

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université –Ain Temouchent- Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de Technologie
Département génie civil



Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme de Master en :
Domaine : sciences et technologie
Filière : génie civil
Spécialité : structures
Thème

L'effet de la présence du réservoir sur le comportement dynamique d'un bâtiment

Présenté Par :

- 1) Mr BOUKLI HACENE ABDELMALEK ABDELHADI
- 2) Mr BETAOUAF ABDERRAHIM

Devant le jury composé de :

| | | |
|-------------------------|--------------------------|--------------|
| Dr ATTIA AMINA | UAT.B.B (Ain Temouchent) | Présidente |
| Dr MOUSSI WAHIBA | UAT.B.B (Ain Temouchent) | Examinatrice |
| Dr TAHAR BERRABAH AMINA | UAT.B.B (Ain Temouchent) | Encadrante |

Année Universitaire 2021/2022

Dédicace

Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers aux

Monde, ma mère, mon père, mes frères car

C'est grâce à leurs

Soutiens que j'ai pu arriver à ce stade.

Une spéciale dédicace à mon ami, mon frère et mon binôme

Betaouaf abderrahim

A tous mes meilleurs amis que j'aime de la promotion

M2 Structures .

BOUKLI HACENE ABDELMALEK

Dédicace

Je dédie ce travail à : Mes chers parents, qui m'ont toujours

Encouragé et

Soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation, qui m'ont

Guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma

Mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon

Père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,

Merci mes parents.

A mon frère, ma sœur et à toute ma famille sans

Exception.

A mon binôme Boukli Hacene abdelmalek

A toute la promotion de M2 génie civil.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

BETAOUAF ABDERRAHIM

REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous remercions Allah qui nous a procuré ce succès.

A travers ce modeste travail; nous tenons à remercier notre encadreur

Mme : TAHAR BERRABAH .A ces conseils précieux et pour toutes les commodités et

aisances qu'elle nous a apportées durant notre réalisation de ce projet.

Nos remerciements les plus vifs s'adressent aussi aux, membres de jury d'avoir accepté

d'examiner et d'évaluer notre travail.

Nous exprimons également notre gratitude à tous les professeurs et enseignants qui

ont collaboré à notre formation depuis notre premier cycle d'étude. Sans omettre bien

sûr de remercier profondément tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la

réalisation du présent travail.

Sommaire

| | | |
|--------|---|----|
| 1 | INTRODUCTION GENERALE..... | 14 |
| 1 | Introduction..... | 15 |
| 1.1 | STRUCTURE DES LOGEMENTS : | 15 |
| 2 | CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE L'OSSATURE : | 15 |
| 3 | STRUCTURE (OSSATURE): | 15 |
| 4 | PLANCHERS (ÉTAGES ET TERRASSE):..... | 15 |
| 5 | LES PALIERS:..... | 15 |
| 6 | FONDATIONS: | 15 |
| 7 | MACONNERIE:..... | 16 |
| 7.1 | MURS EXTERIEURS:..... | 16 |
| 7.2 | MURS INTERIEURS:..... | 16 |
| 8 | MORTIER DE FINITION:..... | 16 |
| 9 | REVETEMENT: | 16 |
| 10 | CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX : | 16 |
| 10.1 | BETON:..... | 16 |
| 10.2 | ACIER UTILISÉ : | 17 |
| 10.3 | Définition des états limite:..... | 17 |
| 10.3.1 | Etat limite ultime : (ELU) | 17 |
| 10.3.2 | b. Etat limite de service: (ELS) | 17 |
| 11 | COMBINAISONS D'ACTIONS:..... | 18 |
| 11.1 | REMARQUE: | 18 |
| 1 | INTRODUCTION :..... | 19 |
| 2 | DESCENTE DES CHARGES : | 19 |
| 2.1 | PLANCHER TERRASSE : | 19 |
| 2.1.1 | CHARGES PERMANANTES (G):..... | 20 |
| 2.1.2 | CHARGES D'EXPLOITATION (Q) : | 20 |
| 2.2 | PLANCHER ÉTAGE : | 20 |
| 2.2.1 | CHARGE PERMANENTE (G):..... | 20 |
| 2.2.2 | SURCHARGES D'EXPLOITATION (Q): | 20 |
| 2.3 | MAÇONNERIE : | 21 |
| 2.4 | CONSOLE - DALLE PLEINE : | 21 |
| 2.4.1 | CHARGES PERMANANTE (G):..... | 21 |
| 2.4.2 | CHARGE D'EXPLOITATION (Q): | 21 |

