]**, nous exige la vérification pour chaque niveau (l'où il n'y a pas réduction de section) la relation suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$$

Où :

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

B_c : L'aire de la section (section brute).

f_{cj} : Résistance caractéristique de béton.

Alors :

On doit sélectionner les poteaux à la base, et les combinaisons d'actions sismiques « **G + Q ± E** » et « **0.8G ± E** ».

D'où :

$$N_d = 2205.87 \text{ KN (à la base).}$$

Donc :

$$\vartheta = \frac{2205.87}{(0.5 \times 0.5) \times 25000} = 0.35 > 0.3 \implies \text{La condition est non vérifiée.}$$

D'après les résultats y a un risque de rupture fragile, c'est pour cela il faut augmenter les paramètres du dominateur soit B_c où f_{cj} . Les résultats après augmentation des sections des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Vérification sous sollicitation normal (Effort normal réduit).

Niveau	Nouvelle section [cm ²]	Effort normal N_d [KN]	ϑ	Observations
Poteaux 11/12	35	372.98	0.12	Condition vérifiée
Poteaux 8/10	40	776.69	0.19	Condition vérifiée
Poteaux 5/7	45	1251.04	0.25	Condition vérifiée
Poteaux 2/4	50	1889.93	0.30	Condition vérifiée
Poteaux RDC/1	55	2287.69	0.30	Condition vérifiée

Donc, les sections des poteaux à retenir définitivement sont celle donné au tableau ci-dessus.

b. Nombre de mode à considérer (Article 4.3.4) [01]

Selon l'article : « Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation » doit être tel que :

. La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.

. Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

. Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée
RPA99/ version 2003 [01].

Tableau.3 : Vérification du comportement modale de la structure.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,169438	0,0555	72,7478	0,0555	72,7478
2	1,045324	53,4559	0,0512	53,5114	72,7990
3	0,833541	18,7317	0,0071	72,2431	72,8061
4	0,352432	0,0073	13,8406	72,2505	86,6467
5	0,313006	10,9521	0,0049	83,2026	86,6516
6	0,232140	3,5869	0,0008	86,7895	86,6523
7	0,170794	0,0006	5,4664	86,7902	92,1188
8	0,152279	4,2029	0,0005	90,9930	92,1193

D'où :

Le nombre de mode à retenir est 8 modes, ou la somme des masses modales effectives dans chacune des deux directions d'excitation est la suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{SumUX (somme suivant la direction x) = 91.1690\%} \\ \text{SumUY (somme suivant la direction y) = 92.2914\%} \end{array} \right.$$

c. Résultante des forces sismique de calcul (Article 4.3.6) [01]

Selon l'article, « 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 équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique approprier ».

Si : $V_{analytique} < 0.8 V_{MSE}$ alors il faudrait augmenter tous les paramètres de la réponse (force, déplacements, moments...) et pour cela on multiplie le facteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ (gravité) de la réponse spectrale par $0.8 \frac{V_{MSE}}{V_{analytique}}$ RPA99/ version 2003 [01].

. Calcul de la force sismique totale (Article 4.2.3) [01]

La force sismique totale V , appliqué à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Où :

A : Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1). D'où : **A = 0.25 (Zone : III, Groupe : 2)**

R : Coefficient de comportement global de la structure (Tableau 4.3). D'où : **R =**

Q : Facteur de qualité de la structure (Tableau 4.4).

W : Poids totale de la structure, donné par le logiciel «ETABS» en utilisant la combinaison « $G + \beta Q$ » Avec : **$\beta = 0.2$** (Bâtiment d'habitation). **W = 52999.19 KN.**

D : Facteur d'amplification dynamique moyenne, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (**n**) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7 \text{ (Relation 4.3)}$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2). D'où : **$\zeta = 8.5\%$** (portique-voiles).

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816$$

La période caractéristique T_2 est donnée par le (**Tableau 4.7**) en fonction de la catégorie du site d'implantation de la structure. N'ayant pas le rapport géotechnique du sol à disposition, il est arbitrairement considéré comme meuble ou de catégorie **S3**. **D'où : $T_2 = 0.5$ sec.**

. Estimation de la période fondamentale de la structure (Article 4.2.4) [01]

L'article postule que : « Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh où des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus **30%** » **RPA99/ version 2003 [01]**.

. Calcul de la période à l'aide des formules empiriques

$$T = \min \left(C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

Où :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

D'où : $h_N = 43.37$ m.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le (**Tableau 4.6**). **D'où : $C_T = 0.05$ (Cas N° 4).**

D : Démentions du Tour mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré. **D'où : $D_x = 23.10$ m, $D_y = 20.55$ m.**

Pour mieux interprété cet article [01], la période choisie pour le calcul ce facteur D est déterminée dans le tableau suivant :

Condition du T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1.3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1.3 T_{\text{empirique}}$

Donc :

Pour le sens longitudinal

$$T = \min \left[(0.05) \times (43.37)^{3/4} ; \frac{0.09 \times 43.37}{\sqrt{23.10}} \right] = \min (0.845 ; 0.812) = 0.812 \text{ sec.}$$

$$\implies 1.3 T_{\text{empirique}} = 1.0556 \text{ sec.}$$

Pour le sens transversal

$$T = \min \left[(0.05) \times (43.37)^{3/4}, \frac{0.09 \times 43.37}{\sqrt{20.55}} \right] = \min (0.845 ; 0.861) = 0.845 \text{ sec.}$$

$$\implies 1.3T_{\text{empirique}} = 1.0985 \text{ sec.}$$

Alors :

$$T = 1.3T_{\text{empirique}} = 1.0556 \text{ sec.}$$

ET :

$$T_{\text{analytique}} = T_{\text{logicielle}} = 1.1774 \text{ sec}$$

D'où :

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.0556 \text{ sec} < T_{\text{analytique}} = 1.1774 \text{ sec.}$$

La condition est vérifiée, donc la période fondamentale de la structure est : $T = 1.3T_{\text{empirique}} = 1.0556 \text{ sec.}$

Finalement :

$$T_2 = 0.5 \text{ sec} \leq T = 1.0556 \text{ sec} \leq 3.0 \text{ sec} \implies D = 2.5\eta (T_2 / T)^{2/3}$$

Donc :

$$D = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.5}{1.0556} \right)^{2/3} \implies D = 1.24$$

. Détermination du facteur de qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- . La régularité en plan et en élévation.
- . La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- . La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma Pq$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non » **RPA99/ version 2003 [01]**.

Tableau VII.4 : Détermination des pénalités en fonction de critère de qualité.

Critère	Observation	Pénalité
Condition minimal sur les filles de contreventement	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
	$\sum P_q$	0.15

D'où :

$$Q_x = Q_y = 1 + 0.15 \implies Q = 1.15$$

Finalemment : La force sismique V égale à :

$$V = \frac{0.25 \times 1.16 \times 1.15}{5} \times 52999.19 = 3535.05$$

$$\implies V = 3535.05 \text{ KN}$$

Du logicielle :

$$. V_{t-x} = 3521.44 \text{ KN}$$

$$. V_{t-y} = 3772.67 \text{ KN}$$

Donc :

$$. 0.8V = 0.8 \times 3535.05 \implies 0.8V = 2828.04 \text{ KN}$$

D'où :

$$V_{t-x} = 3521.44 \text{ KN} > 0.8V = 2828.04 \text{ KN}$$

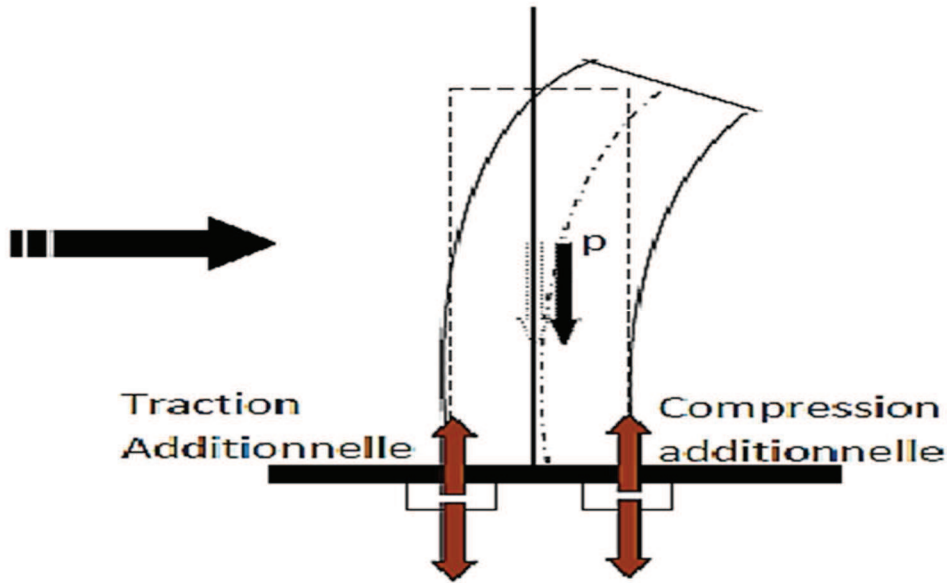
$$V_{t-y} = 3772.67 \text{ KN} > 0.8V = 2828.04 \text{ KN}$$

$V_{\text{analytique}} > 80\% V_{\text{MSE}}$ donc, la condition exigée par l'article 4.3.6 du RPA99/ version 2003 [01].

d. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (Article 5.9) [01]

Selon l'article : « Les effets de deuxième ordre (où effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticale après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est vérifiée à tous les niveaux » :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$



Avec :

- . V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K » (Donner par le logiciel ETABS).
- . Δ_k : Déplacement relatifs « K » par rapport au niveau par rapport au niveau « K-1 » (Donner par le logiciel ETABS).
- . h_k : hauteur d'étage « K ».

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

Niv	Sens X-X					Sens Y-Y				
	P_k [KN]	Δ_k [m]	V_k [KN]	h_k [m]	θ_k	P_k [KN]	Δ_k [m]	V_k [KN]	h_k [m]	θ_k
13	1402.92	-0.0015	98.88	3.06	-0.007	1402.92	0	117.55	3.06	0
12	5289.59	0.0165	737.42	3.06	0.04	5289.59	0.0195	847.38	3.06	0.04
11	9020.07	0.018	1180.94	3.06	0.045	9020.07	0.020	1310.77	3.06	0.045
10	12845.22	0.0195	1554.75	3.06	0.053	12845.22	0.0215	1701.55	3.06	0.053
09	16670.37	0.0205	1880.14	3.06	0.06	16670.37	0.0235	2043.91	3.06	0.063
08	20495.53	0.023	2161.70	3.06	0.071	20495.53	0.0245	2333.56	3.06	0.07
07	24427.97	0.023	2410.40	3.06	0.076	24427.97	0.025	2593.94	3.06	0.077
06	28360.41	0.024	2640.09	3.06	0.082	28360.41	0.0265	2835.82	3.06	0.087
05	32292.85	0.0235	2850.46	3.06	0.087	32292.85	0.026	3056.63	3.06	0.09

04	36345.2	0.0235	3035.65	3.06	0.092	36345.2	0.026	3262.87	3.06	0.095
03	40375.43	0.0215	3193.64	3.06	0.009	40375.43	0.024	3442.35	3.06	0.092
02	44405.65	0.020	3325.17	3.06	0.087	44405.65	0.0215	3584.31	3.06	0.087
01	48568.41	0.016	3422.15	3.06	0.074	48568.41	0.017	3693.68	3.06	0.073
RDC	52659.19	0.008	3462.88	3.58	0.034	52659.19	0.009	3745.57	3.58	0.041

Puisque les coefficients $\theta_k < 0.1$ pour chaque niveau « **K** » et dans les deux sens, donc on peut négliger l'effet **P-Δ** dans le calcul des éléments structureaux.

e. Justification vis-à-vis des déformations (Article 5.10)

Selon l'article : « Les déplacements relatifs absolus latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h) ». C'est pour cela la condition suivante doit être vérifiée :

$$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$$

Avec :

$\bar{\Delta}_k$: Déplacement latérale admissible ($\bar{\Delta}_k = 0.01 \times h_{\text{étage}}$).

Δ_k : Déplacement latéral relatif au niveau « **K** » par rapport au niveau « **K-1** » son expression est donnée comme site : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$; Où $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques (**Donné par ETABS**).

R : Coefficient de comportement (**Donné par le tableau 4.3 du RPA99**).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII.6 : Justification vis-à-vis des déformations.

Niv	δ_{ex}^k [m]	δ_{ey}^k [m]	R	δ_x^k [m]	δ_y^k [m]	Δ_{ex} [m]	Δ_{ey} [m]	$\bar{\Delta}_k$ [m]	Observation
14	0.0484	0.0568	5	0.242	0.284	-0.0015	0	0.0306	Oui
13	0.0514	0.0568	5	0.257	0.284	0.0165	0.0195	0.0306	Oui
12	0.0481	0.0529	5	0.2405	0.2645	0.018	0.020	0.0306	Oui
11	0.0445	0.0489	5	0.2225	0.2445	0.0195	0.0215	0.0306	Oui
10	0.0406	0.0446	5	0.203	0.223	0.0205	0.0235	0.0306	Oui
9	0.0364	0.0399	5	0.1825	0.1995	0.023	0.0245	0.0306	Oui

8	0.0319	0.035	5	0.1595	0.175	0.023	0.025	0.0306	Oui
7	0.0273	0.030	5	0.1365	0.150	0.024	0.0265	0.0306	Oui
6	0.0225	0.0247	5	0.1125	0.1235	0.0235	0.026	0.0306	Oui
5	0.0178	0.0195	5	0.089	0.0975	0.0235	0.026	0.0306	Oui
4	0.0131	0.0143	5	0.0655	0.0715	0.0215	0.024	0.0306	Oui
3	0.0088	0.0095	5	0.044	0.0475	0.020	0.0215	0.0306	Oui
2	0.0048	0.0052	5	0.024	0.026	0.016	0.017	0.0306	Oui
1	0.0016	0.0018	5	0.008	0.009	0.008	0.009	0.0306	Oui

Les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs aux déplacements admissibles, donc la condition exigée dans RPA99/ version 2003 [01] (Article 5.10) est vérifiée.

f. Justification de la stabilité au renversement

D'après le RPA99/ version 2003 [01] : « Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids de la fondation et éventuellement au poids du remblai » la relation suivante doit être vérifiée.

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.05$$

Avec :

- . M_r : Moment du renversement.
- . M_s : Moment stabilisant ($M_s = W.V$).

Où :

- . W : Poids total de la structure.
- . V : La distance entre le CDG et la fibre la plus éloignée (Déterminer par le logiciel AutoCAD V_x et V_y)

. Sens longitudinal

Tableau VII.7 : Vérification du renversement dans le sens longitudinal.

W	V_x	M_s	M_{rx}	$\frac{M_s}{M_r}$	Observation
52890.77	14.5387	768963.04	102723.377	7.50	Condition vérifiée

. Sens transversal**Tableau VII.8** : Vérification de renversement dans le sens transversal.

W	V_y	M_s	M_{ry}	$\frac{M_s}{M_r}$	Observation
52890.77	2.5880	136881.31	96902.943	1.41	Condition vérifiée

VII.5. Conclusion

Après plusieurs tests sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux (Augmentation de la section des poteaux), nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/ version 2003 [01]**, donc en peut dire que notre structure est stable sous chargement sismique.

VIII.1. Les poutres

VIII.1.1. Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres (principales et secondaires). Après détermination des sollicitations (**M, N, T**), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/ version 2003 [01]** et celle donnée par le **BAEL99 [02]**. En considérant que la fissuration est comme non préjudiciable, et les sollicitations les plus défavorables sont déterminées par les combinaisons suivantes :

. **Combinaison fondamentale :**

$$1.35G + 1.5Q$$

. **Combinaison accidentelle :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

VIII.1.2. Les recommandations du RPA99 / version 2003 pour le ferrailage des poutres (Article 7.5.2) [01]

. **Armature longitudinale (Article 7.5.2.1) [01]**

. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire, $A_l^{min} = 0.5\% \times b \times h$.

. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section de béton en zone courante.

6% de la section de béton en zone de recouvrement.

. La longueur minimale de recouvrement est de :

40 \emptyset en zone I et II_a.

50 \emptyset en zone II_b et III.

D'où :

Tableau VIII.1. Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.

Dimensions des poutres [cm ²]	A _{minimal} [cm ²] (0.5% de la section)	A _{maximal} [cm ²]	
		Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
PP (30×40)	6	48	72
PS (30×35)	5.25	42	63

. Armature transversale (Article 7.5.2.2) [01]

. La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.

. L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12, \phi_l \right) \implies \text{Dans la zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \implies \text{EN dehors de la zone nodale.}$$

. La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.

. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui où de l'encastrement.

VIII.1.3. Calcul des armatures

1. Armature longitudinal

Pour des raisons économiques, les sections d'armatures des poutres sont déterminées suivant quatre principaux groupes d'éléments qui sont :

- . PP₁ : Poutre principale proche des voiles de contreventement (Couleur rouge).
- . PP₂ : Poutre principale loin des voiles de contreventement (Couleur rose).
- . PS₁ : Poutre secondaire proche des voiles de contreventement (Couleur mauve).
- . PS₂ : Poutre secondaire loin des voiles de contreventement (Couleur bleu).

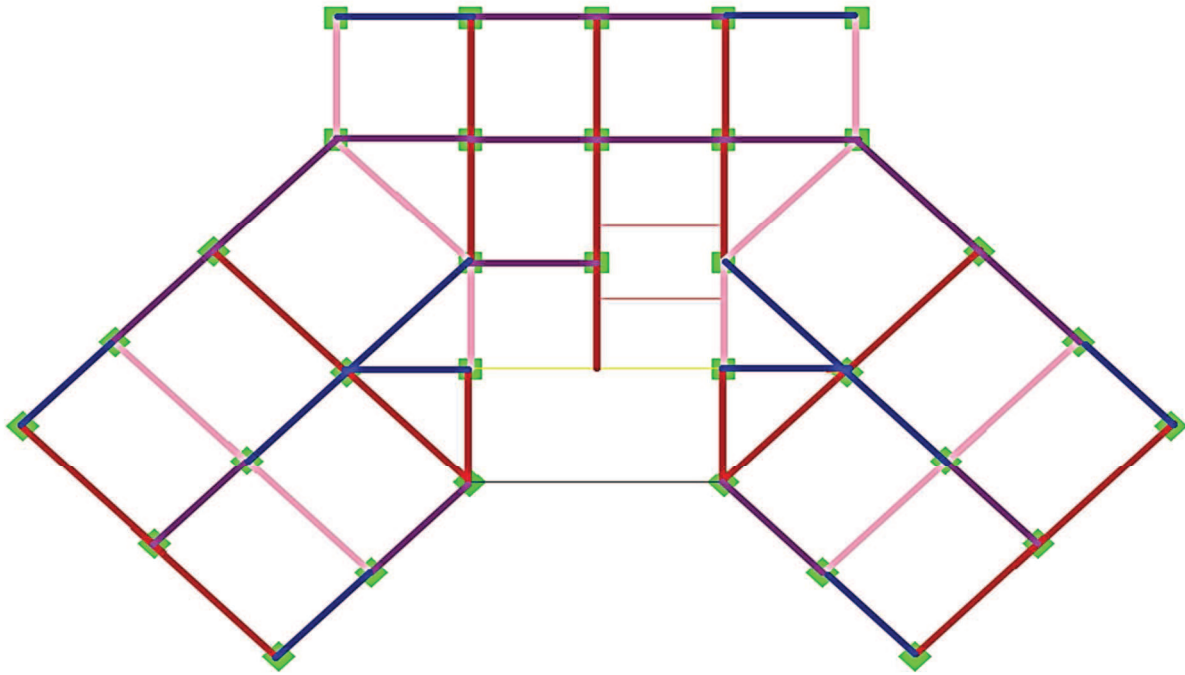


Figure VIII.1. Classification des poutres suivant leurs groupes.

Les sections d'armatures des poutres et des poteaux sont déterminées à l'aide de logiciel de calcul de ferrailage « **SOCOTEC** » qui se base sur les principes de calcul du BAEL. Toutefois, l'utilisateur doit respecter quelques paramètres afin de ne pas fausser les résultats.

a. Différence de la convention de signes entre les deux logiciels

La convention entre « **ETABS** » et « **SOCOTEC** » est différente. En effet, les efforts normaux positifs sur « **ETABS** » représentent des tractions et les négatifs des compressions. Contrairement au « **SOCOTEC** », où les efforts positifs représentent des compressions et les négatifs des tractions.

b. Prendre en compte les coefficients $\gamma_b, \gamma_s, \theta$

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée tel que :

- . En situation courante et pour $t > 24\text{h}$ (ELU et ELS) : $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15, \theta = 1$.
- . En situation accidentelle et pour $t \leq 1\text{h}$ (Combinaison sismique) : $\gamma_b = 1.15, \gamma_s = 1, \theta = 0.85$.

. Poutre Principale

Tableau VIII.2. Détermination des armatures longitudinales des poutres principales.

Groupe	Localisation	M _{max} [KN.m]	Combinaison	A calculée [cm ²]	A adoptée [cm ²]	A _{min} < A _{adoptée} < A _{max}
PP ₁	Travée	56.533	0.8G ± E	3.95	3HA16 = 6.03	Condition vérifiée
	Appuis inf.	82.151	0.8G ± E	5.84	3HA16 = 6.03	Condition vérifiée
	Appuis sup.	-119.994	G + Q ± E	8.76	3HA16 + 3HA12 (chapeau) = 9.42	Condition vérifiée
PP ₂	Travée	34.974	G + Q ± E	2.41	3HA14 = 4.62	Condition vérifiée
	Appuis inf.	52.032	G + Q ± E	3.63	3HA14 = 4.62	Condition vérifiée
	Appuis sup.	-89.89	G + Q ± E	6.43	3HA14 + 3HA12 (chapeau) = 8.01	Condition vérifiée

. Poutre Secondaire

Tableau VIII.3. Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires.

Groupe	Localisation	M _{max} [KN.m]	Combinaison	A calculée [cm ²]	A adoptée [cm ²]	A _{min} < A _{adoptée} < A _{max}
PS ₁	Travée	77.003	0.8G ± E	5.46	3HA16 = 6.03	Condition vérifiée
	Appuis inf.	162.978	0.8G ± E	12.3	3HA16 + 3HA20 (chapeau) = 15.45	Condition vérifiée
	Appuis sup.	-179.248	G + Q ± E	13.31	3HA16 + 3HA20 (chapeau) = 15.45	Condition vérifiée
PS ₂	Travée	28.931	0.8G ± E	1.99	3HA12 = 3.39	Condition vérifiée
	Appuis inf.	59.953	G + Q ± E	4.20	3HA12 + 3HA10 (chapeau) = 5.74	Condition vérifiée
	Appuis sup.	-63.993	G + Q ± E	4.50	3HA12 + 3HA10 (chapeau) = 5.74	Condition vérifiée

2. Armature transversal

Poutre principale

. Calcul d'espacement maximum entre les armatures transversales

. Zone nodale : $S_{max}^t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 16\right) = 10 \rightarrow S^t = 10 \text{ cm.}$

. Zone courante : $S^t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \rightarrow S^t = 20 \text{ cm.}$

D'où :

. Zone nodale : $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \rightarrow A_t = 0.9 \text{ cm}^2$

. Zone courante : $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \rightarrow A_t = 1.8 \text{ cm}^2$

Soit : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Poutre secondaire

. **Calcul d'espacement maximum entre les armatures transversales**

. **Zone nodale** : $S_{max}^t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 16\right) = 8.75 \rightarrow S^t = 10 \text{ cm}$.

. **Zone courante** : $S^t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 15 \rightarrow S^t = 15 \text{ cm}$.

D'où :

. **Zone nodale** : $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \rightarrow S^t = 0.72 \text{ cm}^2$

. **Zone courante** : $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.8 \rightarrow S^t = 1.35 \text{ cm}^2$

Soit : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

. **Délimitation de la zone nodale**

D'après le **RPA99 / version 2003 [01]**, la zone nodale est pour le cas des poutres est d'éliminé en figure 7.2 comme suite :

$$l' = 2.h$$

Avec :

. l' : Longueur de la zone nodale.

. h : Hauteur de la poutre.

D'où :

. **Poutre principale** : $l' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

. **Poutre secondaire** : $l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

VIII.1.4. Vérifications à l'ELU

a. **Condition de non fragilité (BAEL 99/ article A.4.2.1) [02]**

$$A_{min} \geq 0.23.b_0.d.\frac{f_{c28}}{f_e}$$

. **Poutre principale (PP1 et PP2)** : $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$.

. **Poutre Secondaire (PS1 et PS2)** : $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$.

Toutes les sections adoptées sont supérieures à A_{min} donc, la condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 99 / article A.5.1.1) [02]

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d}$$

. Poutres principales (PP₁ et PP₂) : $\tau_u = \frac{186.74 \times 10^3}{300 \times 370} = 1.68 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa.}$

. Poutres secondaires (PS₁ et PS₂) : $\tau_u = \frac{217.69 \times 10^3}{300 \times 320} = 2.27 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa.}$

D'où : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

c. Vérification de la contrainte d'adhérence des barre (BAEL 91/ A.6.1.3) [02]

Pour éviter le risque d'entraînement des barres longitudinale, il faut vérifiée la condition suivante :

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

Avec :

. $\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

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

. τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime :

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

Où :

. ψ : Coefficient de scellement :

$$\Psi_s = 1 \Rightarrow \text{ronds lisses}$$

$$\Psi_s = 1.5 \Rightarrow \text{haut adhérence}$$

Et :

. $\sum u_i$: La somme des périmètres utiles des barres $\Rightarrow \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi_{max}$

. Poutres principales (PP₁ et PP₂) : $\sum u_i = n_1 \cdot \pi \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \pi \cdot \phi_2 = (3 \times 3.14 \times 16) + (3 \times 3.14 \times 12) = 263.76 \text{ mm}$.

. Poutres secondaires (PS₁ et PS₂) : $\sum u_i = n_1 \cdot \pi \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \pi \cdot \phi_2 = (3 \times 3.14 \times 20) + (3 \times 3.14 \times 16) = 339.12 \text{ mm}$.

Donc :

. Poutres principales (PP₁ et PP₂) : $\tau_{se} = \frac{186.74 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 263.76} = 2.13 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$.

. Poutres secondaires (PS₁ et PS₂) : $\tau_{se} = \frac{217.69 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 339.12} = 2.23 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$.

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

d. Ancrage des barres (BAEL91 / A.6.1.2.2) [02]

Les barre rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur de scellement l_s égale à : $l_s = 35\phi$.

Et d'après le **RPA99 / version 2003 [01]**, la longueur minimale de recouvrement et de **50 ϕ** en zone III.

D'où :

. Pour les HA 12 : $50 \times 1.2 = 60 \text{ cm}$.

. Pour les HA 14 : $50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$.

. Pour les HA 16 : $50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$.

. Pour les HA 20 : $50 \times 2 = 100 \text{ cm}$.

Les règles de **BAEL 91 (Art A.6.1) [02]**, admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assuré hors crochet est au moins égale à **0.4L_s** pour les aciers **HA**.

. Pour les HA 12 : $0.4 \times 60 = 24 \text{ cm}$.

. Pour les HA 14 : $0.4 \times 70 = 28 \text{ cm}$.

. Pour les HA 16 : $0.4 \times 80 = 32 \text{ cm}$.

. Pour les HA 20 : $0.4 \times 100 = 40$ cm.

e. Influence de l'effort tranchant sur le béton

. Sur le béton (BAEL 91/ Art A.5.1.3.1.3) [02]

$$\frac{2V_u}{b_0 \cdot 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

. Poutres principales (PP₁ et PP₂) : $\frac{2V_u}{b_0 \cdot 0.9 \cdot d} = \frac{186.74 \times 10^3}{350 \times 0.9 \times 370} = 1.60 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa.}$

. Poutres secondaires (PS₁ et PS₂) : $\frac{2V_u}{b_0 \cdot 0.9 \cdot d} = \frac{217.69 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 320} = 2.52 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa.}$

D'où : $\frac{2V_u}{b_0 \cdot 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_s} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

. Au niveau des appuis (BAEL 91/ Art 5.1.3.1.2) [02]

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant V_u d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement. Pour cela, il faut vérifiée la condition suivante :

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e}$$

. Poutres principales (PP₁ et PP₂) : $A_{st \text{ ancrer}} = \frac{1.15 \times 186.74 \cdot 10^3}{400 \times 10^2} = 5.37 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adopté}} = 6.03 \text{ cm}^2.$

. Poutres secondaires (PS₁ et PS₂) : $A_{st \text{ ancrer}} = \frac{1.15 \times 217.69 \cdot 10^3}{400 \times 10^2} = 6.27 \text{ MPa} < A_{st \text{ adopté}} = 15.45 \text{ cm}^2.$

D'où : $A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} \Rightarrow$ La condition est vérifiée et les armatures calculées sont suffisantes (on n'a pas besoin de prolonger les armatures).

VIII.1.5. Vérification à l'ELS

1. Etat limite de compression du béton

. $\bar{\sigma}_{st} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

Avec :

β_1 et K_1 : sont obtenus à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$

Donc :

. Poutre principale

Tableau VIII.4. Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales.

Groupe	Localisation	M _s max [KN.m]	A _{adoptée} [cm ²]	ρ	β ₁	K ₁	σ _{st} [MPa]	σ _{bc} [MPa]	σ _{bc} < σ _{st}
PP ₁	Travée	24.673	6.03	0.543	0.889	30.08	124.39	4.135	C. Vérifiée
	Appuis _{inf}	22.232	6.03	0.543	0.889	30.08	112.09	3.726	C. Vérifiée
	Appuis _{sup}	-54.996	9.42	0.849	0.869	23.19	181.58	7.830	C. Vérifiée
PP ₂	Travée	19.113	4.62	0.416	0.902	35.92	123.96	3.451	C. Vérifiée
	Appuis _{inf}	19.966	4.62	0.416	0.902	35.92	129.49	3.605	C. Vérifiée
	Appuis _{sup}	-44.921	8.01	0.722	0.876	25.38	173.03	6.818	C. Vérifiée

. Poutre secondaire

Tableau VIII.5. Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires.

Groupe	Localisation	M _s max [KN.m]	A _{adoptée} [cm ²]	ρ	β ₁	K ₁	σ _{st} [MPa]	σ _{bc} [MPa]	σ _{bc} < σ _{st}
PS ₁	Travée	13.175	6.03	0.628	0.885	27.97	77.15	2.758	C. Vérifiée
	Appuis _{inf}	35.808	15.45	1.609	0.836	15.44	86.64	5.611	C. Vérifiée
	Appuis _{sup}	-41.496	15.45	1.609	0.836	15.44	100.40	5.503	C. Vérifiée
PS ₂	Travée	11.105	3.39	0.353	0.907	38.89	112.87	2.90	C. Vérifiée
	Appuis _{inf}	28.87	5.74	0.598	0.885	28.63	177.60	6.20	C. Vérifiée
	Appuis _{sup}	-29.932	5.74	0.597	0.884	28.50	184.34	6.47	C. Vérifiée

2. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissurations : (BAEL 99/ A.4.5.3.2) [02]

Comme les poutres ne sont pas exposées aux intempéries à des milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu préjudiciable. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

3. Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible, pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. C'est pour cela la condition suivante doit être vérifiée :

$$f < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

. f : Flèche obtenu du logiciel ETABS (où par un calcul).

. \bar{f} : La flèche admissible.

. Poutre principale

$$f = 0.117 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{465}{500} = 0.93 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. Poutre secondaire

$$f = 0.094 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{431}{500} = 0.862 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VIII.1.6. Conclusion

D'où le ferraillage retenu pour les poutres est résumée dans le tableau suivant comme suite :

Tableau VIII.6. Récapitulatifs du ferraillage obtenu pour les poutres principales et secondaires.

Type	Armatures longitudinales		Armatures transversales	Espacement des armatures transversales	
	Lit inférieur			Zone nodale	
PP ₁	Lit inférieur	3HA16	4HA8 (2 cadre Ø8)	Zone nodale	10
	Lit supérieur	3HA16 (filantes) + 3HA12 (chapeaux)		Zone courante	20
PP ₂	Lit inférieur	3HA14	4HA8 (2 cadre Ø8)	Zone nodale	10
	Lit supérieur	3HA14 (filantes) + 3HA12 (chapeaux)		Zone courante	20

PS₁	Lit inférieur	3HA16	4HA8 (2 cadre Ø8)	Zone nodale	10
	Lit supérieur	3HA16 (filantes) + 3HA20 (chapeaux)		Zone courante	15
PS₂	Lit inférieur	3HA12	4HA8 (2 cadre Ø8)	Zone nodale	10
	Lit supérieur	3HA12 (filantes) + 3HA10 (chapeaux)		Zone courante	15

VIII.2. Les poteaux

VIII.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, et soumise à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée avec une fissuration non préjudiciable.

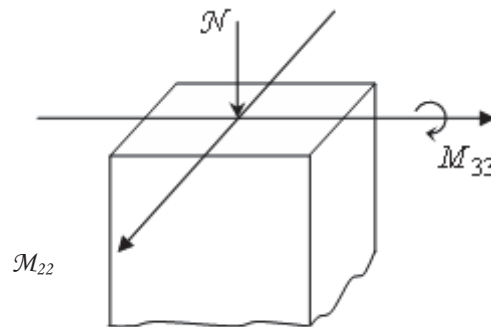


Figure VIII.2. Direction des moments et efforts sur un poteau.

Leur ferrailage est déterminé selon les combinaisons suivantes :

. **Combinaison fondamentale DTR BC.2.3.3.1 [04]**

$$1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)}$$

. **Combinaison accidentelle RPA99 / version 2003 (Article 10.1.4.1) [01]**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

Les sections d'armature longitudinale sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

. Effort normal maximum et le moment correspondant $N_{max} \Rightarrow M_2$ et M_3 **correspondant.**

. Effort normal minimum et le moment correspondant $N_{min} \Rightarrow M_2$ et M_3 **correspondant.**

. Moment maximum et effort normal correspondant M_2 et $M_3 \Rightarrow N_{\text{correspondant}}$.

VIII.2.2. Les recommandations du RPA99 / version 2003 pour le ferrailage des poteaux (Article 7.4.2) [01]

. Armature longitudinale (Article 7.4.2.1) [01]

. Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets.

. Le pourcentage minimal est de: 0.9 % (Zone III).

. Le pourcentage maximal est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

. Le diamètre minimal est de 12mm.

. La longueur minimale des recouvrements est de : $50 \varnothing$ en zone III.

. La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).

. Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales. La zone nodale est définie par l' et h' .

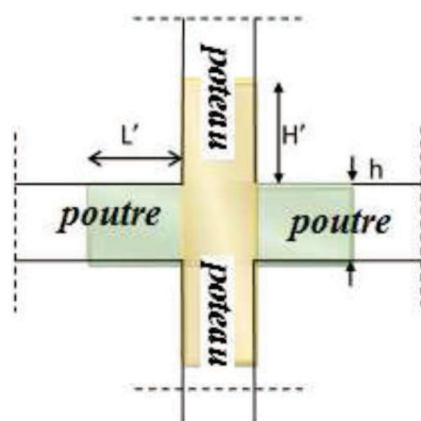


Figure VIII.3. Zone nodale.

Tableau VIII.7. Pourcentage total des aciers longitudinaux des poteaux.

Dimensions des poteaux [cm ²]	A _{minimal} [cm ²] (0.9% de la section)	A _{maximal} [cm ²]	
		Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
55 × 55	27.23	121	181.5
50 × 50	22.5	100	150
45 × 45	18.23	81	121.5
40 × 40	14.4	64	96
35 × 35	11.03	49	73.5

Armature transversale (Article 7.4.2.2) [01]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

Avec :

- . V_u : Effort tranchant de calcul.
- . h_l : Hauteur total de la section brute.
- . f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversal.
- . ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est prise égale à 2.5 si l'élançement géométrique λ_g dans la considéré est supérieure où égale 5 et à 3.75 dans le cas contrainte.
- . t : Espacement des armatures des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1), par ailleurs la valeur maximal de cet espacement est fixé comme suite :

Dans la zone nodale : $t \leq 10$ cm en zone III.

Dans la zone courante : $t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10 \phi_1\right)$ en zone III.

Où :

ϕ_1 : est le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suite :

Si : $\lambda_g \geq 5$: 0.3%

Si : $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si : $3 < \lambda_g < 5$: interpolé entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'écartement géométrique du poteau. $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b}\right)$.

Avec :

a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement l_f est donnée suivant (**L'article B.8.3.3 du BAEL99**) [02].

Remarque :

Les sections d'armatures des poteaux sont déterminées en fonction des dimensions ces dernier tel que :

- . RDC et 1^{er} étage : Poteaux 55 × 55 (Couleur verte).
- . 2^{ème} et 4^{ème} étage : Poteaux 50 × 50 (Couleur rouge).
- . 5^{ème} et 7^{ème} étage : Poteaux 45 × 45 (Couleur jaune).
- . 8^{ème} et 10^{ème} étage : Poteaux 40 × 40 (Couleur rose).
- . 11^{ème} et 12^{ème} étage : Poteaux 35 × 35 (Couleur mauve).

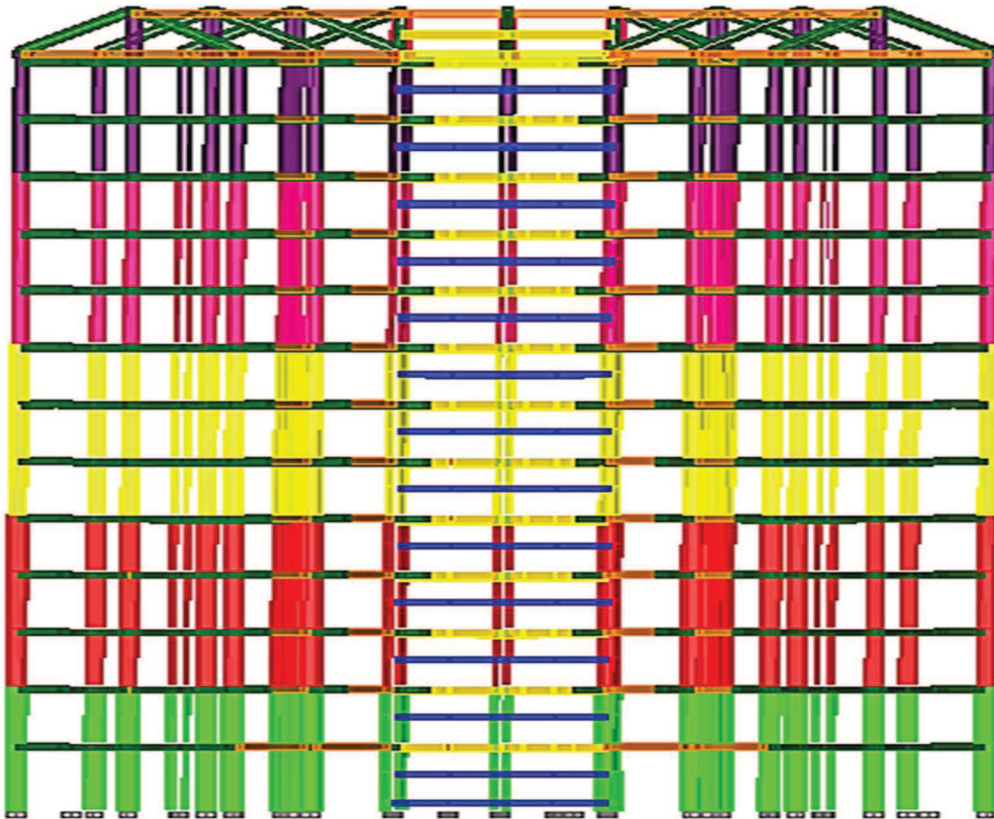


Figure VIII.4. Classification des sections des poteaux pour chaque zone.

VIII.2.3. Exposé de la méthode de calcul à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- . Section partiellement comprimée (SPC).
- . Section entièrement comprimée (SEC).

. Calcul du centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

2.3.a. Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') M_f \leq (0.337h - 0.81) bh^2 f_{bu}$$

Avec :

. M_f : Moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

2.3.b. Section entièrement comprimée (SEC)

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81) bh f_{bu}$$

Remarque

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0 \Rightarrow$ (excentricité nulle compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$$

. B : aire de la section du béton seul.

. σ_s : Contrainte de l'acier.

VIII.2.4. Calcul du ferrailage des poteaux

Les résultats des efforts internes au niveau des éléments poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel **ETABS**, et leur ferrailage peut se faire soit par un calcul manuel ou automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC**, tout en respectant les valeurs des coefficients $\gamma_b, \gamma_s, \theta$.

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée tel que :

En situation courante et pour $T > 24h$ (ELU et ELS) : $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$ et $\theta = 1$

En situation accidentelle et pour $T < 1h$ (combinaison sismiques) : $\gamma_b = 1.15, \gamma_s = 1$ et $\theta = 0.85$

VIII.2.4.1. Exemple de calcul du ferrailage par une méthode numérique

2.4.1.a. Calcul des armatures a l'ELU

. Les armatures longitudinales

Poteau (55×55) cm²

$$N_{max} \Rightarrow M_2^{max}, \quad N_{max} \Rightarrow M_3^{max}$$

$$\left. \begin{array}{l} N_{max} = -2287.69 \text{ KN} \Rightarrow M_2^{max} = 80.754 \text{ KN.m} \\ N_{max} = -2287.69 \text{ KN} \Rightarrow M_3^{max} = 54.257 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow N_{max} = -2287.69 \text{ KN} \Rightarrow M_{max} = 80.754 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{80.754 \cdot 10^2}{2287.69} = 3.53 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \frac{55}{2} - 3 = 24.5 \text{ cm.}$$

$$M_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c\right) = 2287.69 \times \left(3.53 + \frac{55}{2} - 3\right) = 64123.95 \text{ KN.cm.}$$

$$X = (0.337h - 0.81c) b.h.f_{bc} = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 3) \times 55 \times 55 \times 14.2 \times 10^{-1} = 69179.03 \text{ KN.m}$$

$$Y = N_u (d - c) - M_f = 2287.69 (520 - 3) - 64123.95 = 1118611.78 \text{ KN.cm.}$$

. Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{64123.95}{55 \times 52^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.304$$

$$\mu = 0.304 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA (Section simplement armée).}$$

$$\text{On détermine } \beta \text{ du tableau : } \mu = 0.304 \Rightarrow \beta = 0.813$$

$$A_l = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{64123.95}{0.813 \times 52 \times 34.8} = 43.60 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0$$

$$\text{La section réelle d'armature est: } A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s} = 43.60 - \frac{2287.69}{34.8} = -22.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = -22.14 \text{ cm}^2$$

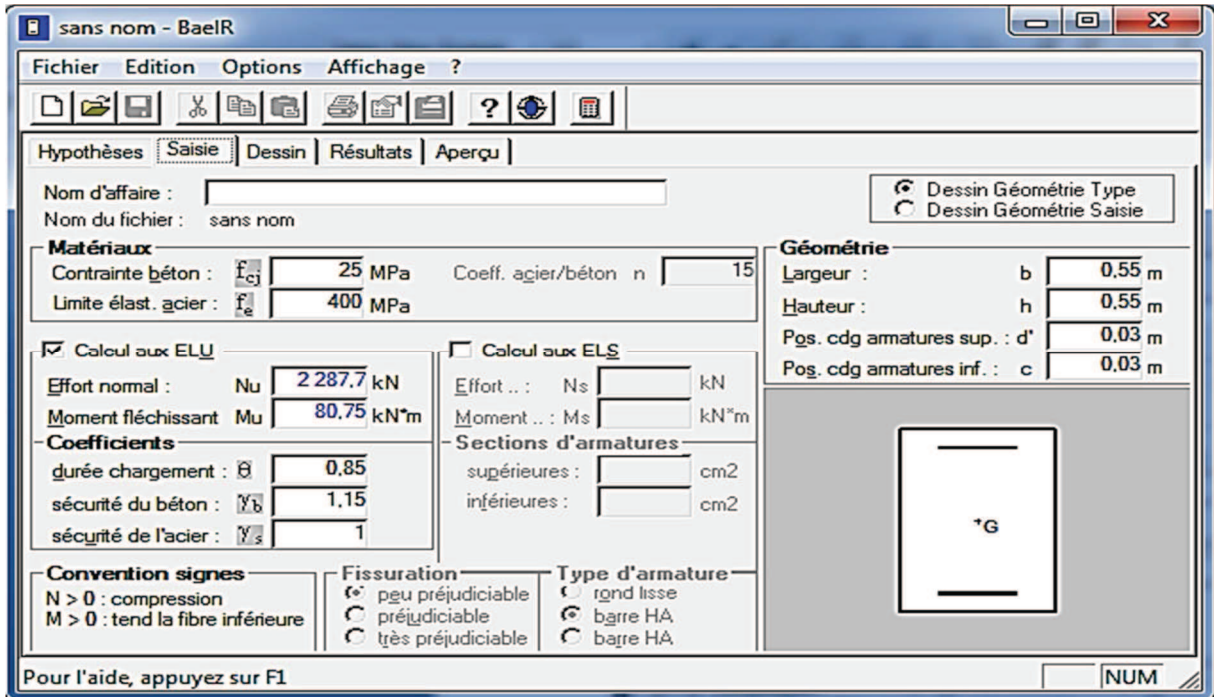
Remarque

La section d'armature est négative, donc le béton seul suffit.

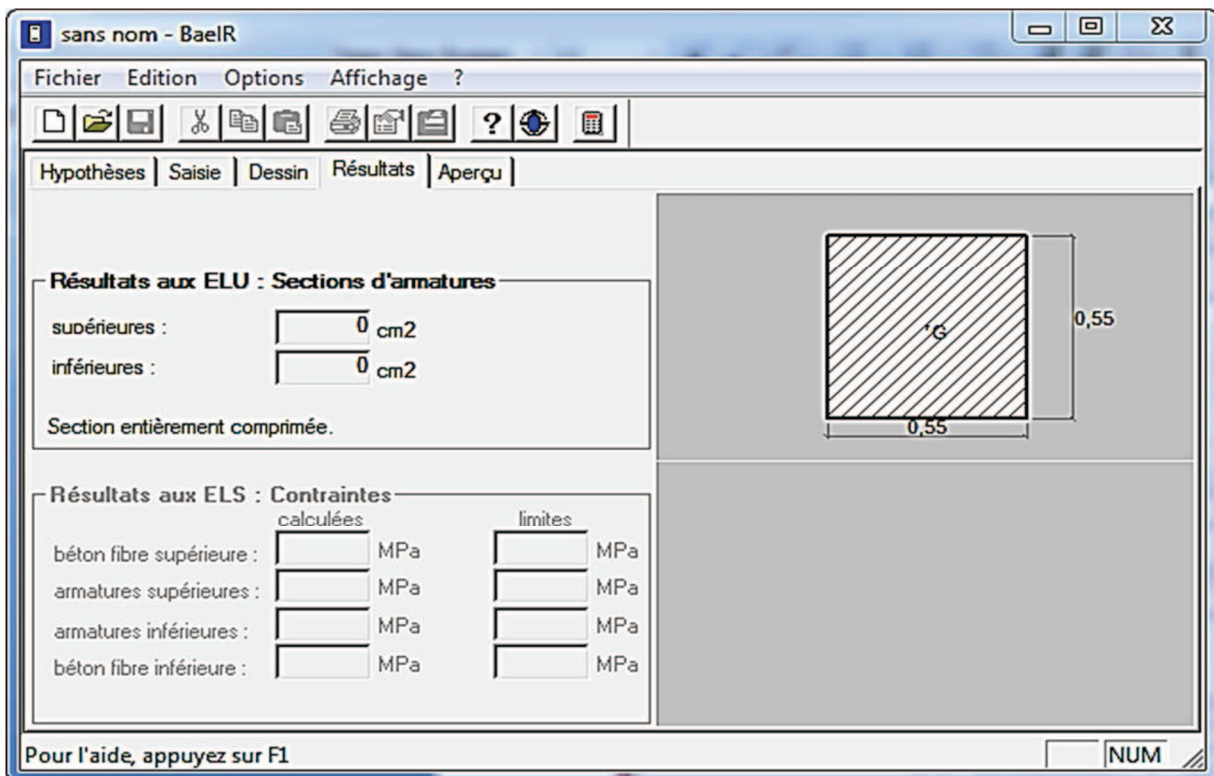
VIII.2.4.2. Exemple de calcul du ferrailage à l'aide du logiciel

Poteau (55×55) cm² : Combinaison G + Q ± E

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.



La section d'acier donnée par SOCOTEC



Les résultats du ferrailage sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau VIII.8. Détermination des armatures longitudinales pour les poteaux.

Section [cm ²]	Sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	Type	A _{max} (A _{inf} , A _{sup}) [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{adoptée} [cm ²]
55 × 55	N_{max}, M_2^{max}	-2287.69	80.754	G + Q ± E	0	27.23	8HA16 + 4HA20 = 28.64
	N_{max}, M_3^{max}	-2287.69	54.257	G + Q ± E	0		
	N_{min}, M_2^{max}	1.25	34.039	G + Q ± E	1.66		
	N_{min}, M_3^{max}	1.25	43.402	G + Q ± E	2.12		
	M_2^{max}, N_{cor}	-1504.34	150.326	G + Q ± E	0		
	M_3^{max}, N_{cor}	-867.22	152.827	G + Q ± E	0		
50 × 50	N_{max}, M_2^{max}	-1890.02	85.199	G + Q ± E	0	22.50	12HA16 = 24.12
	N_{max}, M_3^{max}	-1890.02	32.328	G + Q ± E	0		
	N_{min}, M_2^{max}	1.59	4.466	0.8G ± E	0.26		
	N_{min}, M_3^{max}	1.59	23.789	0.8G ± E	1.29		
	M_2^{max}, N_{cor}	-822.21	152.454	G + Q ± E	0		
	M_3^{max}, N_{cor}	41.84	161.585	G + Q ± E	9.43		
45 × 45	N_{max}, M_2^{max}	-1250.87	7.969	ELU	0	18.23	8HA16 + 4HA14 = 22.23
	N_{max}, M_3^{max}	-1250.87	12.488	ELU	0		
	N_{min}, M_2^{max}	1.81	59.513	0.8G ± E	3.63		
	N_{min}, M_3^{max}	1.81	12.688	0.8G ± E	0.78		
	M_2^{max}, N_{cor}	-761.18	129.294	G + Q ± E	0		
	M_3^{max}, N_{cor}	-122.46	133.787	G + Q ± E	6.81		
40 × 40	N_{max}, M_2^{max}	-776.50	7.379	ELU	0	14.4	8HA16 = 16.08
	N_{max}, M_3^{max}	-776.50	14.336	ELU	0		
	N_{min}, M_2^{max}	0.06	2.319	0.8G ± E	0.16		
	N_{min}, M_3^{max}	0.06	4.809	0.8G ± E	0.33		
	M_2^{max}, N_{cor}	-309.56	93.549	G + Q ± E	2.89		
	M_3^{max}, N_{cor}	-165.58	92.575	G + Q ± E	4.49		
35 × 35	N_{max}, M_2^{max}	-369.53	45.383	G + Q ± E	0	11.03	8HA14 = 12.31
	N_{max}, M_3^{max}	-369.53	11.262	G + Q ± E	0		
	N_{min}, M_2^{max}	1	26.875	0.8G ± E	2.15		

N_{min} , M_3^{max}	1	96.766	$0.8G \pm E$	8.13		
M_2^{max} , N_{cor}	-31.66	102.776	$G + Q \pm E$	8.29		
M_3^{max} , N_{cor}	-44.07	110.396	$G + Q \pm E$	8.86		

NB :

Les sections d'armatures trouvée sont inférieures à celles exigées par le **RPA** donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

. Diamètre minimum des armatures longitudinales

Toutes les sections d'armatures longitudinales adoptées ont au moins un diamètre de 12mm, donc la condition exigée par le **RPA99 / version 2003 (Article 7.4.2.2) [01]** est vérifiée.

. Longueur minimale de recouvrement

La longueur de recouvrement L_r est de : **50Ø** en zone III (**Article 7.4.2.2 du RPA99) [01]**.

VIII.9. Longueur de recouvrement des armatures longitudinales.

Diamètre des barres [mm]	L_r [cm]
20	100
16	80
14	70

. Armature transversales

D'après le **RPA99 / version 2003 (Article 7.4.2.2) [01]**, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

. V_u : Effort tranchant de calcul (Donné par ETABS).

. h_t : Hauteur totale de la section brute.

. f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversal ($f_e = 400$ MPa).

. t : Espacement des armatures transversales tel que :

. **Zone nodale** : $t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow t = 8 \text{ cm}$.

. **Zone courante** : $t' \min \leq \min \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1 \right) = \left(\frac{35}{2}, \frac{35}{2}, 12 \right) \Rightarrow t' = 10 \text{ cm}$.

. ρ : Coefficient correcteur en fonction de l'élanement géométrique λ_g ($\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$).

. **Détermination de « λ_g » et de « ρ_a »**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}, \text{ où : } I_f = 0.7I_0$$

. **Pour RDC** : $I_f = 0.7 (3.58 - 0.4) = 2.226$

. **Pour les étages courante** : $I_f = (3.06 - 0.4) = 1.862$

Donc :

Tableau VIII.10. Valeurs de « λ_g » et de « ρ_a » pour les différentes sections des poteaux.

Section [cm ²]	$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$	ρ_a
0.55 × 0.55 (RDC)	4.05	3.75
0.55 × 0.55 (1^{er} étage)	3.39	3.75
0.50 × 0.50	3.72	3.75
0.45 × 0.45	4.14	3.75
0.40 × 0.40	4.66	3.75
0.35 × 0.35	5.32	2.5

. **Détermination de la section minimale des armatures transversales**

Tableau VIII.11. Les sections minimales des armatures transversales.

Section [cm ²]	λ_g	$\frac{A_{tmin}}{t.b_1}$ [%]	A_t^{min} [cm ²]	
55 × 55 (RDC)	4.05	0.5375	Zone nodale (t = 8 cm).	2.365
			Zone courante (t = 10 cm).	2.956
55 × 55 (1^{er})	3.39	0.7025	Zone nodale (t = 8 cm).	3.091

étage)			Zone courante (t = 10 cm).	3.864
50 × 50	3.72	0.62	Zone nodale (t = 8 cm).	2.48
			Zone courante (t = 10 cm).	3.1
45 × 45	4.14	0.515	Zone nodale (t = 8 cm).	1.854
			Zone courante (t = 10 cm).	2.318
40 × 40	4.66	0.385	Zone nodale (t = 8 cm).	1.232
			Zone courante (t = 10 cm).	1.54
35 × 35	5.32	0.3	Zone nodale (t = 8 cm).	0.84
			Zone courante (t = 10 cm).	1.05

Remarque

Les valeurs du pourcentage $\frac{A_{tmin}}{t.b_1}$, pour les poteaux (55 × 55), (50 × 50), (45 × 45), (40 × 40), (35 × 35) sont obtenues par interpolation.

. Détermination des armatures transversales

Tableau VIII.12. Détermination des armatures transversales des poteaux.

Section [cm ²]	ρ_a	V_u [KN]	Espacement [cm]		h_1 [cm]	f_c [KN/cm ²]	$A_{tcalculée}$ [cm ²]	A_{tmin} [cm ²]	$A_{tadoptée}$ [cm ²]
55 × 55 (1 ^{er} étage)	3.75	92.23	Zone nodale	8	55	40	1.258	3.091	6HA10
			Zone courante	10			1.572	3.864	= 4.71
50 × 50	3.75	106.88	Zone nodale	8	50		1.603	2.48	6HA10
			Zone courante	10			2.004	3.1	= 4.71
45 × 45	3.75	86.31	Zone nodale	8	45		1.439	1.854	6HA8 =
			Zone courante	10			1.798	2.318	3.01
40 × 40	3.75	61.19	Zone nodale	8	40		1.147	1.232	4HA8 =
			Zone courante	10			1.434	1.54	2.01
35 × 35	2.5	51.38	Zone nodale	8	35		0.734	0.84	4HA8 =
			Zone courante	10			0.918	1.05	2.01

. Délimitation de la zone nodale

D'après le RPA99 / version 2003 [01], la zone nodale est pour le cas des poteaux est d'éliminé en figure 7.2 comme suite :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right)$$

Avec:

. **h'**: Hauteur de la zone nodale

. **h_e**: Hauteur libre d'étage tel que :

$$. h_e \text{ RDC} = 358 - 35 = 323 \text{ cm.}$$

$$. h_e \text{ étage courant} = 306 - 35 = 271 \text{ cm.}$$

. **b₁ et h₁**: Dimensions du poteau considéré.