| | | |
|-------|---|----|
| 1 | POTEAUX :..... | 23 |
| 1.1 | INTRODUCTION:..... | 23 |
| 1.2 | PRÉDIMENSIONNEMENT :..... | 23 |
| 1.3 | VERIFICATION DES CONDITIONS : | 25 |
| 1.4 | VERIFICATION DU POTEAU AU FLAMBAMENT: | 25 |
| 1.5 | CONCLUSION :..... | 26 |
| 2 | POUTRES :..... | 27 |
| 2.1 | INTRODUCTION : | 27 |
| 2.1.1 | LES POUTRE PRINCIPALES :..... | 27 |
| 2.1.2 | LES POUTRES SECONDAIRES :..... | 27 |
| 2.2 | LE PRÉDIMENSIONNEMENT : | 28 |
| 3 | POUTRELLES :..... | 29 |
| 1 | INTRODUCTION : | 31 |
| 2 | POIDS PROPRE DE L'ACROTÈRE : | 31 |
| 3 | COMBINAISONS D' ACTIONS : | 31 |
| 4 | CALCUL DE L'EXCENTRICITÉ : | 32 |
| 5 | DETERMINATION DU FERRAILLAGE :..... | 32 |
| 5.1 | ELU:..... | 32 |
| 5.2 | E.L.S:..... | 34 |
| 5.2.1 | | 34 |
| 5.2.2 | VERIFICATION DES CONTRAINTES :..... | 34 |
| 1 | INTRODUCTION : | 37 |
| 2 | COMBAINISONS D' ACTIONS : | 37 |
| 2.1 | Poids de la maçonnerie (Mur à simple parois)..... | 37 |
| 2.1.1 | E.L.U : | 37 |
| 2.1.2 | E.L.S : | 37 |
| 3 | DETERMINATIONS DES MOMENTS FLÉCHISSANTS : | 38 |
| 3.1 | E.L.U :..... | 38 |
| 3.2 | E.L. S :..... | 38 |
| 4 | DETERMINATION DU FERRAILLAGE :..... | 39 |
| 5 | VERIFICATION A E.L.S : | 40 |
| 5.1 | POSITION DE L'A.N (Ys):..... | 40 |
| 5.2 | MOMENT D'INERTIE (I) :..... | 40 |
| 5.3 | CALCUL DES CONTRAINTES : | 40 |
| 6 | VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT :..... | 41 |
| 7 | 7VERIFICATION DE FLECHE : | 41 |