D'où :

$$. \text{Poteaux } 55 \times 55 \text{ cm}^2 \text{ (RDC)} : h' = \max \left(\frac{323}{6}, 55, 55, 60 \right) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm.}$$

$$. \text{Poteaux } 55 \times 55 \text{ cm}^2 \text{ (étage courant)} : h' = \max \left(\frac{271}{6}, 55, 55, 60 \right) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm.}$$

$$. \text{Poteaux } 45 \times 45 \text{ cm}^2 : h' = \max \left(\frac{271}{6}, 55, 55, 60 \right) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm.}$$

$$. \text{Poteaux } 40 \times 40 \text{ cm}^2 : h' = \max \left(\frac{271}{6}, 55, 55, 60 \right) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm.}$$

$$. \text{Poteaux } 35 \times 35 \text{ cm}^2 : h' = \max \left(\frac{271}{6}, 55, 55, 60 \right) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm.}$$

VIII.2.4. Vérification à l'ELU**a. Vérification au cisaillement**

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2) [01], la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

ρ_d : égale à 0.075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée est supérieure ou égale à 5, et à 0.04 dans le cas contraire.

V_u : Effort tranchant maximum.

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.13. Vérification des contraintes de cisaillement.

Section [cm ²]	λ_g	ρ_d	d [cm]	V_{max} [KN]	τ_{bu} [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ [MPa]	Observation
55 × 55	4.05	0.04	52	90.79	0.317	1	Vérifiée
50 × 50	3.72	0.04	47	106.88	0.455	1	Vérifiée
45 × 45	4.14	0.04	42	86.31	0.457	1	Vérifiée
40 × 40	4.66	0.04	37	61.19	0.413	1	Vérifiée
35 × 35	5.32	0.075	32	51.38	0.459	1.875	Non Vérifiée

b. Ancrage des barres (BAEL99 / article A.6.1.2.2.1) [02]

Les barre rectilignes de diamètre \emptyset et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

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

Où :

. L_s : longueur de scellement droit.

. τ_s : $0.6\psi^2 f_{t28} \quad 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84\text{MPa}$

. Pour HA20 : $l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.84} = 70.42 \text{ cm}$

. Pour HA16 : $l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.84} = 56.34 \text{ cm}$

. Pour HA14 : $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.30 \text{ cm}$

VIII.2.5. Vérification à L'ELS

1. Condition de non fragilité (BAEL 99/ article A.4.2.1) [02]

D'après les exigences de l'article A.4.2.1 du BAEL 99, la section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}$$

Où :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.14. Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.

Section [cm ²]	Sollicitations	N _s [KN]	M _s [KN.m]	e _s [cm]	A _{min} [cm ²]	A _{adoptée} [cm ²]	Observation A _{adoptée} > A _{min}
55 × 55	N _{max} , M ₂ ^{max}	-1603.17	0.995	0.0006	8.49	28.64	Condition vérifiée
	N _{max} , M ₃ ^{max}	-1603.17	1.2	0.0008	8.49		
	N _{min} , M ₂ ^{max}	/	/	/	/		
	N _{min} , M ₃ ^{max}	/	/	/	/		
	M ₂ ^{max} , N _{cor}	-1158.58	25.568	0.0221	8.49		
	M ₃ ^{max} , N _{cor}	-1443.9	26.031	0.0180	8.49		
50 × 50	N _{max} , M ₂ ^{max}	-1303.44	3.131	0.0024	6.70	24.12	Condition vérifiée
	N _{max} , M ₃ ^{max}	-1303.44	5.969	0.0046	6.70		
	N _{min} , M ₂ ^{max}	/	/	/	/		
	N _{min} , M ₃ ^{max}	/	/	/	/		
	M ₂ ^{max} , N _{cor}	-942.2	16.816	0.0178	6.70		
	M ₃ ^{max} , N _{cor}	-726.22	16.916	0.0233	6.70		
45 × 45	N _{max} , M ₂ ^{max}	-910.80	5.851	0.0064	5.61	22.23	Condition vérifiée
	N _{max} , M ₃ ^{max}	-910.80	9.119	0.010	5.61		
	N _{min} , M ₂ ^{max}	/	/	/	/		
	N _{min} , M ₃ ^{max}	/	/	/	/		
	M ₂ ^{max} , N _{cor}	-552.04	17.278	0.0313	5.61		
	M ₃ ^{max} , N _{cor}	-451.23	19.811	0.0439	5.61		
40 × 40	N _{max} , M ₂ ^{max}	-565.39	5.42	0.0096	4.40	16.08	Condition vérifiée
	N _{max} , M ₃ ^{max}	-565.39	10.469	0.0185	4.40		
	N _{min} , M ₂ ^{max}	/	/	/	/		
	N _{min} , M ₃ ^{max}	/	/	/	/		

	M_2^{max}, N_{cor}	-308.56	17.98	0.0583	4.40		
	M_3^{max}, N_{cor}	-247.21	19.654	0.0795	4.40		
35 × 35	N_{max}, M_2^{max}	-255.24	4.127	0.0162	3.33	12.31	Condition vérifiée
	N_{max}, M_3^{max}	-225.24	0.793	0.0035	3.33		
	N_{min}, M_2^{max}	1.25	3.126	2.5008	3.41		
	N_{min}, M_3^{max}	1.25	5.088	4.0704	3.47		
	M_2^{max}, N_{cor}	-115.8	37.624	0.3250	3.34		
	M_3^{max}, N_{cor}	-132.65	41.935	0.3161	3.34		

D'après les résultats trouvés, on constate que toutes les sections adoptées sont supérieures aux sections minimales imposée par l'article **A.4.2.1 du BAEL99 [02]**, don la condition de non fragilité est vérifiée $A_{adoptée} > A_{min}$

2. Vérification des contrainte à l'ELS

a. Etat limite d'ouvertures des fissures

La fissuration est peu préjudiciable. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.5.3.2 du BAEL99**) [02].

b. Etat limite de compression du béton

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

Afin de faciliter les calculs on utilisera le logiciel de ferraillage **SOCOTEC** et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

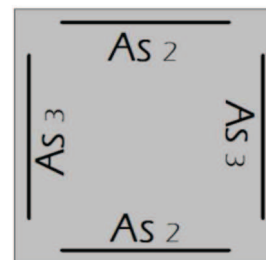
Remarque

Les sections d'armatures adoptées à introduire dans les calculs pour la détermination des contraintes σ_{bc} , son celle d'une seule face du poteau.

Exemple : poteau de $55 \times 55 \text{ cm}^2$.

A_{s2} : Armature dans le sens Y-Y

A_{s3} : Armature dans le sens X-X

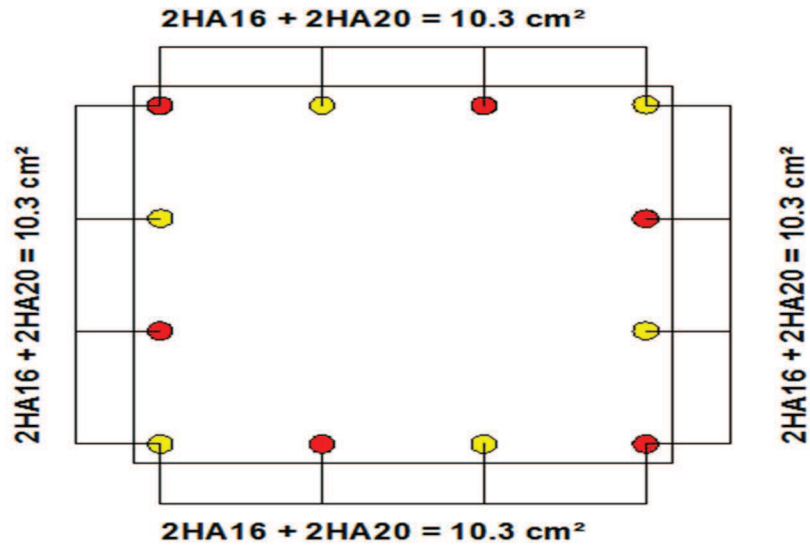


Les sections d'armatures calculées sont les suivantes :

. Sens X-X : $A_{s3} = 2.12 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s3\text{adoptée}} = 2\text{HA}20 + 2\text{HA}16 = 10.3 \text{ cm}^2$.

. Sens Y-Y : $A_{s2} = 1.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s2\text{adoptée}} = 2\text{HA}20 + 2\text{HA}16 = 10.3 \text{ cm}^2$.

Les sections d'armatures adoptées doivent être disposées symétriquement par rapport au CDG de la section. Ce qui nous permet d'avoir le ferraillage suivant :



VIII.15. Vérification des contraintes pour les poteaux.

Section [cm ²]	Sollicitations	N _s [KN]	M _s [KN.m]	A _{sup-adoptée} [cm ²]	A _{inf-adoptée} [cm ²]	$\sigma_{bc \text{ sup}}$	$\sigma_{bc \text{ inf}}$	Observation $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
55 × 55	N_{max}, M_2^{max}	-1603.17	0.995	10.3	10.3	4.84	4.78	Condition vérifiée
	N_{max}, M_3^{max}	-1603.17	1.2			4.84	4.77	
	N_{min}, M_2^{max}	/	/			/	/	
	N_{min}, M_3^{max}	/	/			/	/	
	M_2^{max}, N_{cor}	-1158.58	25.568			4.36	2.79	
	M_3^{max}, N_{cor}	-1443.9	26.031			5.26	3.65	
50 × 50	N_{max}, M_2^{max}	-1303.44	3.131	8.04	8.04	4.88	4.63	Condition vérifiée
	N_{max}, M_3^{max}	-1303.44	5.969			4.99	4.52	
	N_{min}, M_2^{max}	/	/			/	/	

	N_{min} , M_3^{max}	/	/			/	/	
	M_2^{max} , N_{cor}	-942.2	16.816			4.1	2.78	
	M_3^{max} , N_{cor}	-726.22	16.916			3.31	1.99	
45 × 45	N_{max} , M_2^{max}	-910.80	5.851	7.1	7.1	4.38	3.76	Condition vérifiée
	N_{max} , M_3^{max}	-910.80	9.119			4.56	3.58	
	N_{min} , M_2^{max}	/	/			/	/	
	N_{min} , M_3^{max}	/	/			/	/	
	M_2^{max} , N_{cor}	-552.04	17.278			3.39	1.55	
	M_3^{max} , N_{cor}	-451.23	19.811			3.07	0.96	
40 × 40	N_{max} , M_2^{max}	-565.39	5.42	6.03	6.03	3.58	2.77	Condition vérifiée
	N_{max} , M_3^{max}	-565.39	10.469			3.96	2.39	
	N_{min} , M_2^{max}	/	/			/	/	
	N_{min} , M_3^{max}	/	/			/	/	
	M_2^{max} , N_{cor}	-308.56	17.98			3.09	0.38	
	M_3^{max} , N_{cor}	-247.21	19.654			2.87	0	
35 × 35	N_{max} , M_2^{max}	-255.24	4.127	4.62	4.62	2.34	1.4	Condition vérifiée
	N_{max} , M_3^{max}	-225.24	0.793			1.96	1.78	
	N_{min} , M_2^{max}	1.25	3.126			0.55	0	
	N_{min} , M_3^{max}	1.25	5.088			0.9	0	
	M_2^{max} , N_{cor}	-115.8	37.624			7.17	0	
	M_3^{max} , N_{cor}	-132.65	41.935			7.99	0	

VIII.2.6. Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le ferrailage retenu pour les poteaux est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VIII.16. Récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Section [cm ²]	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Espacement des barres transversales [cm]	
			Zone nodal	Zone courante
55 × 55	8HA16 + 4HA20	6HA10 = 4.71	Zone nodal	8
			Zone courante	10
50 × 50	12HA16	6HA10 = 4.71	Zone nodal	8
			Zone courante	10
45 × 45	8HA16 + 4HA14	6HA8 = 3.01	Zone nodal	8
			Zone courante	10
40 × 40	8HA16	4HA8 = 2.01	Zone nodal	8
			Zone courante	10
35 × 35	8HA14	4HA8 = 2.01	Zone nodal	8
			Zone courante	10

VIII.3. Les voiles

VIII.3.1. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitation (**Q**) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme. Ils consistent aussi à la réalisation de deux fonctions principales, la première est une fonction porteuse telle qu'ils permettent la reprise d'une partie des charges verticales. La deuxième est une fonction de contreventement qui assure la stabilité des structures sous l'action des charges horizontales.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- . Rupture par flexion.
- . Rupture en flexion par effort tranchant.
- . Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où : les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

. **Combinaison fondamentale :**

$$1.35G + 1.5Q$$

. **Combinaison accidentelle :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- . Effort normal maximum et le moment correspondant $N_{max} \Rightarrow M_{correspondant}$.

. Effort normal minimum et le moment correspondant $N_{max} \Rightarrow M_{correspondant}$.

. Moment maximum et effort normal correspondant $M_{max} \Rightarrow N_{correspondant}$.

VIII.3.2. Les recommandations du RPA99 / version 2003 pour le ferrailage des poteaux

a. Armatures verticales (Article 7.7.4.1) [01]

. Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

. 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.

. Zone tendue : un espacement maximal de **15 cm** et un pourcentage minimal de **0.20%** de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :

. l_t : Longueur de la zone nodal.

. e : épaisseur du voile.

. À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **L/10** de la Longueur du voile.

. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b. Armatures horizontales (Article 7.7.4.2) [01]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

c. Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à **4 barres / m²**.

d. Règles communes (Article 7.7.4.3) [01]

. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- . Globalement dans la section du voile **0,15 %**.
- . En zone courante **0,10 %**.
- . L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est : **$S_t \leq \min(1.5e, 30 \text{ cm})$** .
- . Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- . Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile ($\emptyset < \frac{e}{10}$).
- . Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - . **40 \emptyset** pour les barres situées dans les zones où le renversement des signe des efforts et possible.
 - . **20 \emptyset** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- . Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec :

$$V = 1.4V_u.$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Remarque

Les voiles seront calculés en fonction de sens et de leurs longueurs, et on opte pour un seul type de ferrailage dans tous les niveaux.

VIII.3.3. Exposé de la méthode de calcul

La méthode de calcul à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

D'après le **RPA99/ version 2003 (Article 7.7.4)** le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) telle que :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} l_c \right)$$

Avec :

. h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

. l_c : La longueur de la zone comprimée.

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times l$$

. l : Longueur du voile.

. l_t : La longueur de la zone tendue.

$$l_t = l - l_c$$

VIII.3.4. Détermination des diagrammes des contraintes

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

. Section entièrement comprimé (S.E.C).

. Section entièrement tendue (S.E.T).

. Section partiellement comprimé (S.P.C).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont résumés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Tableau VIII.17. Diagrammes des contraintes pour chaque section.

Section	Diagrammes des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d' \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d' \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d' \times e$

VIII.3.5. Détermination des armatures

a. Armatures verticales

Tableau VIII.18. Les armatures verticales pour chaque section.

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\frac{L}{10}$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à **15 cm**.

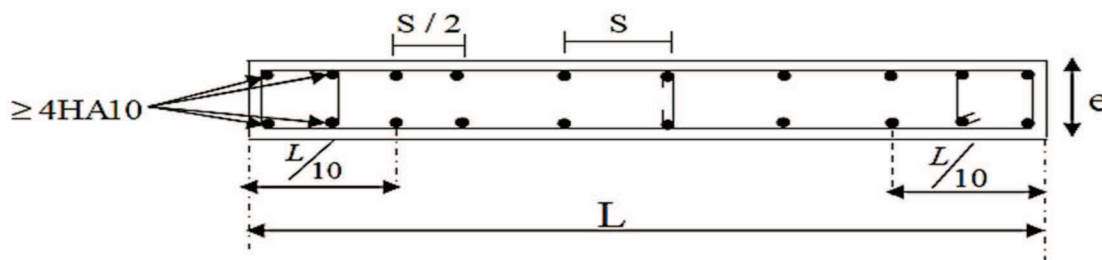


Figure VIII.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

b. Armatures horizontales

. D'après le BAEL

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec :

. A_v : Section des armatures.

. D'après le RPA99/ version 2003 (Article 7.7.4.2)

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.

c. Armatures minimales

. Compression simple (BAEL99/ Art A.8.1.2.1) [02]

. $A_{min} > 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$. 0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

Avec :

. **B** : Section du béton comprimée.

. Traction simple (BAEL99/ Art A.4.2.1) [02]

$$. A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec:

. **B** : Section du béton tendue tel que:

$$B = d \times e.$$

D'après le **RPA99/ version 2003 (Article 7.7.4.1) [01]**, le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue au moins égales à 0.2% de la section horizontale du béton tendue.

$$A_{min} = 0.2\%B$$

d. Règle communes du RPA99/ version 2003 (Article 7.7.4.3) pour les armatures verticales et horizontales

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suite :

. A_v et $A_H > 0.15\%B \Rightarrow$ Globalement dans la section du voile.

. A_v et $A_H > 0.10\%B \Rightarrow$ En zone courante.

Avec :

. **B** : Section du béton.

. Longueur de recouvrement

Les longueurs de recouvrement 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.

. Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$. S_t \leq 1.5a.$$

$$. S_t \leq 30 \text{ cm.}$$

Avec:

a : épaisseur du voile ($a = 20 \text{ cm}$).

Dans notre cas :

$$S_t \leq \text{Min}(30 \text{ cm}, 30 \text{ cm}). \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm.}$$

. Diamètre maximale

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égales au $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

e. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaire aux faces des refends, elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

f. Armatures de coutures

Dans notre cas on considère qu'il n'y a pas de reprise de bétonnage.

VIII.3.6. Vérification à l'ELU

1. Contrainte limite de cisaillement

L'effort tranchant « V_u » est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement « S_{12} » par la section sur laquelle elle agit ($V_u = S_{12} \times L \times e$).

Ainsi que la contrainte de cisaillement est limitée comme suite :

. D'après le BAEL99 (A.5.1.2.1) [02]

$$\tau_b = \frac{V_{max\ ELU}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b$$

Avec :

. $\bar{\tau}_b$: Contrainte limite de cisaillement.

$$\bar{\tau}_b = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right)$$

Et :

. $V_{max\ ELU}$: Valeur maximale de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

. D'après le RPA99/ version 2003 (Article 7.7.2) [01]

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

. $\bar{V} = 1.4 V_{max\ E}$ (Où : $V_{max\ E}$ est l'effort tranchant maximal sous sollicitation sismique).

. b : Epaisseur de linteaux ou du voile.

. d : Hauteur utile ($d = 0.9h$).

. h : Hauteur total de la section brute.

VIII.3.7. Vérification à l'ELS

À l'état limite de service il faut vérifier que la contrainte de compression σ_{bc} est inférieure à la contrainte admissible $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$. Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15 \times A}$$

Où :

- . N_s : L'effort normal appliqué.
- . B : Section du béton.
- . A : Section des armatures adoptées (verticale).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en cinq zones comme suite :

- . **Zone I** : RDC et 1^{er} étage, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}.
- . **Zone II** : 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}.
- . **Zone III** : 11^{ème}, 12^{ème}.

Les sections d'armature sont déterminées en fonction de la longueur des voiles de contreventement tel que :

- . $V_1 = 1.60 \text{ m}$ de longueur.
- . $V_2 = 2.33 \text{ m}$ de longueur.

. Exemple de calcul

Calcul du voile VL₁ dans la zone I telle que :

$$L = 1.60 \text{ m.} \quad e = 20 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 8551.66 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = -13920.82 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

σ_{max} Et σ_{min} sont des signes contraires \Rightarrow donc on a une section partiellement comprimée (SPC).

. Calcul de la longueur de la zone comprimée

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times l = \frac{8551.66}{8551.66 + 13920.82} \times 1.6 = 0.61 \text{ m.}$$

. Calcul de la longueur de la zone tendue

$$l_t = l - l_c = 1.6 - 0.61 = 0.99 \text{ m.}$$

Donc le découpage de la zone se fera en deux bandes de largeur d :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} l_c \right) = \min \left(\frac{3.58}{2}, \frac{2}{3} \times 0.61 \right) = 0.41 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 0.33 \text{ m.} \\ d' = l_t - d = 0.99 - 0.33 = 0.66 \text{ m.} \end{array} \right.$$

. Calcul de la contrainte σ_1

$$\sigma_1 = 3 \sigma_{min} = 3 \times 13920.82 = 41.76 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = 2 \sigma_{min} = 2 \times 13920.82 = 27.84 \text{ MPa.}$$

. Détermination des efforts normaux

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{13920.82 + 4176}{2} \times 0.33 \times 0.2 = 597.20 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d' \times e = \frac{4176}{2} \times 0.66 \times 0.2 = 275.62 \text{ KN.}$$

$$N_3 = \frac{\sigma_2}{2} \times d' \times e = \frac{2784}{2} \times 0.66 \times 0.2 = 183.74 \text{ KN.}$$

. Calcul des armatures**a. Armature verticale**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{597.20}{40} = 14.93 \text{ cm}^2.$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{275.62}{40} = 6.89 \text{ cm}^2.$$

$$A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_s} = \frac{183.74}{40} = 4.59 \text{ cm}^2.$$

. Armature minimal

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B_1 \times f_{t28}}{f_e}, 0.2\% B \right)$$

$$\begin{cases} B_1 = d \times e = 0.33 \times 0.2 = 0.066 \text{ m}^2. \\ B_2 = d' \times e = 0.66 \times 0.2 = 0.132 \text{ m}^2. \end{cases}$$

$$A_{\min 1} \geq \max \left(\frac{0.066 \times 2.1}{400}, 0.002 \times 0.066 \right) = (3.47, 1.32) = 3.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min 2} \geq \max \left(\frac{0.132 \times 2.1}{400}, 0.002 \times 0.132 \right) = (6.93, 2.64) = 6.93 \text{ cm}^2$$

. Les armatures adoptées

$$A_1 = A_{v1} = 14.93 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = A_{v2} = 6.89 \text{ cm}^2.$$

$$A_3 = A_{v3} = 4.59 \text{ cm}^2.$$

. Le ferrailage adopté

$$A_1 = 8\text{HA}16 = 18.09 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 12.5 \text{ cm}.$$

$$A_2 = 6\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

$$A_3 = 4\text{HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}.$$

b. Armature horizontal

$$A_H \geq \max \left(\frac{A_{ad}^v}{4}, 0.15\%B \right) \geq \left(\frac{18.09}{4}, 0.99 \right) \Rightarrow A_H = 4.52 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit: } 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2. \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

c. Armature transversale

Les deux nappes d'armatures doivent être réalisées au minimum par (04) épingle au mètre carré.

$$\text{On adopte : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

. Vérification

a. À l'ELU

a.1. Contrainte de cisaillement

BAEL99 (A.5.1.2.1) [02]

$$\tau_b = \frac{V_{max\ ELU}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right)$$

Avec : $V_{max\ ELU} = 108.87$ KN (Déterminer de logiciel ETABS).

$$\tau_b = \frac{V_{max\ ELU}}{b \times d} = \frac{108.87 \times 10^3}{(0.2 \times 0.9 \times 3.58) \times 10^6} = 0.17 \text{ MPa.}$$

Et :

$$\bar{\tau}_b = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) = \min \left(0.15 \frac{25}{1.15}, 4 \text{ MPa} \right) = \min (3.26 ; 4\text{MPa}) = 3.26 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$\tau_b = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 3.26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

RPA99/ version 2003 (Article 7.7.2) [01]

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4V_{max\ E} = 1.4 \times 477.37 = 662.07$ KN ($V_{max\ E}$ Déterminer de logiciel ETABS).

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{662.07 \times 10^3}{(0.2 \times 0.9 \times 3.58) \times 10^6} = 1.03 \text{ MPa.}$$

Et :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$\tau_u = 1.03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b. À l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15 \times A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $N_s = |N_s| = 1023.10 \text{ KN}$ (Déterminer de logiciel ETABS)

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15 \times A} = \frac{1023.10 \times 10^3}{66000+15 \times 33.47 \times 10^2} = 8.80 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 8.80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Tableau VIII.19. Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles longitudinales.

VL1, VL3, VL4		Zone I	zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.60	1.60	1.60
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m)	0.066	0.066	0.064
	σ_{\max} [KN/m²]	8551.66	2625.84	3576.92
	σ_{\min} [KN/m²]	-13920.82	-6005.52	-5410.16
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V_u (KN)	477.37	244.91	279.84
	L_t(m)	0.99	1.1	0.96
	L_c(m)	0.61	0.5	0.64
	d (m)	0.33	0.33	0.32
	d' (m)	0.66	0.77	0.64
	σ_1 [KN/m²]	4176	1802	1623
	σ_2 [KN/m²]	2784	1201	1082
	N1(KN)	597.20	257.64	160
	N2 (KN)	275.62	138.75	103.87

	N3 (KN)	183.74	92.48	69.25	
Armatures verticales	Av1 (cm²)	14.93	6.44	4	
	Av2 (cm²)	6.01	3.47	2.60	
	Av3 (cm²)	4.59	2.31	1.73	
Armatures minimales	Av1min [cm²/bande]	3.47	3.47	3.36	
	Av2min [cm²/bande]	6.93	8.09	6.72	
Armatures verticales	A1=Av1 [cm²/bande]	14.93	6.44	4	
	A2=Av2 [cm²/bande]	6.01	3.47	2.60	
	A3=Av3 [cm²/bande]	4.59	2.31	1.73	
	Aadoptée (cm²)	Bande1	16.07	12.31	9.01
		Bande 2	6.15	4.52	3.14
		Bande 3	6.15	4.52	3.14
	Choix des barres	Bande1	8HA16	8HA14	8HA12
		Bande 2	4HA14	4HA12	4HA10
		Bande 3	4HA14	4HA12	4HA10
	St (cm)	Bande1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
		Bande 3	15	15	15
Armatures horizontales	AHmin=0.0015*B (cm²)	0.99	0.99	0.96	
	AH =Av/4 (cm²)	4.52	2.31	1.70	
	Choix des barres/nappe/ml	4HA12	4HA10	4HA10	

	St	25	25	25	
Armatures transversales	4 Epingles HA8/m²				
Vérification	contrainte	τ_u(MPa)	1.03	0.62	0.71
		τ_b(MPa)	0.17	0.09	0.28
	ELS	N_s (KN)	1023.1	556.94	279.14
		σ_b(MPa)	8.47	5.56	3.05

Tableau VIII.20. Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles transversales.

VT2, VT3,		Zone I	zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.33	2.33	2.33
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m)	0.128	0.098	0.128
	σ_{max} [KN/m²]	10559.42	1903.59	3117.61
	σ_{min} [KN/m²]	-15017.12	-4079	-4342.02
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V_u (KN)	705.49	257.48	214.21
	L_t(m)	1.37	1.59	1.36
	L_c(m)	0.96	0.74	0.97
	d (m)	0.64	0.49	0.64
	d' (m)	0.73	1.1	0.72
	σ_1 [KN/m²]	3003	8158	8684

	σ_2 [KN/m ²]	/	1224	/	
	N1(KN)	833.67	897.38	867.99	
	N2 (KN)	625.25	134.64	219.22	
	N3 (KN)	/	/	/	
Armatures verticales	Av1 (cm ²)	21.84	22.43	21.70	
	Av2 (cm ²)	11.63	3.37	5.48	
	Av3 (cm ²)	/	/	/	
Armatures minimales	Av1min [cm ² /bande]	6.72	5.15	6.72	
	Av2min [cm ² /bande]	7.67	4.44	7.56	
Armatures verticales	A1=Av1 [cm ² /bande]	21.84	22.43	21.70	
	A2=Av2 [cm ² /bande]	11.63	3.37	5.48	
	A3=Av3 [cm ² /bande]	/	/	/	
	A _{adoptée} (cm ²)	Bande1	24.11	24.11	24.11
		Bande 2	12.31	9.04	6.28
		Bande 3	/	/	/
	Choix des barres	Bande1	12HA16	12 HA16	12HA16
		Bande 2	8HA14	8HA12	8HA10
		Bande 3	/	/	/
	S _t (cm)	Bande1	15	15	15
Bande 2		15	15	15	
Bande 3		/	/	/	

Armatures horizontales	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)		1.92	1.47	1.92
	$A_H = A_v/4$ (cm ²)		5.39	6.16	5.39
	Choix des barres/nappe/ml		6HA12	6HA12	6HA12
	St =15cm				
Armatures transversales	4 Epingles HA8/m ²				
Vérification	contrainte	τ_u (MPa)	1.53	0.65	0.54
		τ_b (MPa)	0.107	0.153	0.193
	ELS	N_s (kN)	798.49	397.87	192.96
		σ_b (MPa)	11.84	2.69	3.30

VIII.3.8. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnée et bien armée. Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences de **RPA99/ version 2003 [01]**, qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du **RPA99/ version 2003 [01]** est plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le **RPA99/ version 2003** favorise la sécurité avant l'économie.

IX.1. Introduction

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle **d'interface entre l'ouvrage et le sol** s'appellent **fondations**. Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

Le rôle des fondations est la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des fondations profondes : semelles sur pieux et puits). Dans le cas le plus générale un élément 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 sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction.

- . **Un moment** qui peut être exercé dans de différents plans.

Donc elle représente la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, déroule la bonne tenue de l'ensemble.

IX.2. Combinaison de calcul

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

- . **Combinaison fondamentale DTR BC.2.3.3.1 [04]**

$$1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)}$$

- . **Combinaison accidentelle RPA99 / version 2003 (Article 10.1.4.1) [01]**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

IX.3. Choix de fondation

Il existe plusieurs types de fondation, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- . La capacité portante du sol.
- . Les charges transmises au sol.

. La distance entre axe des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifiée dans l'ordre suivant :

. Les semelles isolées.

. Les semelles filantes.

. Radier général.

Et enfin on opte pour le choix qui convient.

IX.3.1. Calcul des semelles isolées

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_s^{max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Où :

. N_s^{max} : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit de logiciel ETABS).

. S : Surface d'appuis de la semelle ($S = A \times B$).

. $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier. N'ayant pas ce document à disposition, la contrainte admissible du sol est arbitrairement pris égale à 2 bars.

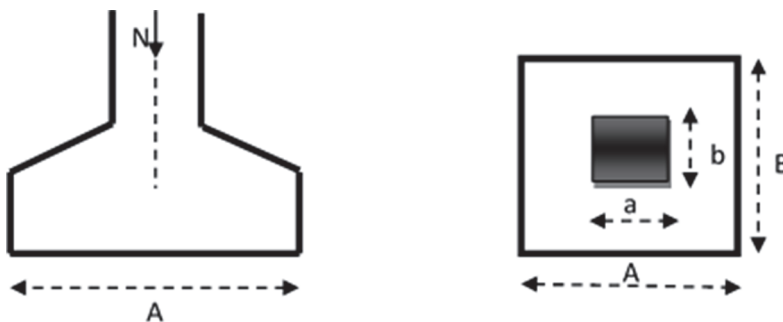


Figure IX.1 : Schéma d'une semelle isolée.

. Homothétie des dimensions

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{55}{55} = 1 = \frac{A}{B}$$

D'où : $A = B$

Alors :

$$B^2 \geq \frac{N_s^{max}}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s^{max}}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Application numérique:

$$B = \sqrt{\frac{3837.14}{200}} = 4.38 \text{ m}$$

Conclusion

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.45 m, on remarque qu'il va avoir un risque de chevauchement entre les semelles inévitable, ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre cas. Donc il y a lieu d'opter pour un autre type de fondation.

IX.3.2. Semelles filantes

a. Semelle filante sous voiles << S₁ >>

Les semelles filantes sous les voiles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort $N_s = G + Q$. La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \longrightarrow B \geq \frac{N_{s,max}}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

. $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

. B : Largeur de la semelle.

. L : Longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IX.1 : Détermination de la surface totale des semelles sous voiles.

Voiles	N_s [KN]	L [m]	B [m]	Nombre [n]	Surface [m ²] (S = B × L × n)
V _L	1023.1	1.60	3.20	6	30.72
V _T	798.49	2.33	1.71	6	23.91
S₁ totale des semelles sous voiles					54.63

b. Semelle filante sous poteaux « S₂ »

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plate telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

. Etape de calcul

. Détermination de la résultante des charges $R = \Sigma N_i$.

. Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\Sigma N_i \times e_i + \Sigma M_i}{R}$

. e_i : Excentricité par rapport au centre de gravité.

. Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations des semelles filantes tel que :

$$\begin{aligned}
 & \text{. Si } e \leq \frac{L}{6} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} & q_{\min} &= \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) \\
 & \text{. Si } e > \frac{L}{6} \longrightarrow \text{Répartition triangulaire.} & \left\{ \begin{aligned} q_{\max} &= \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) \\ q\left(\frac{L}{4}\right) &= \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

Tableau IX.2 : Résultante des charges pour une semelle sous poteau.

Poteaux	e_i	N_i	M_i	$N_i \times e_i$
A	4.5	1223.57	6.707	-5506.065
B	0	1559.80	1.499	0
C	4.5	1468.29	6.654	6607.305
Somme	9	4251.66	14.86	1101.24

D'où :

$$e = \frac{1101.24 + 14.86}{4251.66} = 0.26 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{9}{6} = 1.5 \text{ m.}$$

La répartition des charges est donc trapézoïdale, d'où :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{N_s \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right)}{\sigma_{sol} \times L}; \quad \text{Avec : } N_s = \Sigma N_i$$

$$B \geq \frac{4251.66 \left(1 + \frac{3 \times 0.26}{9}\right)}{200 \times 9} = 2.57 \text{ m.}$$

Donc :

. La surface des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$$S_2 = 6(L_1 \times B_1) + 2(L_2 \times B_2) + 1(L_3 \times B_3) + 2(L_4 \times B_4) + 2(L_5 \times B_5)$$

$$S_2 = 6(9 \times 2.57) + 2(12.64 \times 2.57) + (9.64 \times 2.57) + 2(3.35 \times 2.57) + 2(4.74 \times 2.57)$$

$$S_2 = 270.11 \text{ m}^2$$

. La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_{\text{Total}} = S_1 + S_2 = 54.63 + 270.11 = 324.74 \text{ m}^2$$

. La surface totale de la structure est : $S_{\text{t structure}} = 474.71 \text{ m}^2$

. Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{\text{t semelle}}}{S_{\text{t structure}}} = \frac{324.74}{474.71} = 0.6841$$

Donc :

La surface des semelles représente 68.41%

Conclusion :

On remarque que la surface des semelles filantes est supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, donc on peut conclure que les semelles filantes ne passent pas. $S_{\text{semelle}} > 50\% S_{\text{structure}}$, donc on opte pour un radier général.

IX.3.3. Radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle, et il travaille comme un plancher renversé, il assure une bonne répartition des charges sous le sol donc, il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Son choix se fait selon trois principales caractéristiques :

- . La quantité du sol (mauvais sol).
- . Charges transmises au sol (importantes).
- . Les poteaux rapprochés (petites trames).

IX.3.3.1. Pré-dimensionnement

. Epaisseur de la dalle du radier h_r :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{465}{20} = 23.25 \text{ cm.} \Rightarrow h_r = 30 \text{ cm.}$$

. Epaisseur des nervures h_n :

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivante :

. Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow \frac{465}{8} = 58.13 \text{ cm} \leq h_n \leq \frac{465}{5} = 93 \text{ cm.}$$

. Selon la condition de la vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Où :

. L_e : Longueur élastique.

. L_{max} : Distance entre axe maximale des poteaux.

. $E V_j$: Module de déformation longitudinale déferée ($E = 10818.86 \text{ MPa}$).

. b : Largeur de la nervure du radier.

. I : Inertie de la section du radier ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$).

. K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ($K = 40 \text{ MPa}$).

$$h_n^3 \geq \frac{3 \cdot K \cdot (2)^4}{E \cdot \pi^4} \cdot L_{max}^4 \Rightarrow h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 \cdot K}{E \cdot \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (465)^4 \times 40}{10818.86 \times (3.14)^4}} 85.35 \text{ cm.} \Rightarrow h_n = 100 \text{ cm.}$$

. Largeur des nervures b_n :

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 = 40 \text{ cm.} \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm.} \Rightarrow b_n = 60 \text{ cm.}$$

. Epaisseur de la dalle flottante h_d :

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow \frac{465}{50} = 9.3 \text{ cm.} \leq h_d \leq \frac{465}{40} = 11.63 \text{ cm.} \Rightarrow \mathbf{h_d = 10 \text{ cm.}}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents, les dimensions définitives du radier sont les suivantes :

- . Hauteur des nervures : $h_n = 100 \text{ cm.}$
- . Largeur des nervures : $b_n = 60 \text{ cm.}$
- . Hauteur de la dalle du radier : $h_r = 30 \text{ cm.}$
- . Hauteur de la dalle flottante : $h_d = 10 \text{ cm.}$
- . Enrobage : $c = 3 \text{ cm.}$ (Article A.7.1 du BAEL91) [02].

IX.3.3.2. Détermination de la surface du radier

$$S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Où :

. N_s : est l'effort normal à l'ELS induit par la superstructure tel que : $N_s = G_{ss} + Q_{ss}$.

Du logiciel ETABS : $G_{ss} = 50892.39 \text{ KN}$ et $Q_{ss} = 7199.14 \text{ KN}$. Donc : $N_s = 58091.53 \text{ KN}$.

D'où :

$$S_{radier} \geq \frac{58091.53}{200} = 290.46 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = 290.46 \text{ m}^2 < S_{bâtiment} = 474.71 \text{ cm}^2.$$

Donc :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règle du **BAEL91** qui est calculé comme suite :

$$L_{débord} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}, 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}, 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm.}$$

La surface du radier est donc égale à :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}}$$

Avec : $S_{\text{débord}} = P_{\text{bâtiment}} \text{ (Périmètre du bâtiment)} \times L_{\text{débord}} = 83.92 \times 0.5 \Rightarrow S_{\text{débord}} = 41.96 \text{ m}^2$

D'où :

$$S_{\text{radier}} = 474.71 + 41.96 = 516.67 \text{ m}^2.$$

IX.3.3.3. Détermination des sollicitations à la base du radier

Tableau IX.3 : Sollicitation à la base du radier.

		Poids du bâtiment	G = 50892.39 KN
Charges permanentes	Poids de radier	Poids de la dalle du radier	$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \cdot h_r \cdot \rho_b$ $P_{\text{dalle}} = 516.67 \times 0.3 \times 25$ 3875.03 KN
		Poids des nervures	$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_r) L_{\text{nerv}} \rho_b$ $L_{\text{nerv}} = \sum(L_x \cdot n + L_y \cdot m)$ $P_{\text{nerv}} = 0.6 (1 - 0.3) \times (20.55 \times 5 + 23.10 \times 11) \times 25$ 3746.93 KN
		Poids du remblai (Tout-venant d'oueds)	$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_r) \cdot \rho_{\text{TVO}}$ $S_{\text{ner}} = b_n \sum(L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0.6 \times 356.85 = 214.11 \text{ m}^2$ $P_{\text{TVO}} = (516.67 - 214.11) \times (1 - 0.3) \times 17$ 3600.46 KN
		Poids de la dalle flottante	$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{dalle flottante}} \cdot \rho_b$ $P_{\text{dalle flottante}} = 516.67 \times 0.15 \times 25$ $e_{\text{dalle flottante}} = 15 \text{ cm}$ 1937.51 KN
		Poids de radier (G_{radier}): \sum	
Surcharges d'exploitations	Surcharge de bâtiment Q		7199.14 KN
	Surcharge du radier (Q_{radier}): $Q_{\text{radier}} = Q_{\text{RDC}} \times S_{\text{radier}} = 3,5 \times 516.67$		1808.35 KN
Poids total de la structure	$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 50892.39 + 13159.93$		64052.32 KN
	$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 7199.14 + 1808.35$		9007.49 KN
Combinaisons	A l'ELU : $N_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 64052.32 + 1,5 \times 9007.49$		99981.87 KN
	A l'ELS : $N_S = G + Q = 64052.32 + 9007.49$		73059.81 KN

IX.3.3.4. Vérification

a. Vérification au cisaillement (BAEL91/ A.5.1.2.11) [02]

La fissuration est préjudiciable, d'où il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}.$$

Avec :

$$V_{max} = Q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{radier}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{99981.49 \times 1}{516.67} \times \frac{4.65}{2} = 449.91 \text{ KN}.$$

$b = 100 \text{ cm}$, $d_2 = 0.9h_r = 0.9 \times 0.3 = 27 \text{ cm}$. Donc :

$$\tau_u = \frac{449.91 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.67 \text{ MPa}.$$

Donc :

$\tau_u = 1.67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$. \Rightarrow D'où : la condition est vérifiée, il y a pas de risque de cisaillement.

b. Poinçonnement (BAEL91/ A.5.2.42) [02]

$$Q_u \leq 0.045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

. Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (Déduit d'ETABS).

. h : L'épaisseur totale du radier ($h = 1 \text{ m}$).

. U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

. Vérification sous poteaux

$$U_c = 2(U + V) = 2(u + v + 2h) = 2(0.55 + 0.55 + 2 \times 1) = 6.2 \text{ m}$$

Donc :

$$Q_u = 2200.46 \text{ KN} < 0.045 \times 6.2 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 4650 \text{ KN}. \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. Vérification sous voiles

$$U_c = 2(U + V) = 2(u + v + 2h) = 2(0.2 + 2.33 + 2 \times 1) = 9.06 \text{ m}$$

Donc :

$$Q_u = 1400.02 \text{ KN} < 0.045 \times 9.06 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 6795 \text{ KN.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c. Stabilité au renversement (Art 10.1.5 du RPA) [01]

Selon l'article, il faut vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

. Sens X-X

$$e = \frac{102723.77}{73059.81} = 1.41 \text{ m} < \frac{20.55}{4} = 5.14 \text{ m}$$

. Sens Y-Y

$$e = \frac{96902.943}{73059.81} = 1.33 \text{ m} < \frac{20.55}{4} = 5.14 \text{ m}$$

d. Contrainte dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Où :

$$\sigma_{(min,max)} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} v$$

Avec :

. σ_{min} , σ_{max} : Contrainte minimale et maximale dans les extrémités du radier.

. N : Effort normal dû aux charges verticales.

. S_{radier} : Surface totale du radier.

. M : Moment sismique à la base dans les deux sens x-x et y-y (Déduit d'ETABS).

. **V** : Distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier (Dédit d'AutoCAD).

. **I** : Moment d'inertie suivant le sens considéré (Dédit d'AutoCAD).

. **Sens X-X**

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_x} \cdot X_G = \frac{73059.81}{516.67} + \frac{102723.377}{7945.49} \times 2.5880 = 174.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \mathbf{D'o\grave{u}} : \sigma_m = 158.13$$

KN/m²

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_x} \cdot X_G = \frac{73059.81}{516.67} - \frac{102723.377}{7945.49} \times 2.5880 = 107.95 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 158.13 \text{ KN/m}^2 = 0.158 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$. \Rightarrow La condition est vérifiée.

. **Sens Y-Y**

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_y} \cdot X_G = \frac{73059.81}{516.67} + \frac{96902.943}{80427.61} \times 14.5387 = 158.92 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \mathbf{D'o\grave{u}} : \sigma_m = 150.16$$

KN/m²

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_y} \cdot X_G = \frac{73059.81}{516.67} - \frac{96902.943}{80427.61} \times 14.5387 = 123.89 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 150.16 \text{ KN/m}^2 = 0.150 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$. \Rightarrow La condition est vérifiée.

e. Poussé hydraulique

Il faut s'assurer que :

$$\mathbf{P} \geq \mathbf{F_s} \times \mathbf{h} \times \mathbf{S_{radier}} \times \mathbf{\gamma_w}$$

Avec :

. **P** : Poids totale à la base du radier ($P = 73059.81 \text{ KN}$).

. **F_s** : Coefficients de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($F_s = 1.5$).

. **γ_w** : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

. **h** : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1 \text{ m}$).

. **S** : Surface du radier ($S = 516.67 \text{ m}^2$).

Donc :

$$P = 73059.81 \text{ KN} > 1.5 \times 1 \times 516.67 \times 10 = 7750.05 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, il y'a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

IX.4. Ferrailage du radier

IX.4.1. Ferrailage de la dalle du radier

Le radier se calculera comme un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux, Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le **BAEL91**.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé ou émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés par la contrainte moyenne et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés puis chargés Par la contrainte du sol, on utilise en suite la méthode de **PIGEAUD** pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport $\square\square$ et du coefficient de **POISSON**.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

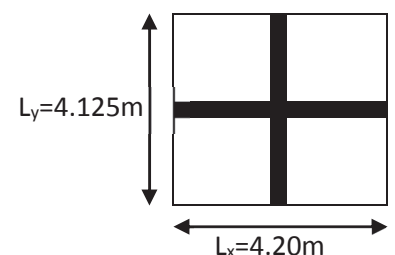
Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de facilité la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

. Identification du panneau

$$l_x = L_x - b_n = 4.20 - 0.60 = 3.6 \text{ m.}$$

$$l_y = L_y - b_n = 4.125 - 0.60 = 3.525 \text{ m.}$$



D'où : $\frac{l_x}{l_y} = 1 > 0.4 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens.

. Calcul des moments M_x et M_y agissant sur le panneau central

Les moments au centre du panneau et pour une bande de 1 m sont donnée par :

. Sens l_x (Petite portée) : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

. Sens l_y (Grande portée) : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

En utilisant les tables BAEL (Annexe 3), on tire les coefficients μ_x et μ_y en fonction du rapport $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$, donc :

. À l'ELU ($v = 0$)

. Pour $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 1$; $\mu_x = 0.0368$; $\mu_y = 1$

Et :

σ_{max} : Contrainte maximale à laquelle il faut soustraire la contrainte due au poids propre du radier, cette dernière étant directement reprise par le sol d'assise donc :

. À l'ELU

$$\sigma_u^{max} = \frac{N_u}{S_{radier}} - 1.35 \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = \frac{99981.87}{516.67} - 1.35 \left(\frac{13159.93}{516.67} \right) = 159.13 \text{ KN/m}^2.$$

. À l'ELS

$$\sigma_u^{max} = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = \frac{73059.81}{516.67} - \left(\frac{13159.93}{516.67} \right) = 115.93 \text{ KN/m}^2.$$

D'où :

. À l'ELU

. $M_{xu} = (\mu_x \cdot \sigma_u^{max} \cdot l_x^2) \times 1 \text{ ml} = (0.0368 \times 159.13 \times 3.6^2) \times 1 \text{ ml} = 75.89 \text{ KN.m.}$

. $M_{yu} = (\mu_y \cdot M_{xu}) \times 1 \text{ ml} = (1 \times 75.89) \times 1 \text{ ml} = 75.89 \text{ KN.m.}$

. À l'ELS

. $M_{xs} = (\mu_x \cdot \sigma_s^{max} \cdot l_x^2) \times 1 \text{ ml} = (0.0368 \times 115.93 \times 3.6^2) \times 1 \text{ ml} = 55.29 \text{ KN.m.}$

$$. M_{ys} = (\mu_x \cdot M_{xs}) \times 1 \text{ ml} = (1 \times 55.29) \times 1 \text{ ml} = 55.29 \text{ KN.m.}$$

Remarque

Afin de tenir compte du semi-encastrement de la dalle aux niveaux des appuis, les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient (0.85) en travée, (- 0.5) aux appuis intermédiaire et de (-0.3) aux appuis de rive.

. Correction des moments

. À L'ELU

. Moment en travée

$$. M_x^t = M_y^t = 0.85 \times 75.89 = 64.51 \text{ KN.m.}$$

. Moment aux appuis

$$. M_{1x}^a = M_{1y}^a = -0.5 \times 75.89 = -37.95 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{2x}^a = M_{2y}^a = -0.3 \times 75.89 = -22.77 \text{ KN.m.}$$

. À L'ELS

. Moment en travée

$$. M_x^t = M_y^t = 0.85 \times 55.29 = 47 \text{ KN.m.}$$

. Moment aux appuis

$$. M_{1x}^a = M_{1y}^a = -0.5 \times 55.29 = -27.65 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{2x}^a = M_{2y}^a = -0.3 \times 55.29 = -16.59 \text{ KN.m.}$$

IX.4.2. Calcul des armatures

Le calcul se fera à l'ELU en flexion simple et pour une bande de (1 m) de largeur avec :

$$. \mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{M \cdot 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2}$$

. A partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ .

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M \cdot 10^3}{\beta \times 27 \times 348}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.4 : Résultat du ferrailage du panneau de dalle du radier.

Zone	Sens	M _u (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)		S _t (cm)
En travée	x-x	64.51	0.062	0.968	7.09	5HA16	10.05	20
	y-y	64.51	0.062	0.968	7.09	5HA16	10.05	20
Aux appuis	x-x	-37.95	0.036	0.982	4.11	5HA12	5.65	20
	y-y	-37.95	0.036	0.982	4.11	5HA12	5.65	20

IX.4.3. Vérification à L'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 91/ B.7.4)

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \quad \text{et} \quad \rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

Avec

· ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

· ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

· Armature principale (sens x-x)

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b \cdot h) = 0.0008 \times \frac{3-1}{2} \times (100 \times 30) \Rightarrow A_{x \min} = 2.4 \text{ cm}^2.$$

$A_x = 8.08 \text{ cm}^2 > A_{x \min} = 2.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

· Armature supérieure (y-y) :

$$\rho_x = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 \Rightarrow A_y \geq \rho_0 (b \cdot h) = 0.0008 \times (100 \times 30) = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{y \min} = 2.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b. Diamètre maximal des barres (BAEL 91/ A.7.2.1)

. On doit vérifier que : $\phi_{max} \leq \frac{h}{10}$

$$\phi_{max} \leq \frac{300}{10} = 30 \text{ mm.}$$

$\phi_{adopté} = 16 \text{ mm} < \phi_{max} = 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

a. Espacements des barres (BAEL 91/ A.8.2)

Pour une fissuration non préjudiciable et une charge uniformément répartie. L'espace entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

. Armature inférieures (sens x-x)

$$. S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$. S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. Armature supérieures (sens y-y)

$$. S_t \leq \min (4h ; 45)$$

$$. S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

IX.4.4. Vérification à L'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. Donc :

1. Contrainte dans les aires

$$. \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \leq \min (266.67 ; 201.63).$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A}$$

2. Contrainte dans le béton

$$. \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où :

β_1 et K_1 : sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.5 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

Zone	Sens	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs
En travée	x-x	47	10.05	0.372	0.905	37.81	191.39	5.06	201.63	15	C.V
	y-y	47	10.05	0.372	0.905	37.81	191.39	5.06			C.V
Aux appuis	x-x	-27.65	5.65	0.209	0.927	53.18	195.53	3.68			C.V
	y-y	-27.65	5.65	0.209	0.927	53.18	195.53	3.68			C.V

IX.4.5. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une plaque rectangulaire encastree sur trois coté, soumise à une charge ascendante uniformément répartie. Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m).

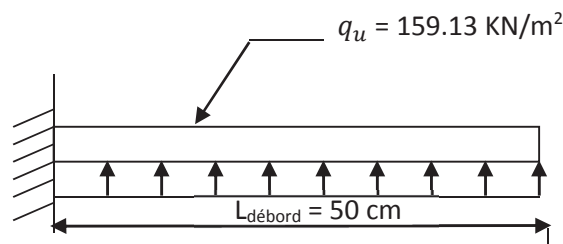


Figure IX.2 : Schéma statique de calcul du débord du radier.

. Calcul du moment fléchissant (à l'encastrement)

$$M_u = - \frac{q_u \cdot l^2}{2} = - \frac{159.13 \times 0.5^2}{2} = -19.89 \text{ KN.m.}$$

. Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.89 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.019$$

On a : $\mu = 0.019 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA).

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.019$, $\beta = 0.990$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.89 \times 10^3}{0.990 \times 27 \times 348} = 2.14 \text{ cm}^2.$$

Remarque

Les armatures de la dalle du radier sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

IX.4.6. Ferrailage des nervures

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux triangulaires tel que :

- . Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.

- . Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux (Moment fléchissant et effort tranchant), **M. BELAZOUGUI** propose dans son manuscrite « **Calcul des OUVRAGES en BETON ARME** » [09] en page 174, une méthode simple qui permet de ramener ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties. Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique tel que :

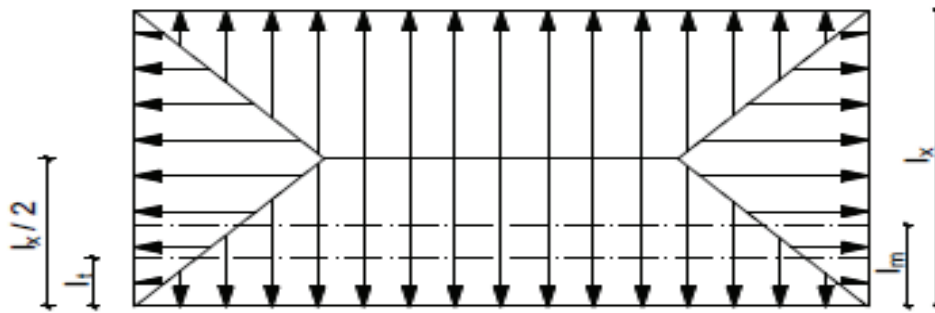
$$q_m = q \cdot l_m$$

$$q_t = q \cdot l_t$$

Avec :

- . q_m : Charge permettant le calcul des moment fléchissant.
- . q_t : Charge permettant le calcul des efforts tranchant.
- . q : Charge agissant sur les panneaux de dalle du radier.

Les largeurs l_m et l_t sont déterminées comme suite :



. Cas des charges trapézoïdales

. Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$.

. Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$.

. Cas des charges triangulaires

. Moment fléchissant : $l_m = 0.333l_x$

. Effort tranchant : $l_t = 0.25l_x$

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

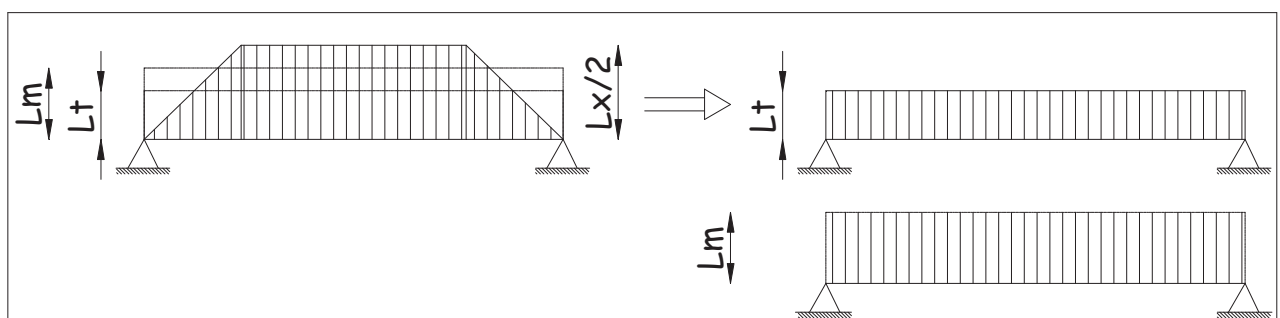


Figure IX.3 : Répartition simplifiées des chargements.

. Détermination des sollicitations

a. Sens des petites portées (Charges triangulaires)

Tableau IX.6 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des petites portées.