| | | |
|-------|--|----|
| 8 | SCHEMA DE FERRAILLAGE : | 41 |
| 1 | INTRODUCTION : | 42 |
| 2 | METHODES DE CALCUL : | 42 |
| 2.1 | VÉRIFICATION DES CONDITIONS : | 42 |
| 3 | TABLEAU DE COMBINAISONS DES CHARGES : | 43 |
| 4 | CALCUL DES POUTRELLES : | 43 |
| 4.1 | PLANCHER TERRASSE (POUTRELLES TYPE 1) : | 43 |
| 4.1.1 | DÉTERMINATION DES MOMENTS FLÉCHISSANT E.L.U : | 44 |
| 4.1.2 | CALCUL DES MOMENTS ISOSTATIQUES PAR SYMETRIE : | 44 |
| 4.1.3 | CALCUL DES MOMENTS SUR APPUIS : | 44 |
| 4.1.4 | CALCUL DES MOMENTS EN TRAVEES : | 44 |
| 4.1.5 | CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS A E.L.U : | 46 |
| 4.1.6 | CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS Á E. L. S. : | 47 |
| 4.1.7 | CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS Á E. L.S : | 47 |
| 4.2 | ÉTAGE COURANT (POUTRELLES TYPE II ET III) : | 47 |
| 4.2.1 | POUTRELLES TYPE II : | 47 |
| 4.2.2 | POUTRELLES TYPE III : | 50 |
| 5 | LES DIAGRAMMES DE MOMENT FLECHISSANT Et EFFORT TRANCHANT : | 52 |
| 5.1 | PLANCHER TERRASSE (POUTRELLES TYPE I) : | 52 |
| 5.2 | PLANCHER ETAGE COURANT : | 54 |
| 5.2.1 | Poutrelle type II : | 54 |
| 5.2.2 | POUTRELLE TYPE III : | 55 |
| 6 | DETERMINATION DU FERRAILLAGE : | 57 |
| 6.1 | PLANCHER TERRASSE (POUTRELLE TYPE 1) : | 57 |
| 6.1.1 | DETERMINATION DE FERRAILLAGE Á EL U : | 57 |
| 6.1.2 | VERIFICATION A E.L.S : | 58 |
| 6.1.3 | VERIFICATION AU CISAILLEMENT : | 59 |
| 6.1.4 | DIAMETRE DES ARMATURES TRANSVERSALES : | 59 |
| 6.1.5 | CALCUL DE L'ESPACEMENT : | 59 |
| 6.1.6 | VERIFICATION DES ARMATURES LONGITUDINALES : | 60 |
| 6.1.7 | VÉRIFICATION DE LA COMPRESSION DU BETON : | 60 |
| 6.1.8 | VERIFICATION DE LA CONTRAINTE D'ADHÉRENCE : | 61 |
| 6.2 | PLANCHER ÉTAGE COURANT (POUTRELLE TYPE II) : | 62 |
| 6.2.1 | DETERMINATION DU FAIRAILLAGE Á ELU : | 63 |
| 6.2.2 | VERIFICATION A ELS : | 63 |
| 6.2.3 | VERIFICATION AU CISAILLEMENT : | 64 |