Travée	l_x [m]	l_m [m]	l_t [m]	ELU			ELS	
				q_u [KN/m ²]	q_{mu} [KN/ml]	q_{tu} [KN/ml]	q_s [KN/m ²]	q_{ms} [KN/ml]
A-B	3.25	1.17	0.81	159.13	186.18	128.90	115.93	135.64
B-C	3.48	1.16	0.87	159.13	184.59	138.44	115.93	134.48
C-D	4.31	1.44	1.08	159.13	229.15	171.86	115.93	166.94
D-E	3.15	1.09	0.8	159.13	173.45	127.30	115.93	126.36
E-F	3.15	1.09	0.8	159.13	173.45	127.30	115.93	126.36
F-G	4.31	1.44	1.08	159.13	229.15	171.86	115.93	166.94
G-H	3.48	1.16	0.87	159.13	184.59	138.44	115.93	134.48
H-I	3.25	1.17	0.81	159.13	186.18	128.90	115.93	135.64

b. Sens des grandes portées (Charges trapézoïdales)

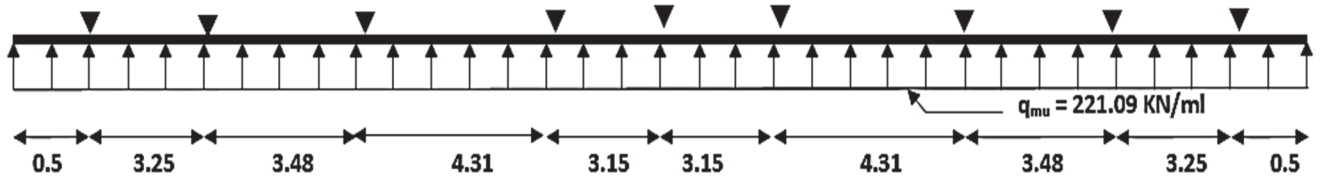
Tableau IX.7 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des grandes portées.

Travée	l_x [m]	l_m [m]	l_t [m]	ELU			ELS	
				q_u [KN/m ²]	q_{mu} [KN/ml]	q_{tu} [KN/ml]	q_s [KN/m ²]	q_{ms} [KN/ml]
A-B	4.65	0.79	1.16	159.13	125.71	184.59	115.93	91.58
B-C	4.35	0.74	1.09	159.13	117.76	173.45	115.93	85.79

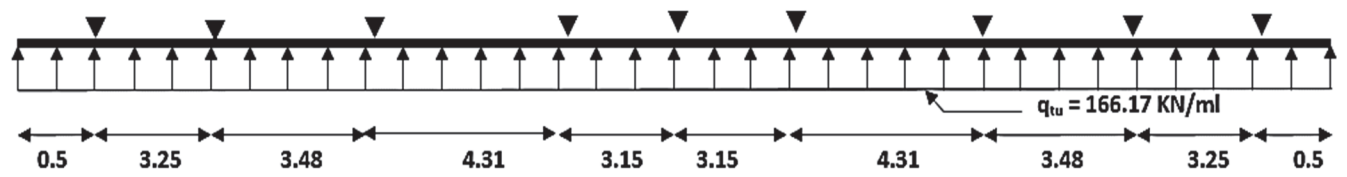
a. Sens des petites portées (Charges triangulaires)

. À l'ELU

1. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant

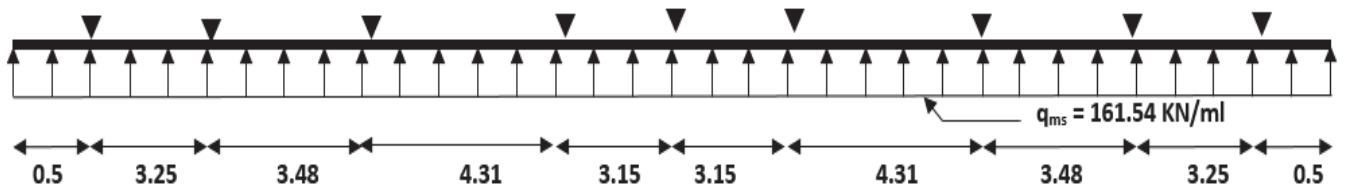


2. Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants



. À l'ELS

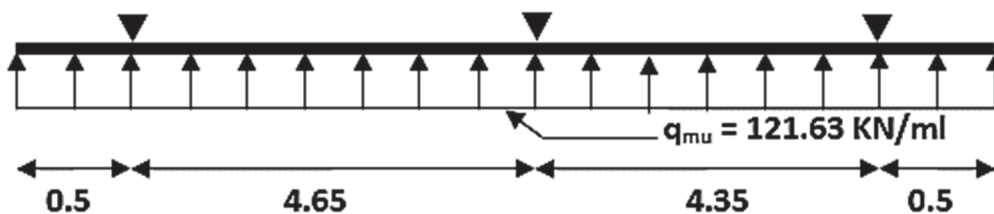
3. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant



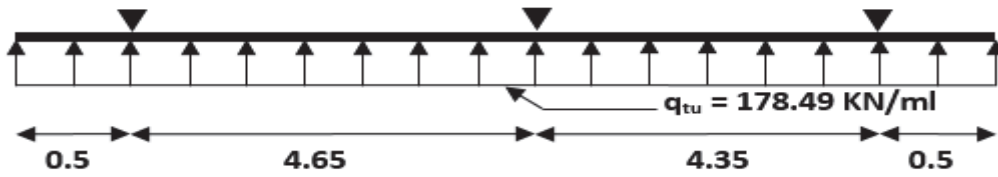
b. Sens des grandes portées (Charges trapézoïdales)

. À l'ELU

1. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant

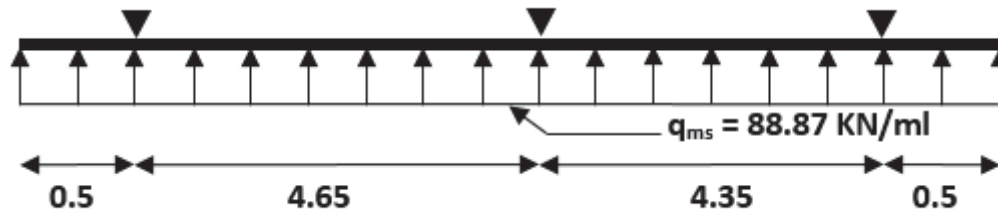


2. Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants



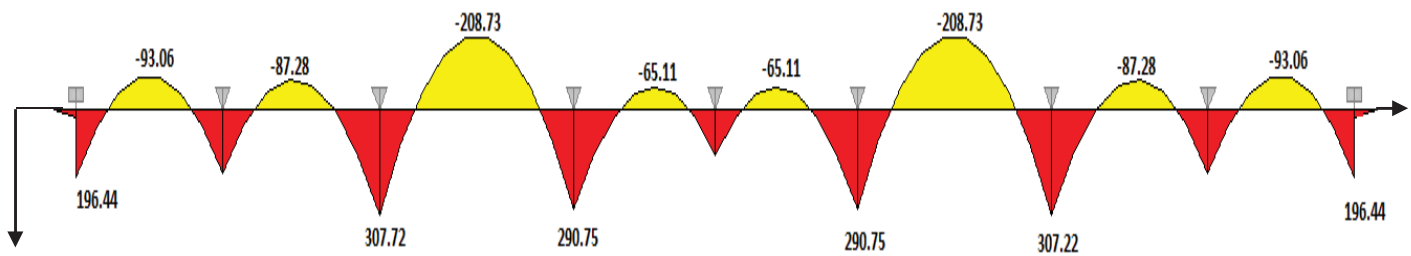
. À l'ELU

3. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant



. Calcul des efforts armatures

Le calcul se fait à l'aide de logicielle ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :



M_z [KN/ml]

T_z [KN]

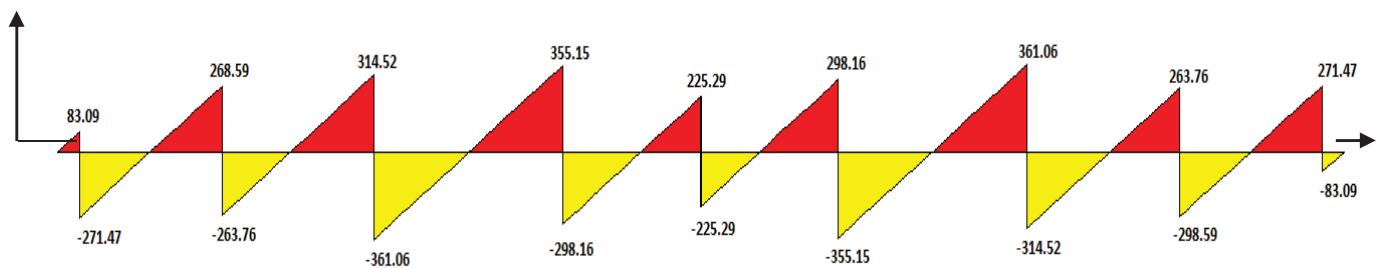


Figure IX.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des petites portées).

. Sens des grandes portées

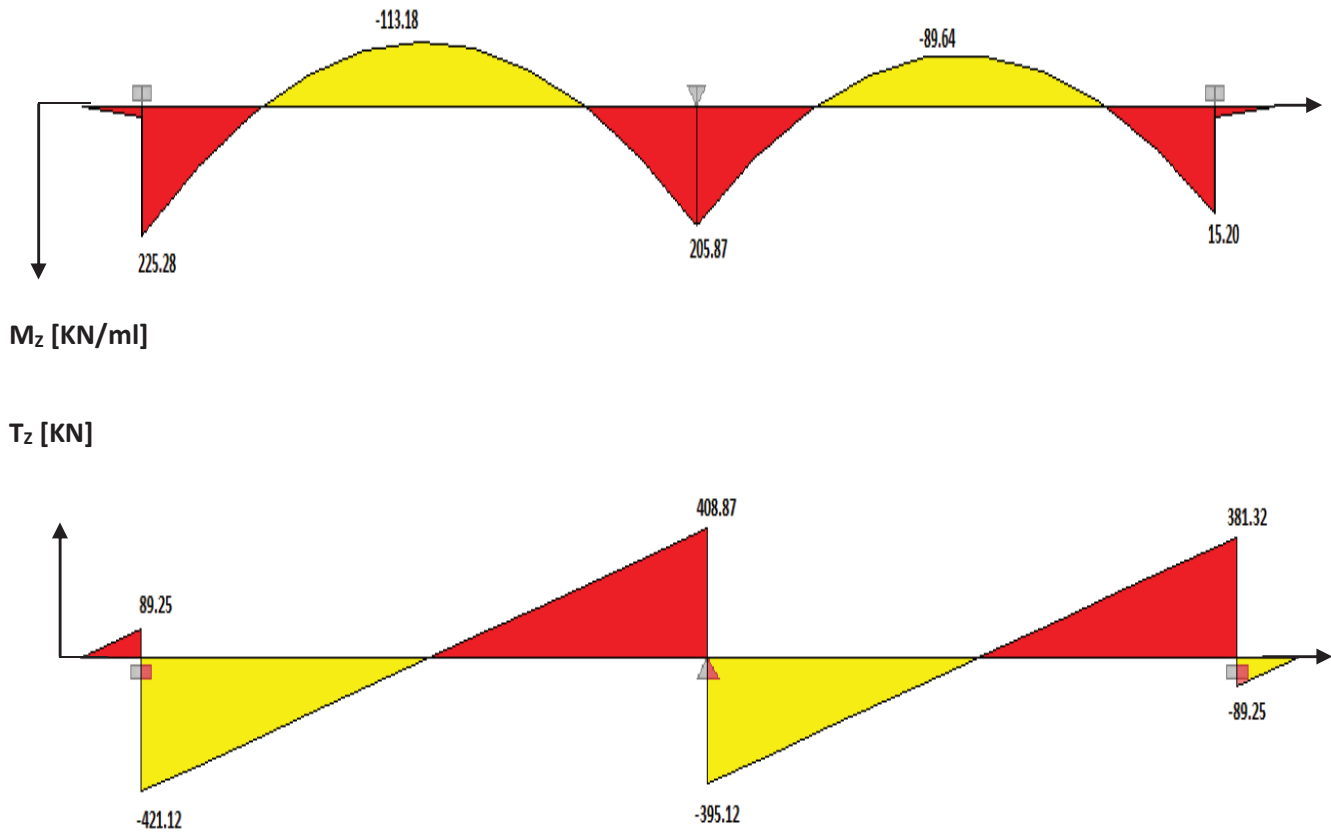


Figure IX.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des grandes portées).

. Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau IX.8 : Résultats de calcul des armatures de nervures.

Sens	Zone	M_{u-max} [KN.m]	μ	β	A [cm ²]	A _{adoptée} [cm ²]
Petites portées	En travée	-208.73	0.027	0.986	6.27	6HA14 = 9.23
	Aux appuis	307.72	0.04	0.980	9.30	4HA16 + 4HA12 = 12.56
Grandes portées	En travée	-113.18	0.014	0.993	3.38	4HA12 = 4.52
	Aux appuis	225.28	0.029	0.985	6.78	6HA14 = 9.23

IX.4.7. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 91/ A.4.2) [02]

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 97 \times 2.1}{400} = 7.03 \text{ cm}^2.$$

Toutes les sections d'armatures adoptées sont supérieures à A_{\min} . \Rightarrow La condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement : (BAEL 91/ A.5.1.2) [02]

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

. Sens de petite portée

$$\tau_u = \frac{361.06 \times 10^3}{600 \times 970} = 0.62 \text{ MPa}$$

. Sens des grandes portées

$$\tau_u = \frac{421.12 \times 10^3}{600 \times 970} = 0.72 \text{ MPa}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée, pas de risque de cisaillement.

c. Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL 91/ A 6.1.3)

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

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

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28}$$

Où :

. Ψ_s : coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier).

. Ψ_s : 1.5 (Barre de haute adhérence).

Donc :

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

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

Où :

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

. **Sens des petites portées**

$$\sum U_i = n. \pi. \phi = 6 \times 3.14 \times 1.6 = 30.14 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{361.06 \cdot 10^3}{0.9 \times 970 \times 301.4} = 1.37 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa.}$$

. **Sens des grandes portées**

$$\sum U_i = n. \pi. \phi = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.38 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{421.12 \cdot 10^3}{0.9 \times 970 \times 263.8} = 1.83 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa.}$$

⇒ Condition vérifiée donc pas de risque d'entraînement des barres.

d. Calcul des armatures transversales (BAEL91/ A.7.2.2) [02]

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_t \right) = \min \left(\frac{100}{35}, \frac{60}{10}, 1.6 \right) = (2.86, 6, 1.6) \Rightarrow \phi_t = 1.6 \text{ cm.}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un cadre et un étrier de $\phi_{10} \Rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2$.

e. Vérification de la section minimale du RPA99/ version 2003 [01]

$A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 3.14 \text{ cm}^2$. ⇒ La condition est vérifiée.

f. Espacement des armatures transversales

1. Article A.5.1.23 du BAEL91 [02]

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.9 f_e \times A_t}{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj}) b_0} = \frac{0.9 \times 400 \times 3.14}{1.15 (0.72 - 0.3 \times 2.1) \cdot 60} = 182.03 \text{ cm.}$$

2. Article 7.5.2.2 du RPA99/ version 2003 [01]

. Zone nodal

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right) = \min (25, 19.2) = 19.2 \text{ cm.}$$

Donc :

$$S_{t \max} = \min (182.03, 19.2) = 19.2 \text{ cm.}$$

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

. Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

g. Espacement maximal des barres (BAEL91/ A.5.1.2.2) [02]

$$S_t^{max} \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) = \min (87.3 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

$$S_{t \text{ adoptée}}^{max} = 20 \text{ cm} < S_t^{max} = 40 \text{ cm.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

h. Délimitation de la zone nodale

D'après le **RPA99 / version 2003 [01]**, la zone nodale est pour le cas des poutres est d'éliminé en figure 7.2 comme suite :

$$l' = 2.h$$

Avec :

. **l'** : Longueur de la zone nodale.

. **h** : Hauteur de la poutre.

D'où :

$$l' = 2 \times 100 = 200 \text{ cm.}$$

i. Les armatures de peau (BAEL91/ A.8.3) [02]

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

D'où :

On opte pour : 2HA14 = 3,08 cm²

IX.4.8. Vérification à l'ELS

Le calcul des moments fléchissant à l'ELS se fait à l'aide de logicielle ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

. Sens des petites portées

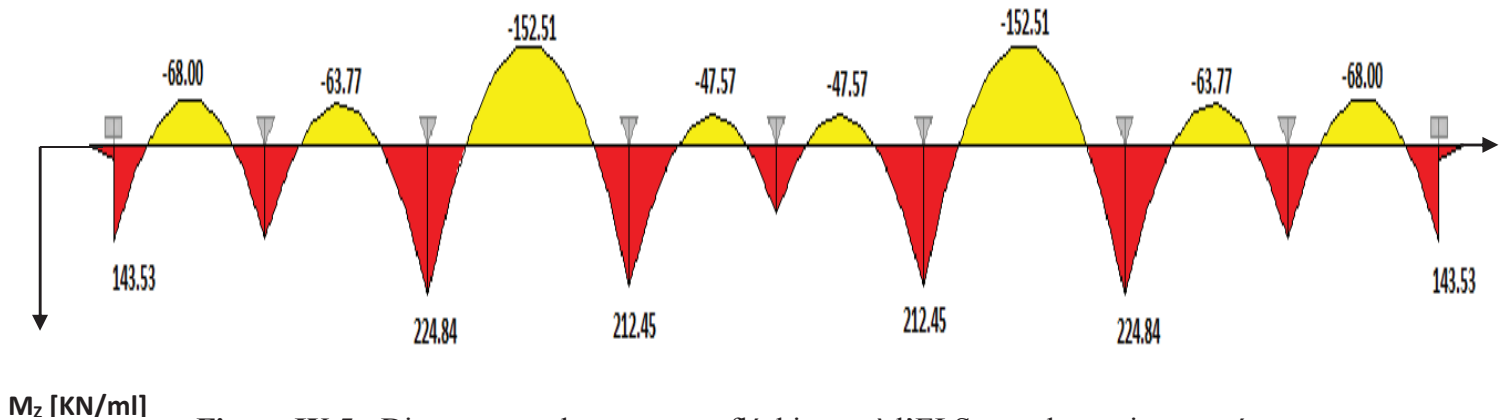


Figure IX.5 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS pour les petites portées.

. Sens des grandes portées

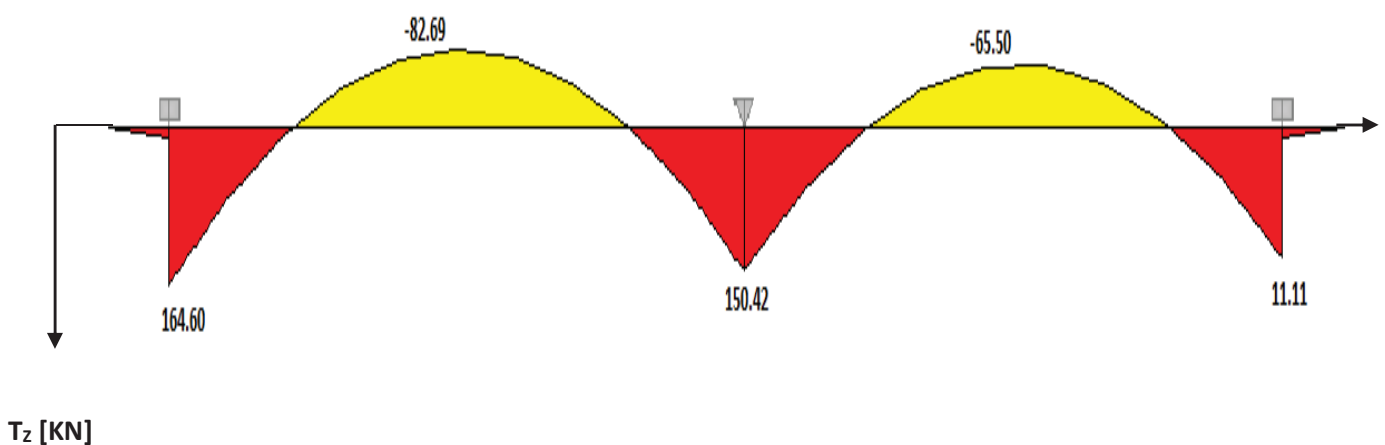


Figure IX.6 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS pour les grandes portées.

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. Donc :

1. Contrainte dans les aciers

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \leq \min (266.67 ; 201.63).$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A}$$

2. Contrainte dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où :

β_1 et K_1 : sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 . A}{b . d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.9 : Résultats de vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.

Sens	Zone	M _s (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β ₁	K ₁	σ _{st} [MPa]	σ _{bc} [MPa]	σ̄ _{st} [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]	Obs
Petite portée	En travée	-152.51	9.23	0.158	0.935	60.95	182.19	2.99	201.63	15	C.V
	Aux appuis	224.84	12.56	0.216	0.926	52.31	199.30	3.81			C.V
Grande portée	En travée	-82.69	4.52	0.077	0.953	91.4	197.90	2.17			C.V
	Aux appuis	164.60	9.23	0.159	0.934	61.15	196.84	3.22			C.V

IX.5. Conclusion

Le ferrailage retenu pour le radier suivant :

1. La dalle du radier (Compris les débords)

. Sens X-X

. En travée (Lit supérieur) : 5HA16/ml ($S_t = 20$ cm).

. Aux appuis (Lit inférieur) : 5HA12/ml ($S_t = 20$ cm).

. Sens Y-Y

. En travée (Lit supérieur) : 5HA16/ml ($S_t = 20$ cm).

. Aux appuis (Lit inférieur) : 5HA12/ml ($S_t = 20$ cm).

2. Les nervures

. Sens des petites portées

. En travée (Armature supérieur) : 6HA14.

. Aux appuis (Armature inférieur) : 4HA16 + 4HA12.

. Sens des grandes portées

. En travée (Armature supérieur) : 4HA12.

. Aux appuis (Armature inférieure) : 6HA14.

. Armature de peau : 2HA14 (Pour toutes les nervures).

Conclusion générale

Le pré dimensionnement des éléments structuraux (portiques-voiles) a été mener tout en se rapprochant du minimum recommandé par les règlements en vigueur.

Le système de contreventement a été choisi tout en faisant participer les portiques au contreventement et tout en veillant à injecter le minimum du voiles possibles, dans le but de ramener le système de contreventement a un système mixte conformément à l'article 3.4.4a du RPA99 Version 2003, ou les voiles en été injecter d'une façon à respecter le critère de symétrie et de s'éloigner le plus possible de centre de gravité de la structure afin d'éviter tout problème de torsion.

L'étude comparative ayant été menée entre deux types de structure (structure auto-stable (poteau-poutre), structure mixte (portique-voile)), en faisant une comparaison des efforts internes dans les éléments structuraux, les déplacements, ainsi que le comportement dynamique de la structure. Il en résulte que l'augmentation de la rigidité de la structure par l'ajout des voiles a un effet favorable (réduit les efforts et les déplacements), ainsi qu'un comportement structurel adéquat.

La meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles est la « variante 3 » (variante optimale), celle ayant été trouver des différentes configurations testées, ce qui a su allier stabilité et économie (grâce à des efforts internes moindres dans les éléments structuraux donc un ferrailage peu conséquent par rapport aux deux autres variantes).

Ce qui permet de nous monter qu'il est très important que l'ingénieur et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important (aspect économique).

Dans l'optique de mener à bien cette recherche, une étude technico-économique aurait été nécessaire (faut de temps, elle n'a pas pu être réalisée).

Bibliographie

[01] : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003), Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique. Algérie.

[02] : Fascicule n° 62 - Titre I - Section I. « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99 ».

[03] : CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE C.G.S. « DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE D.T.R. – B.C.2-41 - REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME C.B.A. 93 ». Alger.

[04] : Fascicule n° 62 - Titre I - Section I. « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99 ».

[05] : Association française du génie parasismique. « Guide de la conception parasismique des bâtiments ». Paris, Editions EYROLLES, 2004.

[06] : Milan, ZACEK. « Conception parasismique des immeubles d'habitation collective en béton armé ». Paris, éditions Amprincipe, novembre 2010.

[07] : Milan, ZACEK. « Conception parasismique-niveau avant-projet ». Villfontaine, les grands ateliers, septembre 2003.

[08] : Milan, ZACEK. « Construction parasismique ». L'architecture et les bétons – Cycle de conférences CIMbéton. Introduction et partie I. Disponible sur :

< https://www.youtube.com/watch?v=_xSz5NmZ5AQ >.

[09] : Milan, ZACEK. « Construction parasismique ». L'architecture et les bétons – Cycle de conférences CIMbéton. Partie II. Disponible sur :

< <https://www.youtube.com/watch?v=JpyQsvtIdFk> >.

[10] : Milan, ZACEK. « Construction parasismique ». L'architecture et les bétons – Cycle de conférences CIMbéton. Partie III. Disponible sur :

< <https://www.youtube.com/watch?v=AaNHQiSHaec> >.

[11] : Richard, BAREŠ. « TABLES POUR LE CALCUL DES DALLES ET DES PAROIS ». Paris, éditions DUNOD, 1969, p. 401.

[12] : BENYAHY Karim. « Présentation du logiciel ETABS ». Tizi Ouzou, 2017.

- [13] : BENYAHY, Karim. « Etude d'une tour (R+12) avec recherche de la position optimale des voiles ». Mémoire d'ingénieur d'état en génie civil. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. 2010.
- [14] : KACIMI Nacera. « Analyse numérique d'une structure auto-stable et d'une structure mixte (portique + voiles) », Mémoire de magister, Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2013.
- [15] : BELKHIR Mohammed Aghiles. « Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments », Mémoire de magister, Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2012.
- [16] : Association française du génie parasismique. « Le séisme du 21 mai 2003 en Algérie-Rapport préliminaire de la mission AFPS ». Paris, 8 juillet 2003.
- [17] : Abdelghani, SEGHIR. « Séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 - Pathologie de construction et dommages sismiques ». Bejaia, journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction. Séminaire organisé par SAVOIR PLUS, 2-27 juin 2007.
- [18] : Mohamed, BELAZOUGUI. « CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME ». Office des publications universitaires.
- [19] : Patricia, BALANDIER. « LE SEISME ET LES BATIMENTS - Pourquoi il ne suffit pas qu'un bâtiment soit "costaud" pour résister aux séismes » Cours de construction parasismique – Volume 3.
- [20] : MELLAK, Hachemi. « DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE D.T.R. – B.C. 2.2 – CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATION ». CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE C.G.S. Alger.
- [21] : J.-M. DESTAC, D. LEFAIVRE, Y. MALDENT, S. VILA. « Mémotech génie civil ». Paris, éditions CASTEILLA, 1996.
- [22] : Jean, PERCHAT, Jean, ROUX. « Pratique du BAEL 91. Cours avec exercices corrigés ». Paris, éditions EYROLLES, quatrième édition, p. 171, 199, 353, 357.
- [23] ; Hugo, BACHMANN. « Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités ». Bienne, office fédéral des eaux et de la géologie, septembre 2002.
- [24] : Ghislaine, VERRHIEST-LEBLANC, Thierry, WINTER. « Séisme de Boumerdes (Algérie) du 21 mai 2003 - Les conséquences dramatiques de l'effet "mille feuilles" ». Graphisme et mise en page : Valérie SCOTTO-Studio graphique VSDCom.
- [25] : OUERDANE Hamza. « Etude comparative entre le système de contreventement auto-stable et le système mixte et recherche de la disposition optimale des voiles (Application à

l'étude d'une structure en R+10 à forme angulaire) », Mémoire de master, Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2018.

[26] : Ph.Guéguen, « Génie parasismique-comportement des structures sous séisme », Université Joseph Fourier, Grenoble.