| | | |
|-------|--|----|
| 6.3 | PLANCHER ETAGE COURANT POUTRELLE TYPE III) :..... | 64 |
| 6.3.1 | DETREMINATION DU FAIRAILLAGE A ELU :..... | 64 |
| 6.3.2 | VERIFICATION A E.L.S :..... | 64 |
| 6.3.3 | VERIFICATION AU CISAILLEMENT : | 65 |
| 6.3.4 | LES AUTRES CONDITIONS :..... | 65 |
| 6.4 | VERIFICATION DES FLÈCHES :..... | 65 |
| 6.5 | TABLEAU DE FERRAILLAGE :..... | 66 |
| 6.6 | L'ANCRAGE DES BARRES : | 66 |
| 6.7 | DISPOSTION DES CHAPEAUX :..... | 67 |
| 6.8 | LONGUEUR MINIMALE RECOUVREMENT : | 67 |
| 1 | Présentation de logiciel SAP2000: | 68 |
| 2 | Modélisation de la structure: | 68 |
| 3 | CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL..... | 69 |
| 3.1 | Méthodes utilisables | 69 |
| 4 | Calcul de la force sismique totale (VOIR MODIFICATIFS ET COMPLEMENTS AUX RPA 99) : | 69 |
| 5 | Conditions minimales sur les files de contreventement : | 70 |
| 5.1.1 | Système de portiques :..... | 70 |
| 5.1.2 | Système de voiles :..... | 70 |
| 5.2 | Redondance en plan : | 70 |
| 5.3 | Régularité en plan :..... | 70 |
| 5.4 | Régularité en élévation :..... | 71 |
| 5.5 | Contrôle de la qualité : | 71 |
| 5.6 | Contrôle de la qualité : | 71 |
| 1 | INTRODUCTION :..... | 72 |
| 2 | L'étude des poteaux :..... | 72 |
| 2.1 | Hypothèses :..... | 72 |
| 2.2 | Section: | 72 |
| 2.3 | Efforts appliqués:..... | 72 |
| 2.4 | Résultats: | 72 |
| 3 | L'étude des poutres :..... | 73 |
| 3.1 | Poutre principale :..... | 73 |
| 3.1.1 | En travée : | 73 |
| 3.1.2 | En appui :..... | 74 |
| 3.2 | Poutre secondaire : | 76 |
| 3.2.1 | En travée : | 76 |
| 3.2.2 | En Appui : | 77 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 1 | INTRODUCTION:..... | 80 |
| 2 | Etude de la semelle D'angle :..... | 80 |
| 3 | Etude de la semelle de rive :..... | 81 |
| 4 | Etude de la semelle centrale :..... | 82 |
| 5 | ETUDE DES LONGRINES:..... | 83 |
| 5.1 | INTRODUCTION:..... | 83 |
| 5.2 | CALCUL DE FERRAILLAGE :..... | 84 |
| 5.2.1 | DETERMINATION DE Ast:..... | 84 |
| 5.2.2 | CONDITION DE NON FRAGILITÉ:..... | 84 |
| 5.2.3 | DIAMÈTRE DES ARMATURES TRANSVERSALES :..... | 84 |
| 5.2.4 | L'ESPACEMENT DES CADRES :..... | 84 |
| 1 | L'effet dynamique du réservoir sur la structure | 85 |
| 1.1 | Introduction : | 85 |
| 2 | Interaction fluide-structure : | 86 |
| 3 | Quelques méthodes de prise en compte de l'interaction fluide-structure :..... | 86 |
| 3.1 | Méthode de masse ajoutée "Added mass" de WESTERGAARD:..... | 87 |
| 3.2 | Modèle de Housner : | 88 |
| 4 | Etude de l'influence du réservoir sur le comportement dynamique du Bâtiment :..... | 92 |
| 4.1 | Structure R+4 sans réservoir : | 92 |
| 4.2 | Structure R+4 avec réservoir (position 1) : | 93 |
| 4.3 | Structure R+4 avec réservoir (position 2) : | 93 |
| 4.4 | Structure R+4 avec réservoir (position 3) : | 94 |
| 5 | Conclusion : | 100 |
| 1 | Conclusion générale : | 101 |

Liste des figures

| | |
|---|----|
| Figure 1: prédimensionnement d'un poteau | 26 |
| Figure 2:schéma de ferrailage de l'acrotère..... | 36 |
| Figure 3:vue en 3d de la modélisation de la structure | 68 |
| Figure 4:spectre de réponse selon x et y | 71 |
| Figure 5:représentation de la masse ajoutée de westergaard | 87 |
| Figure 6:modèle de housner | 89 |
| Figure 7:modélisation de la structure sans réservoir | 92 |
| Figure 8 :modélisation de la structure avec réservoir (position 1)..... | 93 |
| Figure 9 : modélisation de la structure avec réservoir (position 2)..... | 93 |
| Figure 10 : modélisation de la structure avec réservoir (position3)..... | 94 |
| Figure 11 : EFFET de la position du réservoir sur la période du bâtiment r+4.. | 95 |
| Figure 12 :effet de la position du réservoir sur la période du bâtiment R+7 | 96 |
| Figure 13 : EFFET de la position du réservoir sur la période du bâtiment r+11 | 97 |
| Figure 14 : EFFET de numéro d'étage sur la période de la structure avec un réservoir | 97 |
| Figure 15 : EFFET de numéro d'étage sur la période de la structure avec un réservoir | 98 |
| Figure 16 : EFFET de numéro d'étage sur la période de la structure avec un réservoir | 98 |