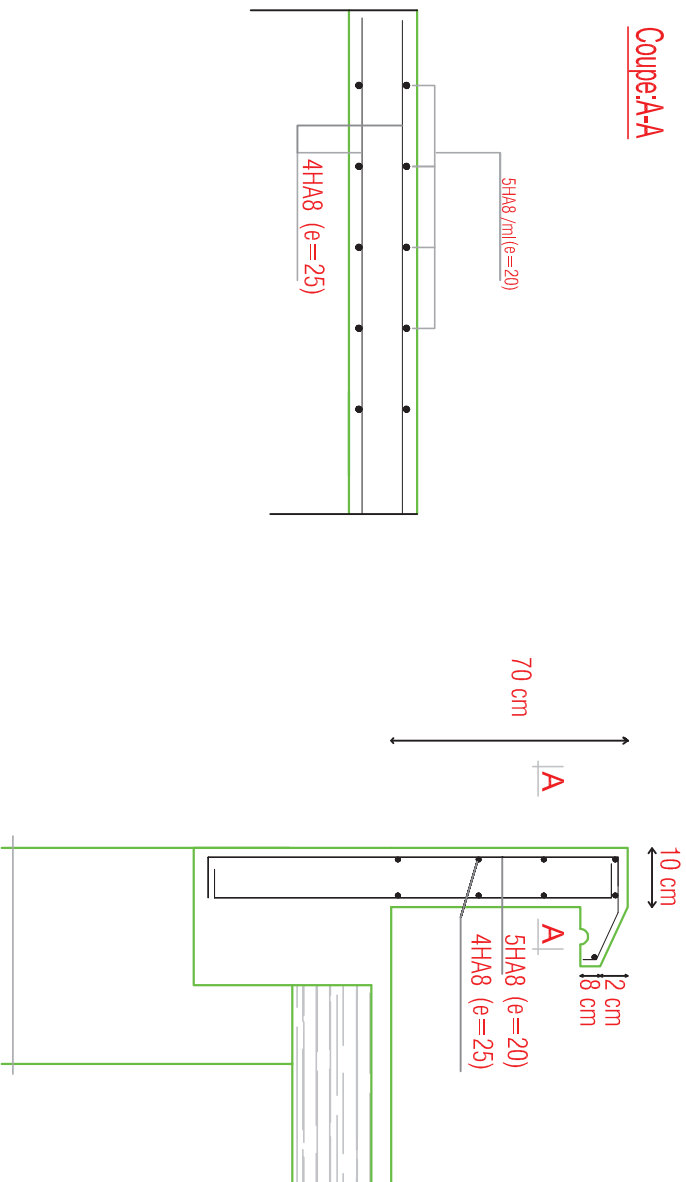
[27] : Aide-Mémoire RDM, Edition Dunod.

[28] : CHAKRI Razika, AMMIALI Zohra. « Etude d'un Bâtiment (R+8+ Sous-sol) Contreventé par portiques et voiles à usage d'habitation et services avec l'application de ROBOT », Mémoire de master, Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2016.

[29] : Université Grenoble-Alpes. « Conseils pour la rédaction et la présentation du mémoire ». 2016.

Ferrailage de la acrotère

ECH 1/20



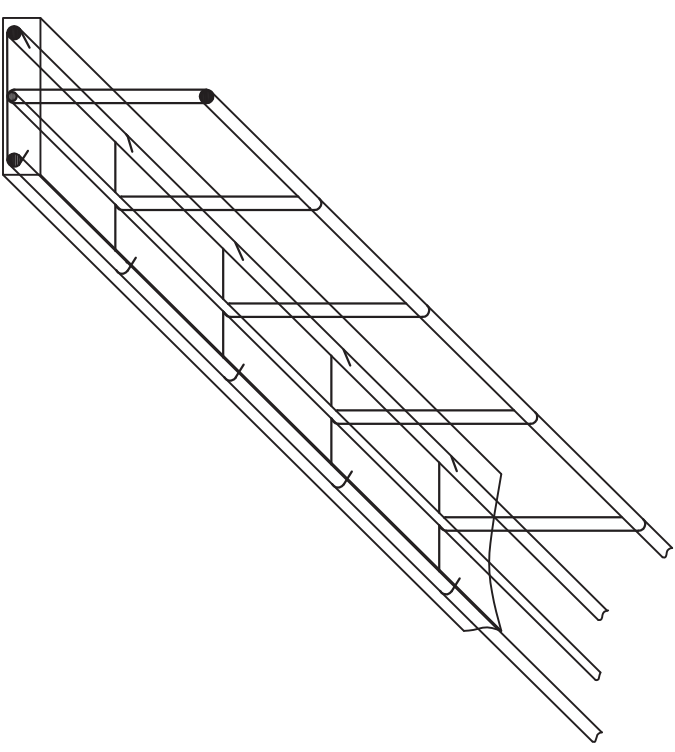
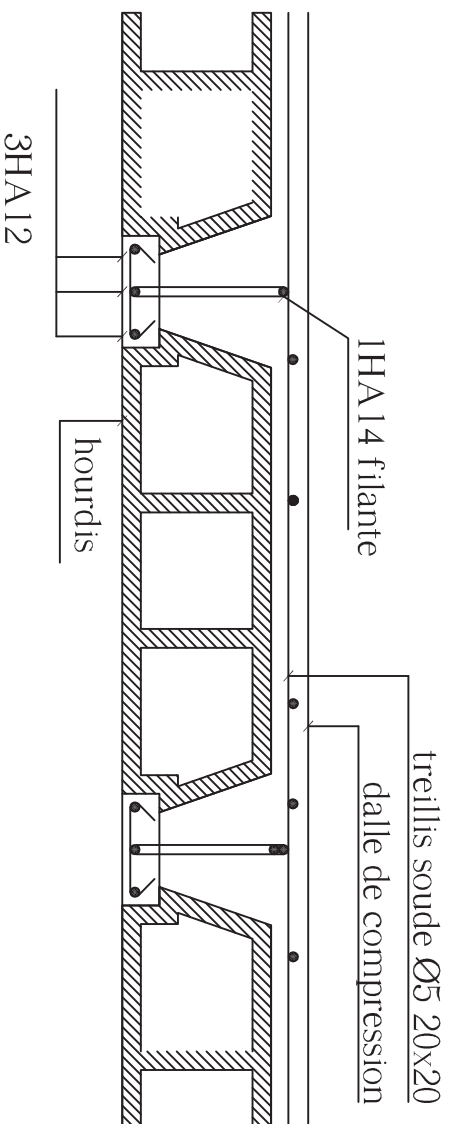
NOTA:

Caractéristique des matériaux :

- Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 FC28=25Mpa.
- Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- Longueur de recouvrement est de 40 \varnothing

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUDI MAMMERI TIZI OUZOU
Département : Centre de la Construction
Elève : Ghis El Ghis
OPTION : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
<i>Mémoire de fin d'étude</i>
PROJET : CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+12
A L'USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL
Plan de Ferrailage des éléments secondaires
Réalisé par : BOUNOUAR TINHANE
Encadrée par : M. BENYAH KARAM
SITUATION : promotion : 2018/2019
NOUVEAUX

DETAIL DU PLANCHER + POUTRELLES



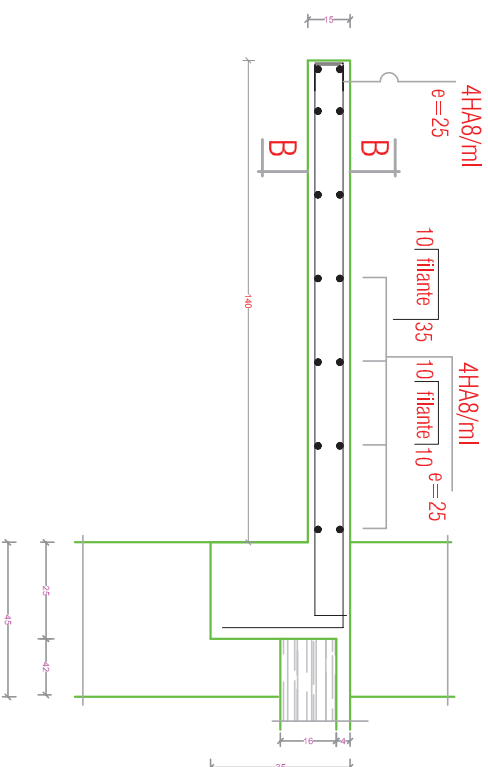
NOTA:
Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
F_{o28}=29Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400M/PA
- d) Treillis soudés (T.S) σ = 520M/PA
- e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø

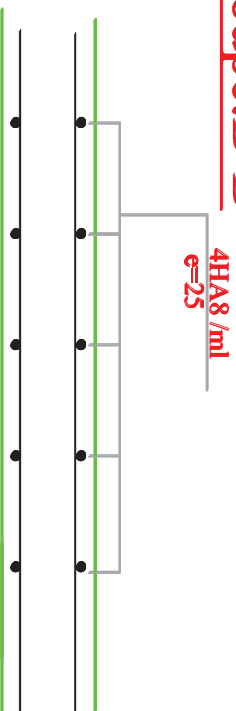
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUDI MAMMERI TIZI OUZOU	
Département : Génie de la Construction	
Ecole : El Ghazal	
OPTION : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+12	
A L'USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
Plan de Ferrailage des éléments secondaires	
Réalise par : BOUNOUAR TINHANE.	
Encadrée par : M. BENYVAHI KARIM.	
SITUATION: NOUVEAUX	promotion :2018/ 2019

Ferrailage des balcons

ECH 1/20



Coupe: B-B



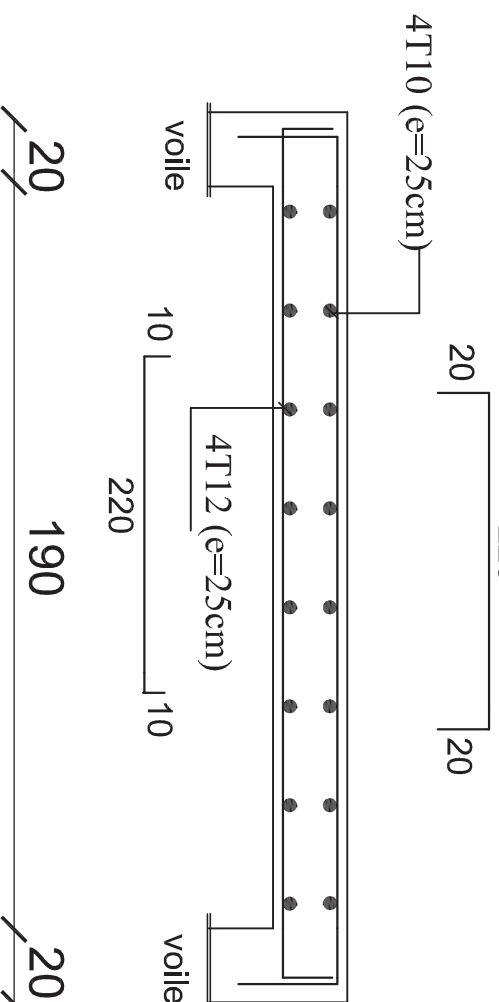
NOTA:

Caractéristique des matériaux :

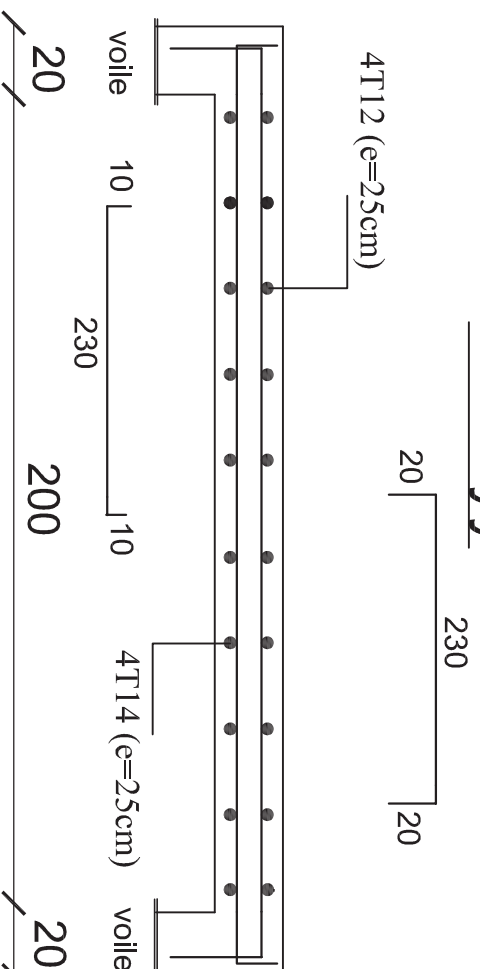
- Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 Fc28=25Mpa.
- Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- Longueur de recouvrement est de 40 \varnothing

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUDI MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Elèves Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
<i>Mémoire de fin d'étude</i>
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+12
A L'USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL
Plan de Ferrailage des éléments secondaire
Réalise par : BOUNOUAR TINHANE.
Encadrée par : M. BENYAHJ KARIM .
SITUATION: nou.wahids
promotion :2018/ 2019

Sens XX



Sens YY



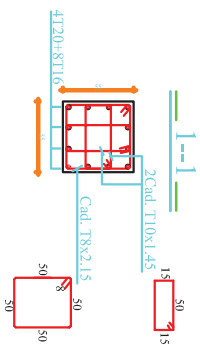
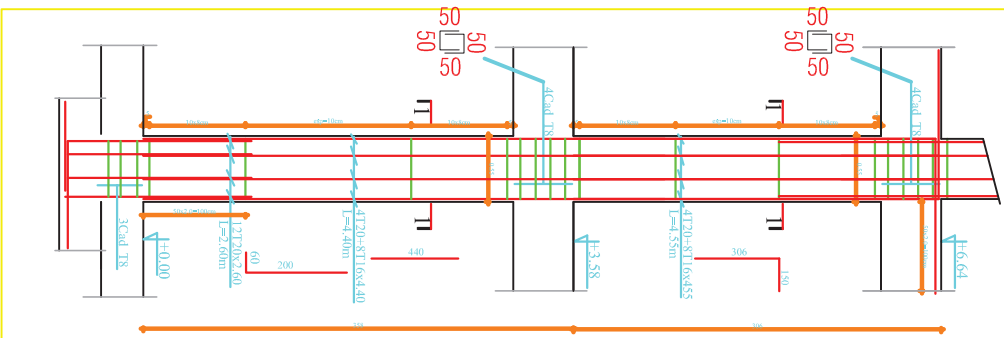
NOTA:

Caractéristique des matériaux :

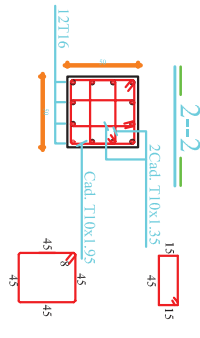
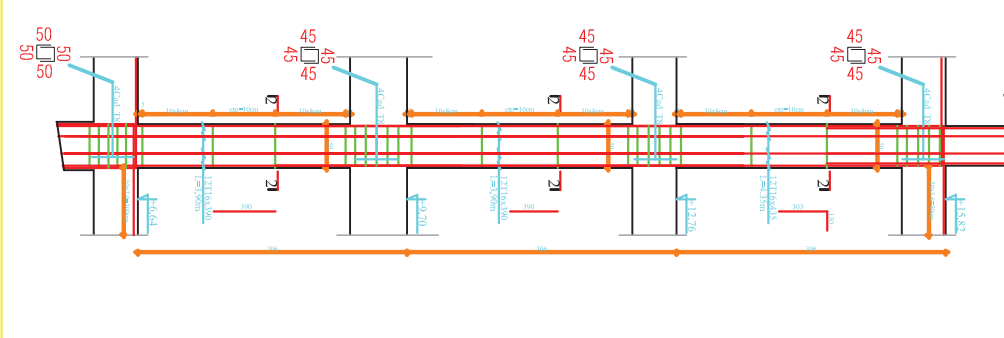
- Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 Fc28=25Mpa.
- Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- Longueur de recouvrement est de 40 \varnothing

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUDI MAMMERI TIZI OUZOU	
Département : Centre de la Construction	
Ecole : El-Hadj Ghazal	
OPTION : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+12	
A L'USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
Plan de Ferraillage des éléments secondaires	
Réalise par : BOUNOUAR TINHANE.	
Encadrée par : M. BENYAHIA KARIM.	
SITUATION:	promotion :2018/ 2019
NOU/MARDIS	

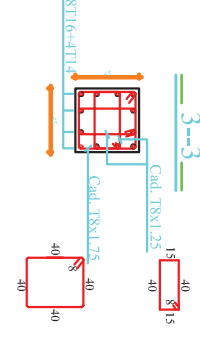
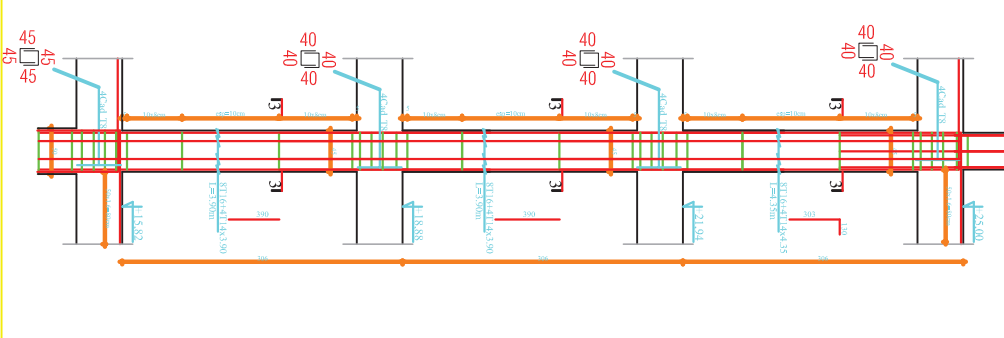
POTEAU 55*55



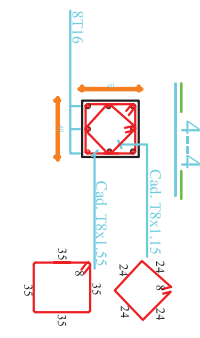
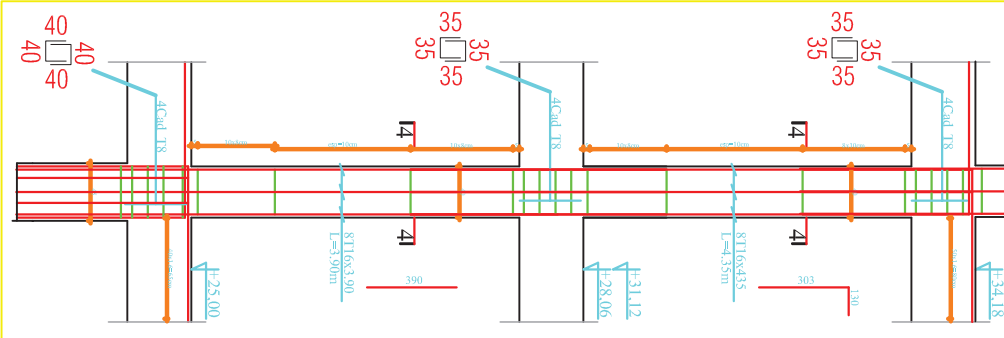
POTEAU 50*50



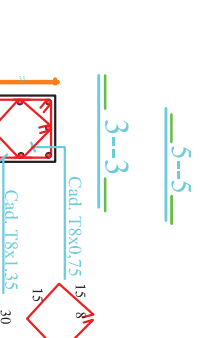
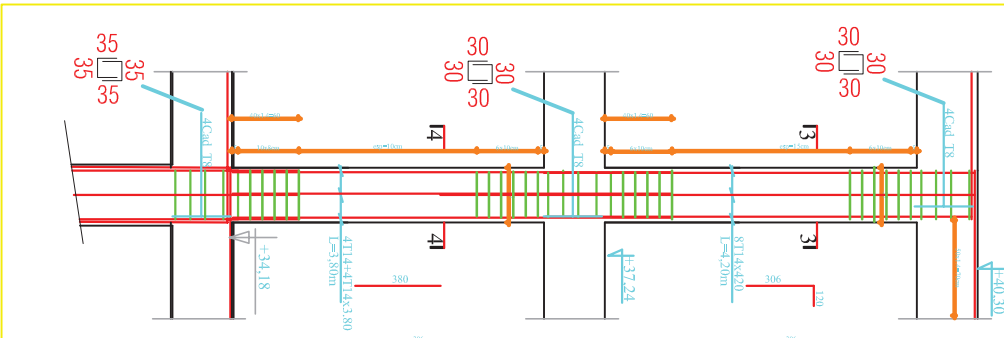
POTEAU 45*45



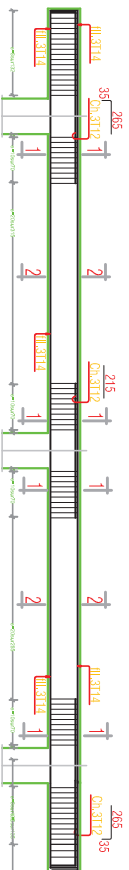
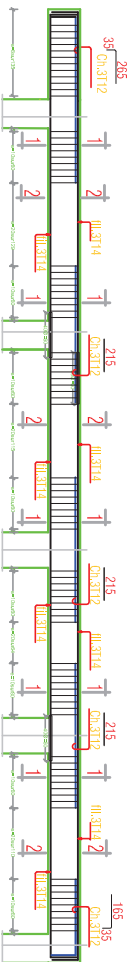
POTEAU 40*40



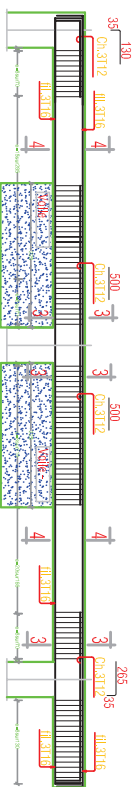
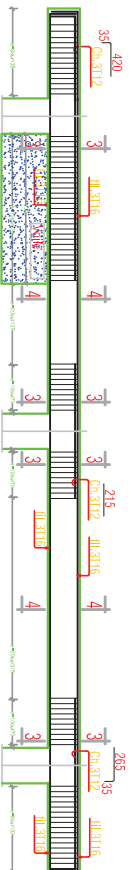
POTEAU 35*35



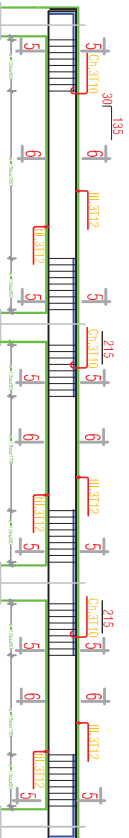
Poutre Principales non solidaire des voiles : P.P.:(30*40).



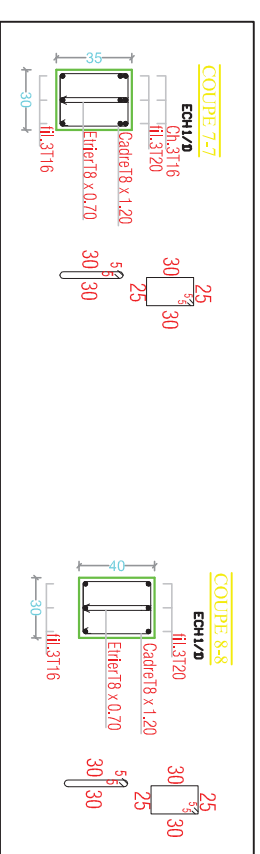
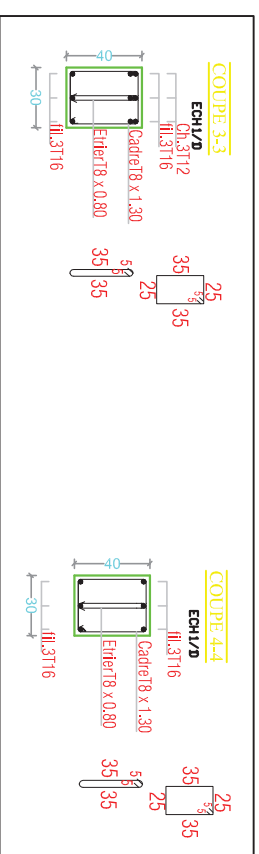
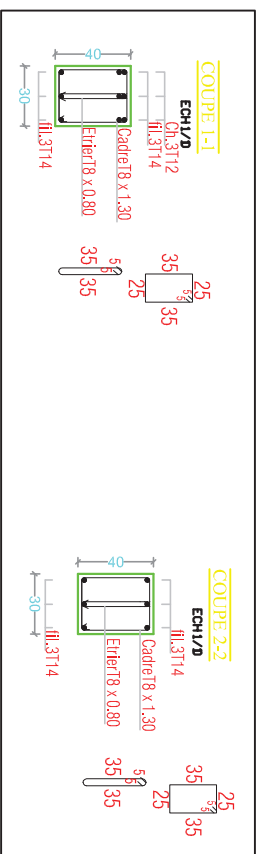
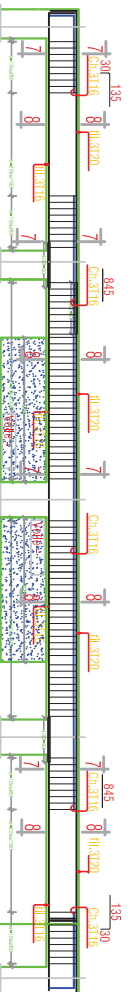
Poutre Principales solidaire des voiles : P.P.:(30*40).



Poutre Secondaire: P.S.:(30*35) non solidaire des voiles:



Poutre Secondaire: P.S.:(30*35) solidaire des voiles :

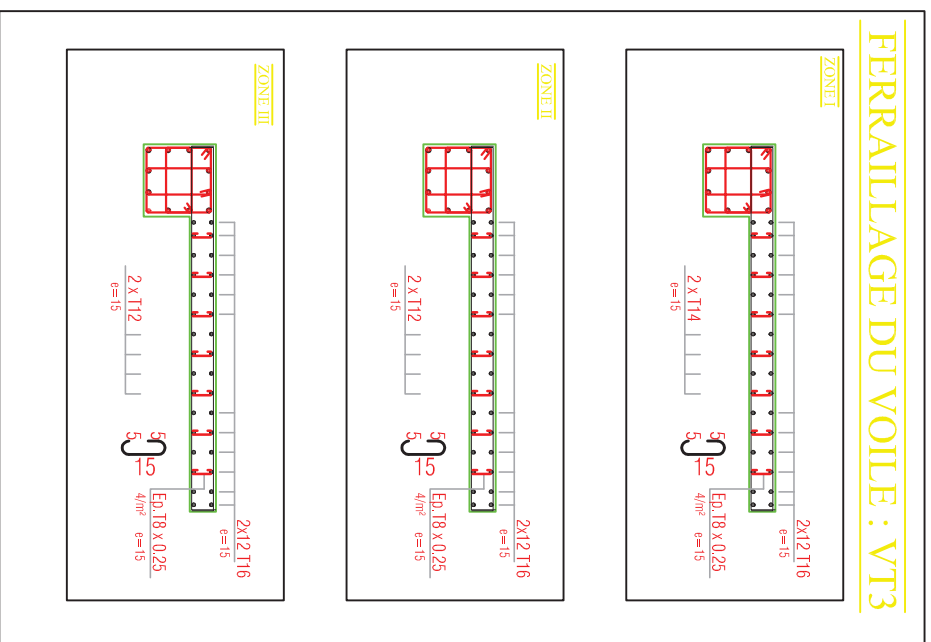


NOTA: Caractéristique des matériaux:

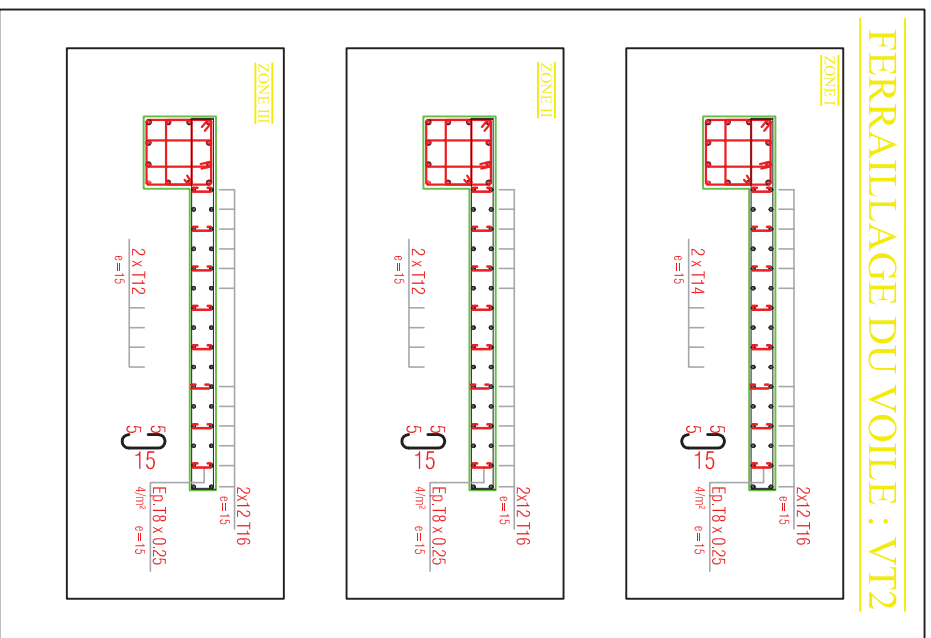
- a) Le béton armé sera doté à 350 kg/m³ de CPA 325
- b) C25-22kN/m².
- c) Le béton des proppriés sera doté à 150 kg/m³ de CPA 325.
- d) Acier Tor (Valeur adhésive) = 400N/mm².
- e) Acier Tor (Elong) = 420N/mm².
- f) Treillis soudé (T.S.) = 520N/mm².
- g) Longueur de recouvrement est de 500Ø
- h) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

REPERE/LOGO/ ADDRESS/ MARKING/STREET ET PORT/USINE UNIVERSITE MOULODJE WAZIRI/17070200 Département de Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Matière de fin d'étude ZIGZAG/ CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN TERRAIN/LOG DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES	
Rédigé par: BOUNOUAR THAMINE Encadré par: M. BEVHAKIM	
SÉRIATION: SORTIE BREVETARIAS	promotion: 2018/2019

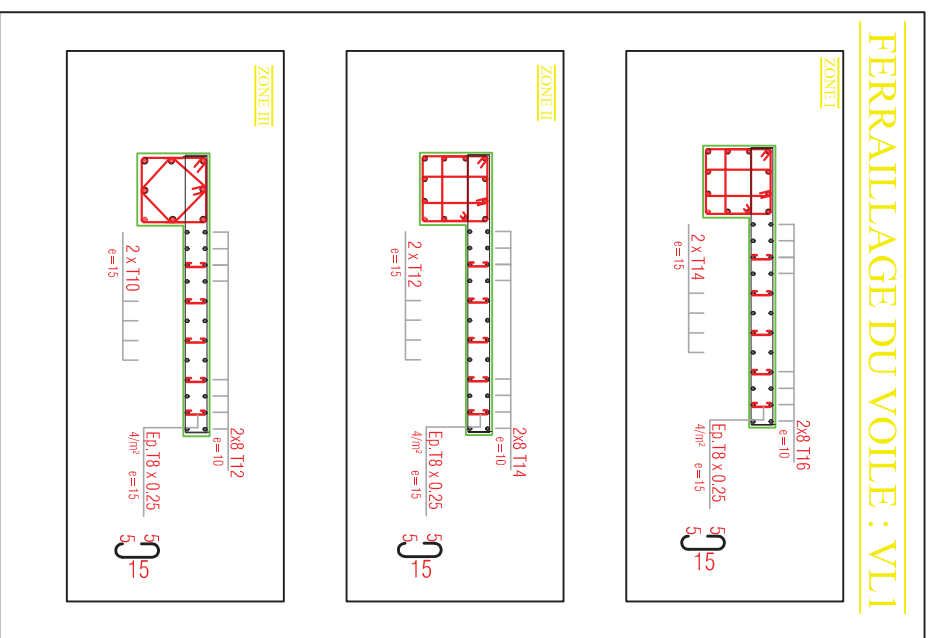
FERRAILLAGE DU VOILE : VT3



FERRAILLAGE DU VOILE : VT2



FERRAILLAGE DU VOILE : VLI



NOTA:

Caractéristique des matériaux :

- Le béton sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
- F29=25Mpa.
- Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- Acier Tor (haute adhérence) $\sigma = 4000$ kg/cm².
- Acier doux (lisse) $\sigma = 2400$ kg/cm².
- Treillis soudés (T.35) $\sigma = 3300$ kg/cm².
- Longueur de recouvrement est de 50 Ø
- Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

REPERE ALGERIENS D'INGENIERIE ET PORTUAIRE

UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI TIZI OZZOU

Département Génie de la Construction

Faculté Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Membre de l'Etat de

CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN

A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

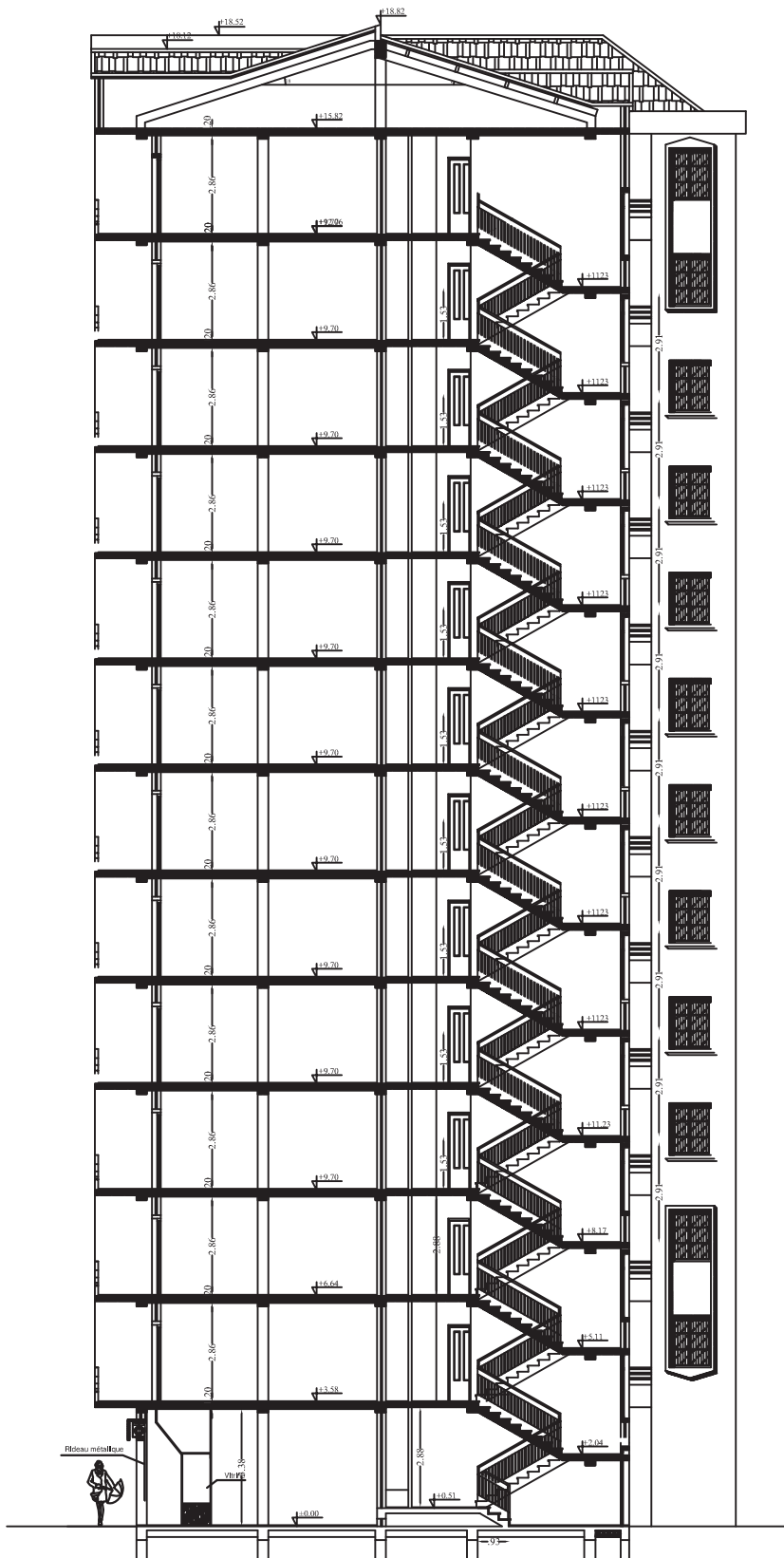
FERRAILLAGE DES VOILES

Réaliser par: MOULOUD TURMANS

Encadré par: M. BRAYAH KARIM

DATE: 2018/2019

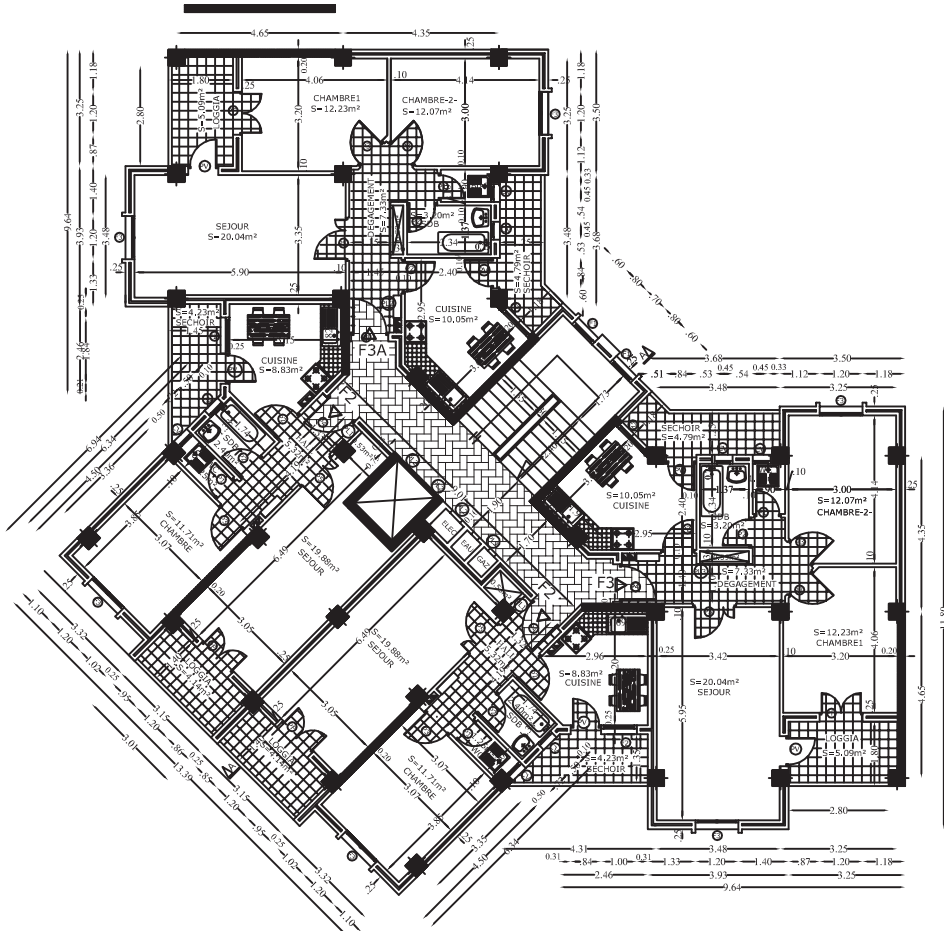
NOTRE BUREAU



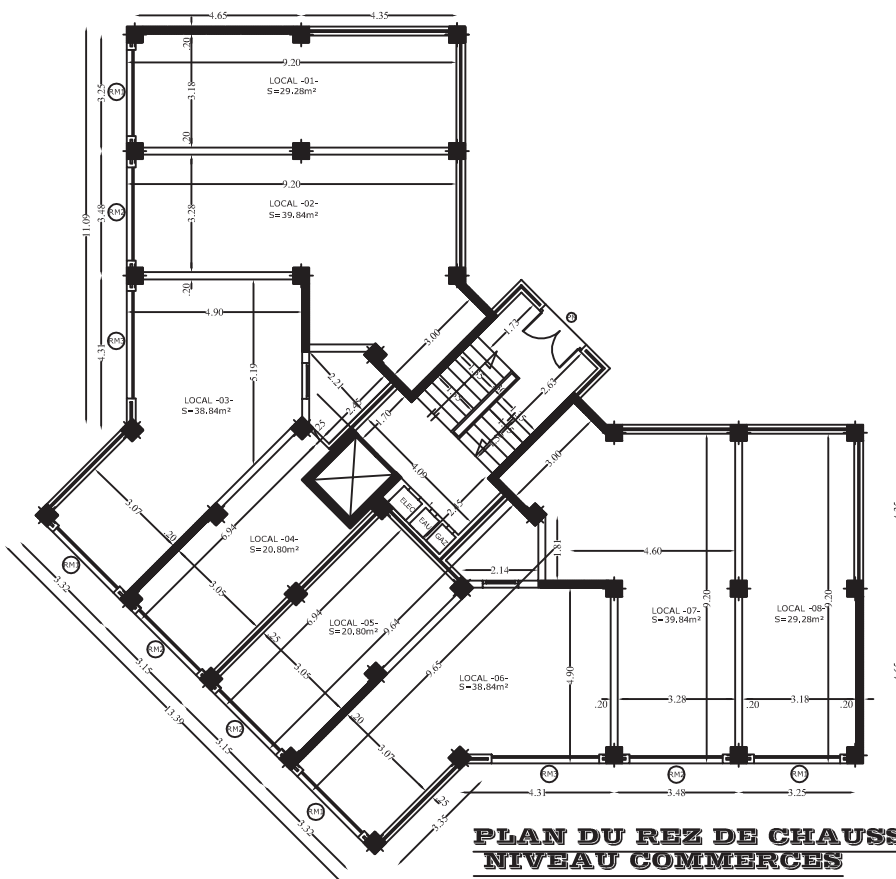
COUPE A-A



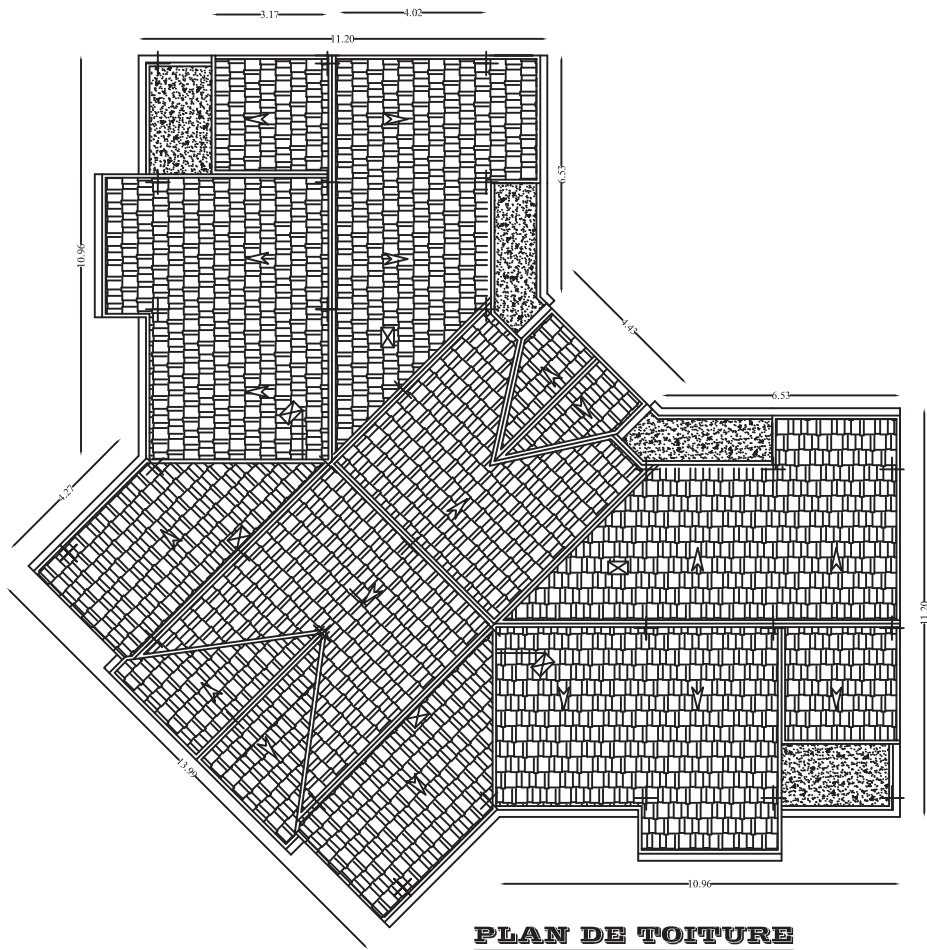
FACADE POSTERIEURE



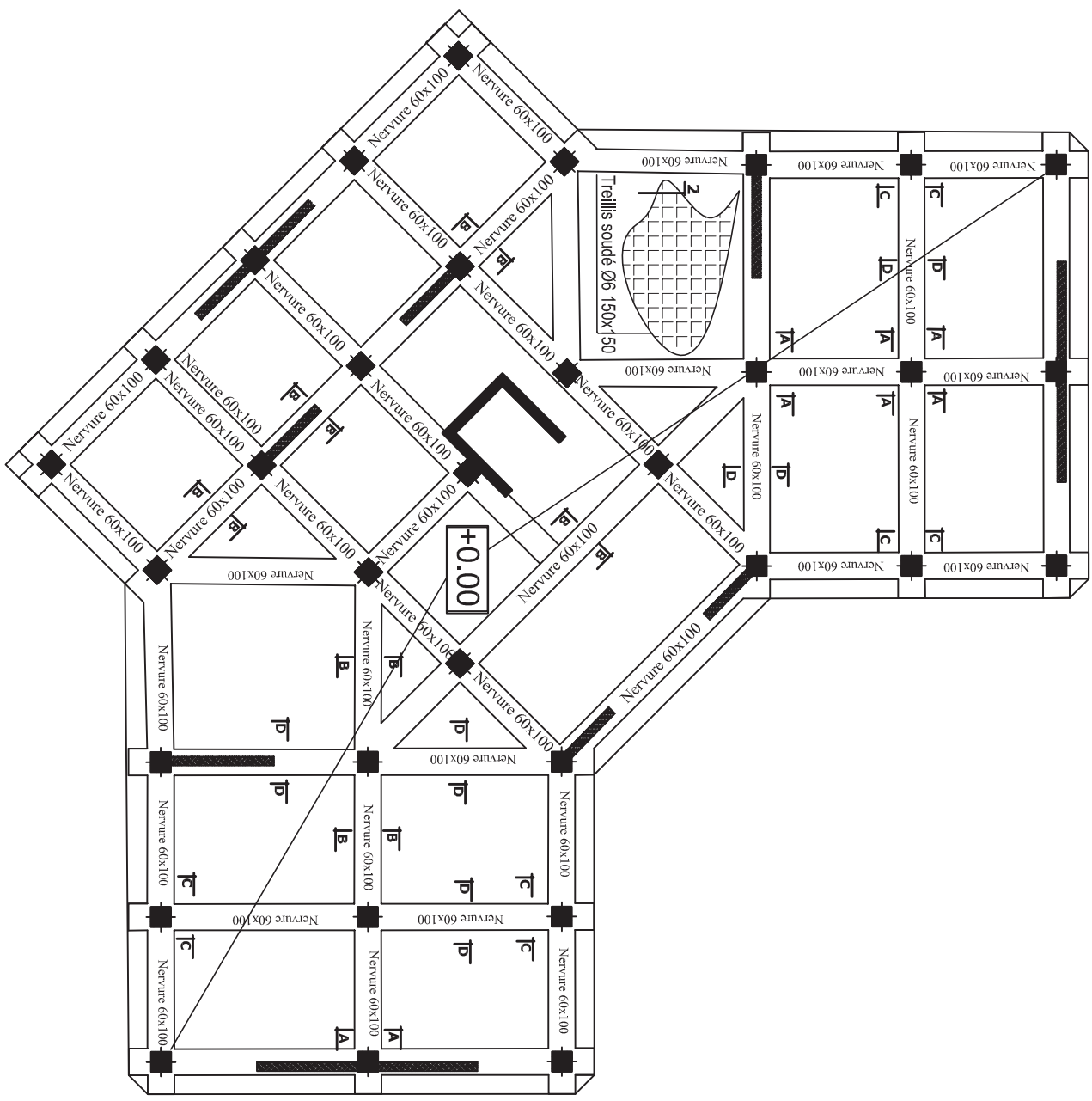
PLAN DE L'ETAGE COURANT



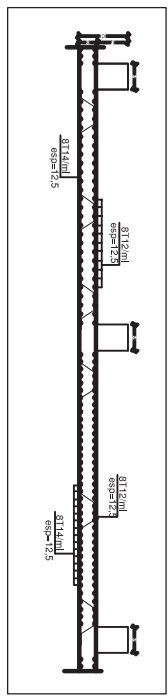
**PLAN DU REZ DE CHAUSSEE
NIVEAU COMMERCES**



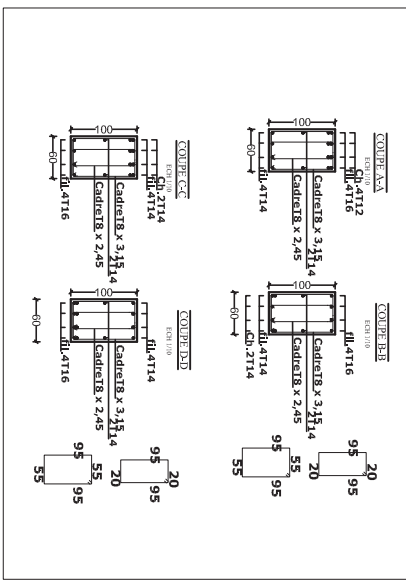
Plan de coffrage plancher niv : +0,00m



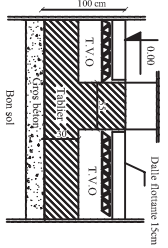
COFFRAGE / FERRAILLAGE Dalle de radier



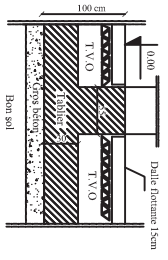
FERRAILLAGE DE LA NERVURE



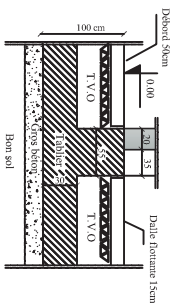
Coupe 1-1



Coupe 2-2



Coupe 3-3



NOTE:
Caractéristiques des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
- F28-25/0/3a, préparé sans dose à 150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (lisse adhérent) ø = 40/00/0/PA
- d) Treillis soudés (T.S) ø = 520/0/0/PA
- e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø
- f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOHAMED ELBAHARI TIZI OUIZOU
Département de Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

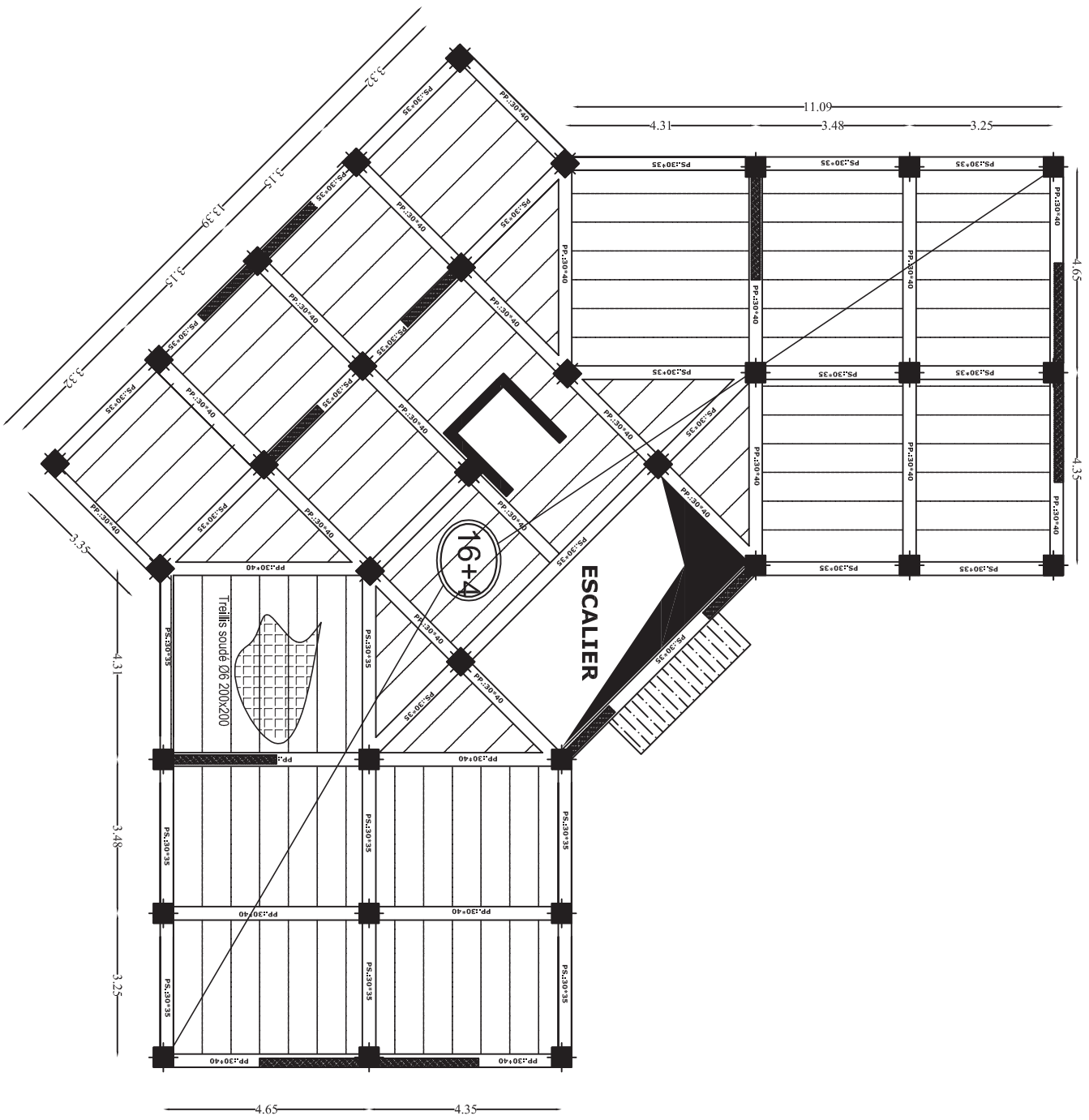
Membre de jury d'Etat:
PROF. CONSTRUCTION DES MATÉRIELS EN R-12
ATISSAOI DHAHARTON ET COMMERCIAL

PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE RADIER

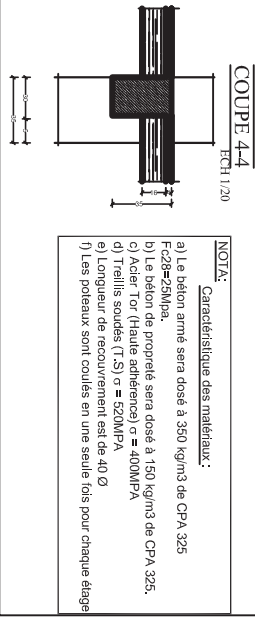
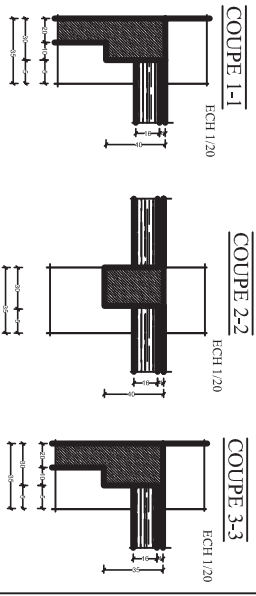
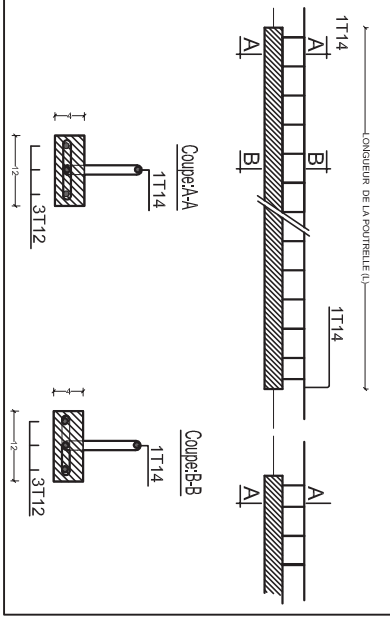
Realisé par: BACHOUAR THAMANE
Encadré par: M. BEVVAH KARKAB

SITUATION: promotion : 2018/2019
SOCIÉTÉ BACHOUAR

Plan de coffrage plancher niveau : +3,58 m

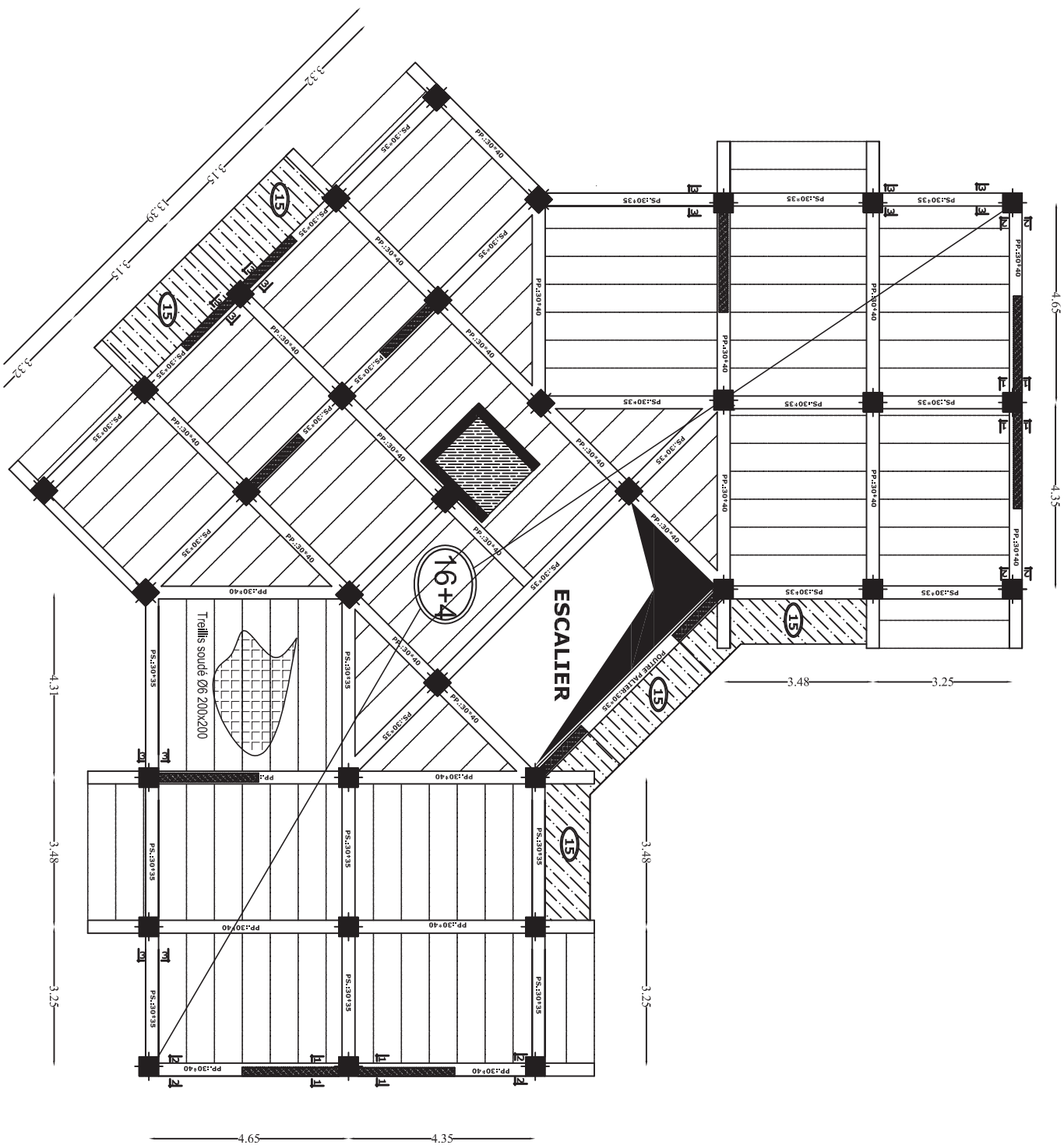


Ferrillage des poutrelles

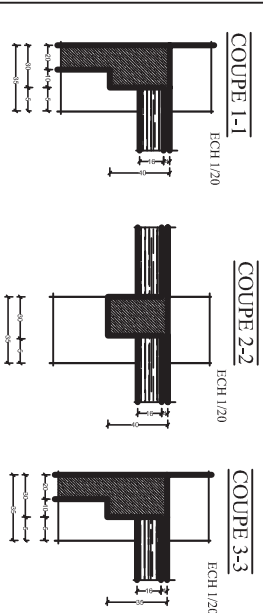
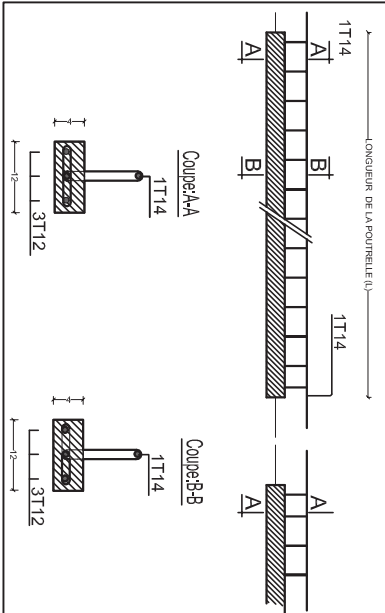


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	UNIVERSITE MOHAMED EL BACHA EL RAJOUANI
Faculté des Sciences Exactes et des Sciences de l'Informatique	Département de Génie Civil
OPTION : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mention de fin d'étude</i>	
PROJET : CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+12	
ATLASAGI DHARHATYON ET COMMERCIAL	
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER	
Realisé par : BACHOUAR TOUNSIANE	
Encadré par : M. BEVAHRI KASBI	
SÉLECTION	promotion : 2018/2019
SOCIÉTÉ BORDJENNAIS	

Plan de coffrage plancher niveau : +6,64;+9,7;+12,76;15,82 m

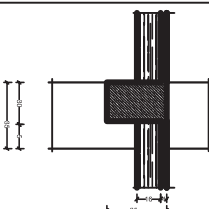


Ferrillage des poutrelles



COUPE 4-4

ECH 1/20

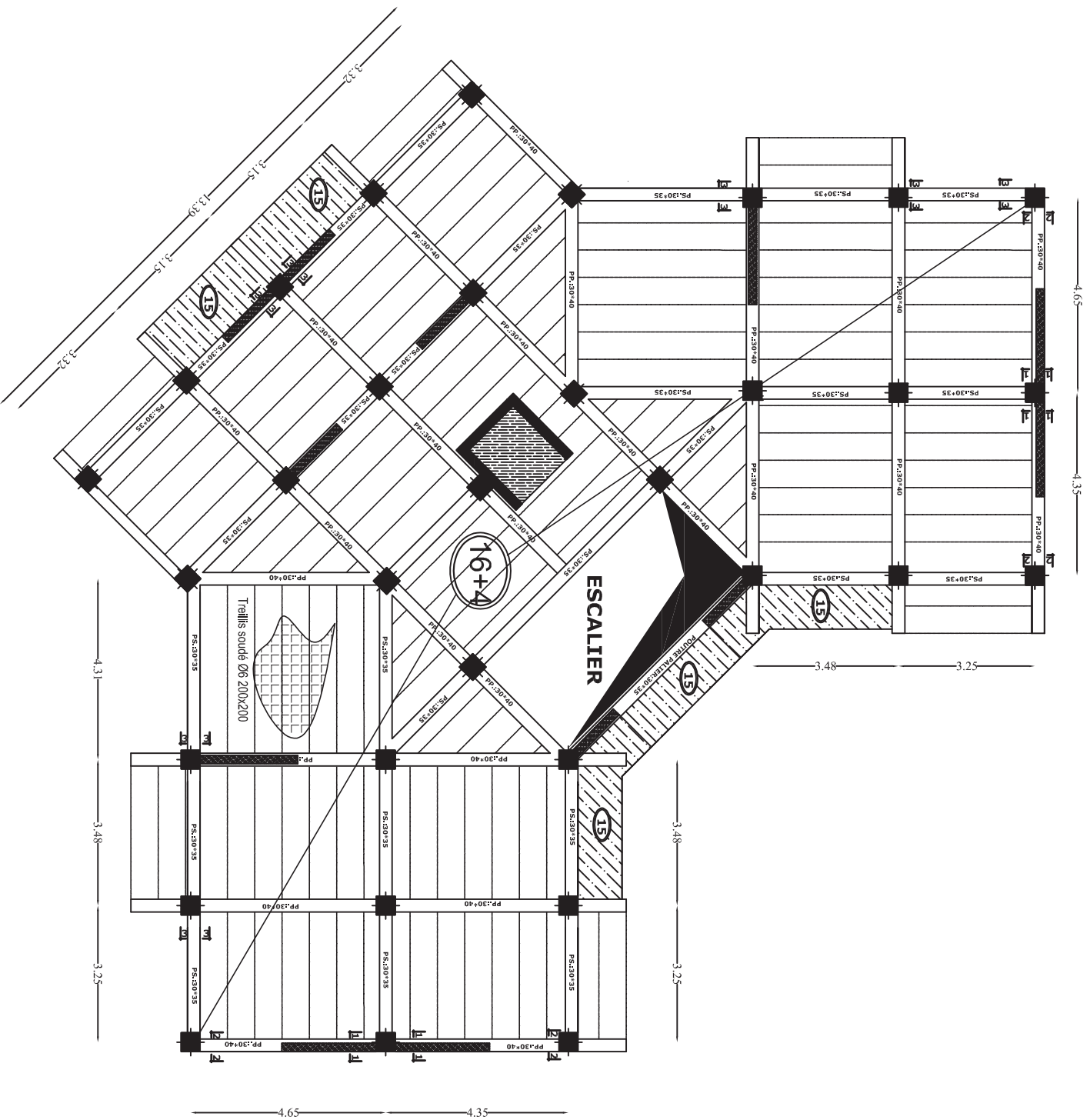


NOTA:

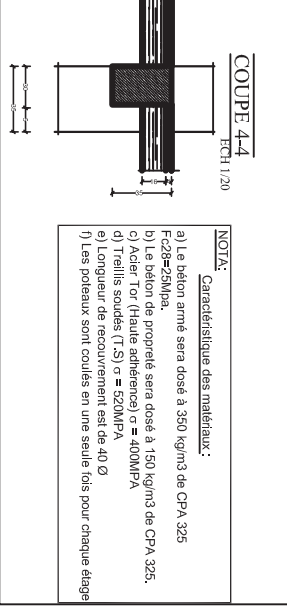
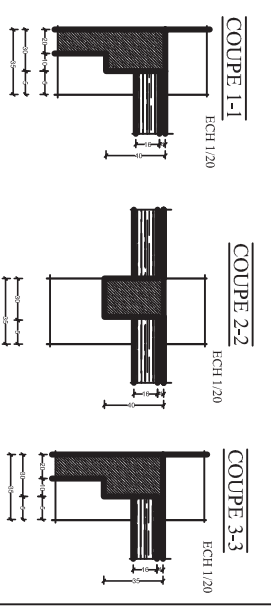
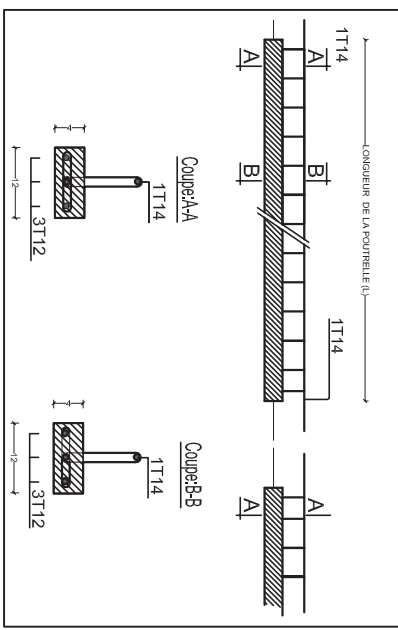
- Caractéristiques des matériaux:
- Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 F20-25Mpa.
 - Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
 - Acier tor (trapez arboré) $\sigma = 400\text{MPa}$
 - Treillis soudés (TS) $\sigma = 320\text{MPa}$
 - Longueur de recouvrement est de 40 \varnothing
 - Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

REPERTEUR AG GÉOMÈTRES DE INGENIERIE ET PROGRAMMEUR UNIVERSITÉ MOULOUDE MANANER TITZI OUIZOU Département Génie de construction OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	Ministère de l'Énergie BUREAU D'ÉTUDES ET DE CONSTRUCTION ALI SMOUCI BAHADIRI ET ASSOCIÉS
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER	Rédigé par: FOUAD MAHMOUD TESSANE Dessiné par: M. SAÏD MAHMOUD

Plan de coffrage plancher niveau : +28,06;+31,12;+34,18 m

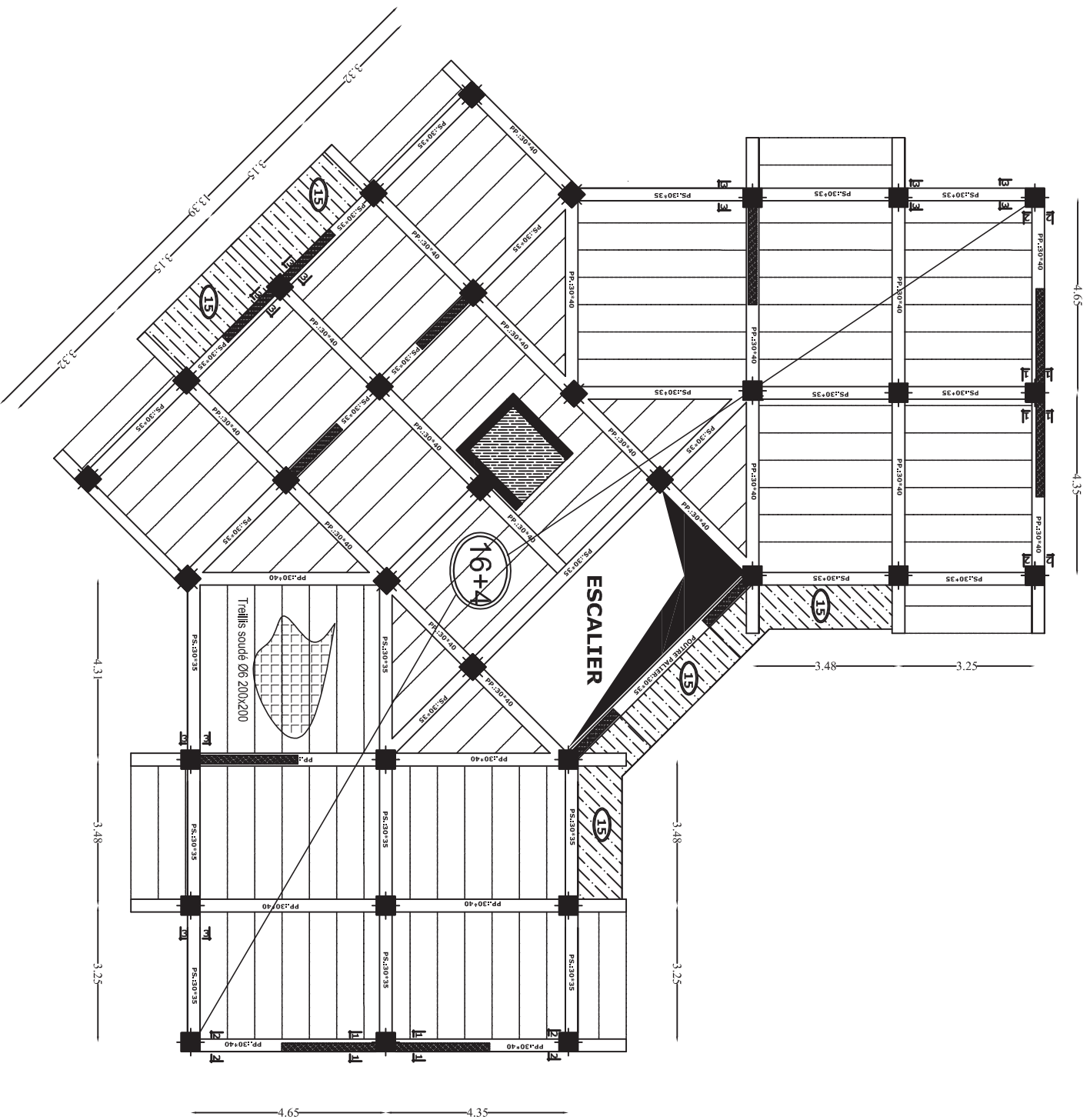


Ferrillage des poutrelles

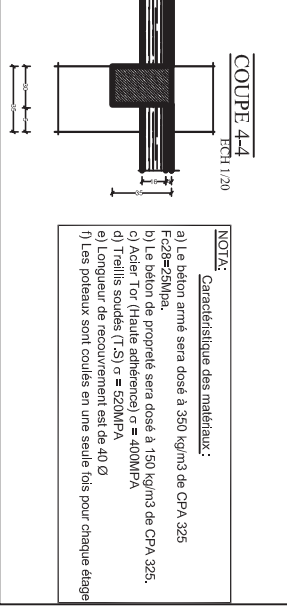
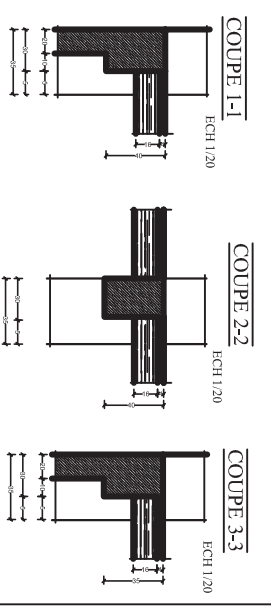
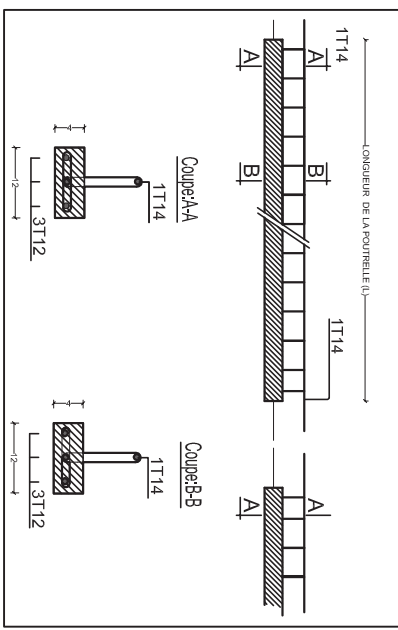


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOHAMED EL BACHA EL-RAJOUANI	
Faculté des Sciences Exactes et des Sciences de l'Informatique	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mention de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+12	
ATISSAGI DHAVIATION ET COMMERCIAL	
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER	
Realisé par: ARCHITECTE TRINISANE	
Encadré par: M. BEVVAH KARIM	
SÉLECTION	promotion: 2018/2019
SOCIÉTÉ BORDJ BOUABRA	

Plan de coffrage plancher niveau : +28,06;+31,12;+34,18 m

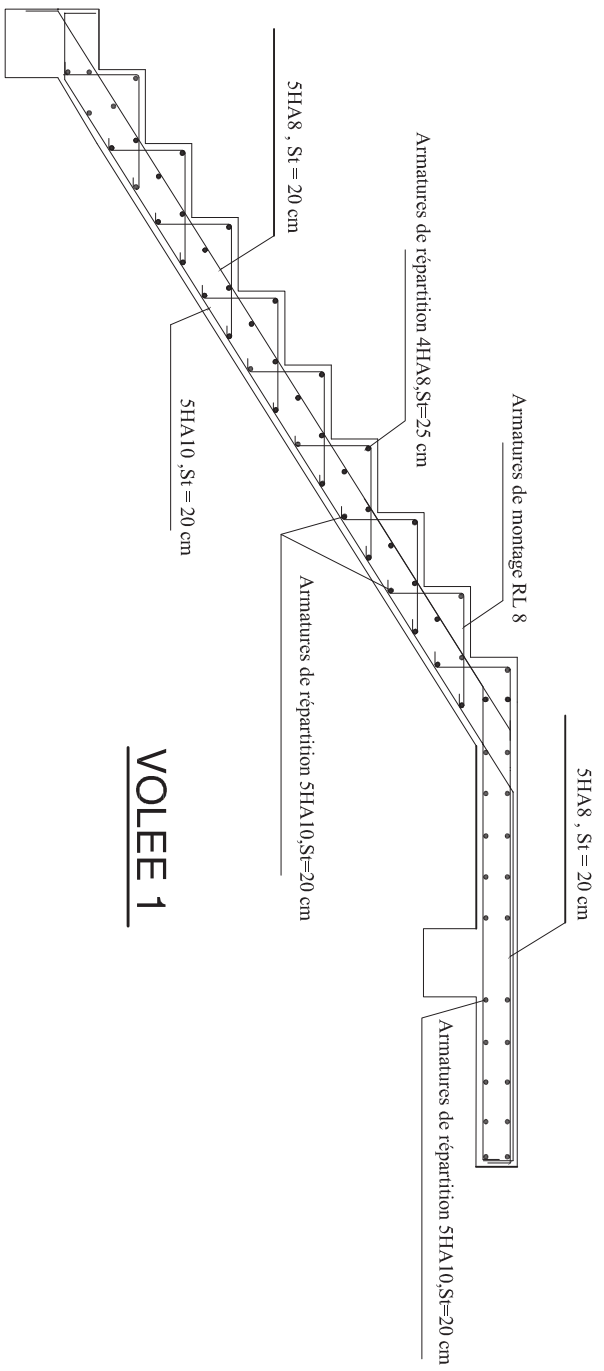


Ferrillage des poutrelles

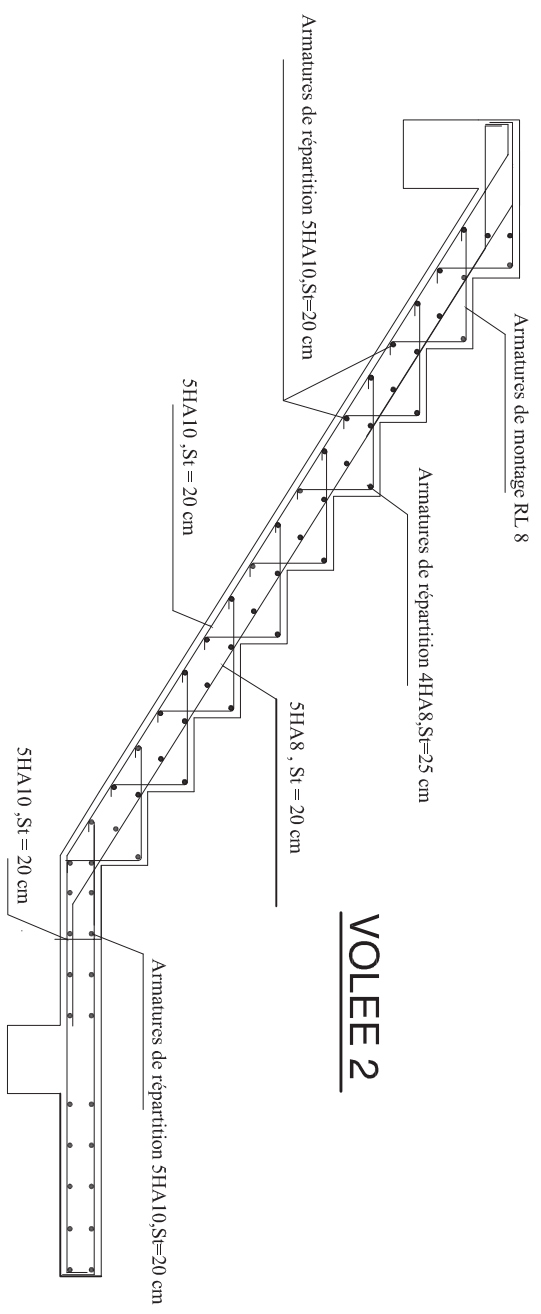


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOHAMED EL BACHOUZ	
Faculté des Sciences Exactes et de Technologie	
Département de Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mention de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+12	
ATSAÛI DHAVIATION ET COMMERCIAL	
PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER	
BESLIM BOUJENOUJ TOUNSIANE	
Encadré par : M. BEVAH KARKI	
SÉLECTION	promotion : 2018/2019
SOCIÉTÉ BOUJENOUJ	

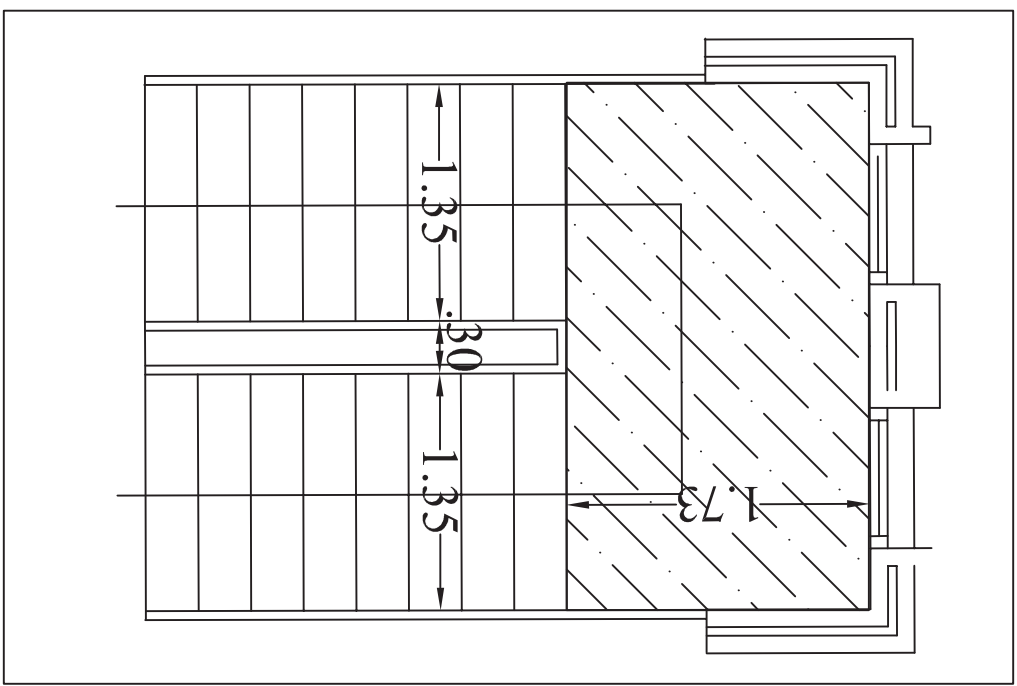
FERRAILLAGE D'ESCALIER



VOLEE 1



VOLEE 2



NOTE: Caractéristique des matériaux:
 a) Le béton armé sera coulé à 350 kg/m³ de CPA 325
 b) Le béton de propreté sera coulé à 150 kg/m³ de CPA 325
 c) Acier T_{or} (Haute adhérence) σ_s = 400MPa
 d) Treillis soudés (T.S) σ_s = 520MPa
 e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø

REPERCUSSIONS: ACHÈVEMENT DÉCORATIF ET PEINTURE UNIVERSITE MOJOUDE SANAVARI TZA (07/2019) Département de Génie Civil Option: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE Matière de fin de stage BUREAU DE CONSTRUCTION DIMENSIONNELLE EN R-12 ATSAÏG DHAHIVATON ET COMMERICAL	
Réalisé par : BOUNOUAR TINHANE. Encadrée par : M. BEV'AH KAKIM.	Promotion : 2018/2019
SITUATION: SORTIE BOUCHARBANS	