NOTATION

| <i>Notations en majuscules remains</i> | |
|--|--|
| A | Air d'une section d'acier . |
| A' | Section d'aciers comprimés |
| Ar | Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme |
| Ase r | Section d'aciers pour l'ELS |
| Au | Section d'aciers pour l'ELU |
| B | Aire d'une section de béton |
| Br | Section réduite |
| CV | Condition vérifié |
| C N V | Condition non vérifié |
| D | Diamètre |
| E | Module d'élasticité longitudinale |
| ELS | Etat limite de service |
| EL U | Etat limite ultime |
| E_v | Module de déformation différé du béton |
| E_i | Module de déformation instantané du béton |
| E_h | Module de déformation longitudinal du béton |
| E_j | Module d'élasticité instantanée |
| E_s | Module de d'élasticité de l'acier |
| F | Force ou action générale |
| F | Flèche due à une charge considérée (g, j, p) |
| G | Action permanente |
| I | Moment d'inertie |
| L | Longueur ou portée |
| L_x | La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine |
| L_y | La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine |
| M | Moment en général |
| Ma | Moment sur appui |
| Mt | Moment en travée |
| Mu | Moment de calcul ultime |
| Ms er | Moment de calcul de service |
| Mt | Moment en travée |

| | |
|----------|---------------|
| N | Effort normal |
|----------|---------------|

NOTATION

| | |
|------------------------|---|
| Nu | Effort normal de service |
| Nser | Effort normal en service |
| P | Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU) |
| PP | poutre principale |
| PS | Poutre secondaire |
| Q | Action ou charge variable |
| S | Section |
| T | Effort tranchant |
| | |
| A | Une dimension transversale |
| B | Une dimension longitudinale |
| b_o | Epaisseur brute de l'arme d'une section |
| D | Hauteur utile |
| E | Excentricité, épaisseur, Enrobage |
| Fe | Limite d'élasticité de l'acier |
| F_{cj} | Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours |
| F_{tj} | Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour |
| f_{c28} | Resistance à la compression du béton calculé à 28 jours |
| f_{t28} | Resistance de la traction du béton calculé à 28 jours. |
| h_o | Epaisseur d'une membrure de béton |
| H | Hauteur totale d'une section de béton armé. |
| I | Rayon de giration d'une section |
| J | Nombre de jours |
| K | Coefficient en général |
| L | Longueur ou porté |
| L_f | Longueur de flambement |
| L_s | Longueur de scellement |
| N | Coefficient d'équivalence acier-béton |
| δ_t | Espacement des armatures transversales |

NOTATION

| <i><u>Notations Grecques</u></i> | |
|----------------------------------|--------------------------------------|
| A | Angle en général, coefficient |
| δ | Déformation relative |

| | |
|----------------------------|---|
| θ | Coefficient |
| λ | Elancement |
| M | Coefficient |
| V | Coefficient de poisson |
| Σ | Contrainte normale |
| σ_b | Contrainte de compression du béton. |
| σ_s | Contrainte de compression dans l'acier |

1 INTRODUCTION GENERALE

Ce projet de fin d'étude en génie civil à Trois principaux objectifs:

- 1) Faire une étude dynamique spectrale complète d'une structure régulière composée d'un RDC plus quatre étage
- 2) Etudier l'effet de la présence ainsi que le positionnement du réservoir en terrasse sur le comportement dynamique spectrale de la structure R+4.
- 3) Etudier l'effet combiné de la présence du réservoir et du nombre d'étage sur le comportement modale en terme de période et le comportement spectrale en terme d'effort tranchant à la base. Le code Sap2000 est utilisé pour la modélisation élément finis des structure et la méthode de Housner est utiliser pour modéliser le fluide du réservoir

*Le travail est structuré comme suit:

Chapitre 1: introduction générale

Chapitre 2: présentation du projet et caractéristique des matériaux

Chapitre 3: Décence des charges

Chapitre 4: pré dimensionnement des éléments résistant de la structure

Chapitre 5: calcule de l'acrotère

Chapitre 6: Etude de dalle pleine

Chapitre 7: Etude des planches

Chapitre 8: Modélisation SAP2000 et réponse spectrale

Chapitre 9: Etude poteaux-poutres

Chapitre 10: Etude de fondations

Chapitre 11: L'effet dynamique du réservoir sur la structure

Chapitre 12: conclusion générale

1 Introduction

*Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation composé d'un R.D.C et 4 étages et un vide sanitaire.

1.1 STRUCTURE DES LOGEMENTS :

*Les types des logements de ce bâtiment sont: F2, F3. F4

L'IMPLANTATION:

Ce bâtiment se situe à AIN-TEMOUCHENT.

2 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE L'OSSATURE :

Les dimensions en plan:

- la longueur 16,20 m la largeur 9,40 m

Hauteur des étages: 3.06 m

Hauteur de vide sanitaire : 1,17 m

3 STRUCTURE (OSSATURE):

Le support est assuré par un portique auto-stabilisant transversal et longitudinal. L'ossature est constituée uniquement de poutres et de poteaux capables d'absorber toutes les contraintes dues aux charges verticales et horizontales.

*Une cage d'escalier va participer pour recevoir une partie de la charge horizontale dite au séisme.

4 PLANCHERS (ÉTAGES ET TERRASSE):

Les planchers seront constitués par des corps creux et une dalle de compression reposant sur des poutrelles coulées sur place.

5 LES PALIERS:

•Les paliers intermédiaires sont en dalle pleine.

6 FONDATIONS:

Généralement la contrainte de sol de cette région varie de 2 à 2,5 bars.

Selon l'étude géotechnique Pour notre ouvrage, on a eu $\bar{\delta}_{sol} = 2bars$.

7 MACONNERIE:

7.1 MURS EXTERIEURS:

L'épaisseur des murs extérieurs est de 30 cm répartie comme suit :

*15 cm en briques creuses pour les faces extérieures.

*5 cm de vide d'air.

*10 cm en briques creuses pour les faces intérieures.

7.2 MURS INTERIEURS:

*Les cloisons sont en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

8 MORTIER DE FINITION:

On utilise:

*Un enduit de ciment de 2 cm d'épaisseur sur les faces extérieures.

*Un enduit de plâtre de 2 cm pour les faces intérieures.

9 REVETEMENT:

.En ce qui concerne le revêtement des pièces; on utilise le carrelage à l'exclusion des salles d'eaux et des cuisines, pour ces derniers on utilise la céramique.

10 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

10.1BETON:

*La composition de biton doit assurer :

- Une bonne résistance mécanique.
- Une bonne résistance aux agressions chimiques
- Une mise en œuvre satisfaite (l'ouvrabilité)

*Le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m, alors que le béton de propreté est dosé à 150kg Se sont des dorages acceptables car le dosage minimum est donné par le BAEL 91 par:

$$\text{Dosage}_{\min} = \frac{550}{\sqrt[3]{c_g}}$$

Avec:

Cg : Grosseur des granulats $5 < c_g < 25$ mm

La composition d'un m³ du béton est la suivante :

-350 Kg de ciment CPA 325 -400 L de sable

-800 L de gravier - 175 L d'eau

Pour que le gravier soit bien soudé, il faut:

-Que le gravier, le sable, et l'eau soit propres; -Que le malaxage soit suffisant;

-Que la masse du béton soit fortement serrée (compacté par vibration)

La masse volumique du béton est de: 2,5 m³

10.2 ACIER UTILISÉ :

-L'acier est un mélange fer-carbon

-Généralement on utilise trois types d'acier:

Des barres lisses pour les armatures transversales (cadres, étriers)

"RL" de nuance FeE24 → fe=235Mpa (2ème nuance).

Des barres à haute adhérence "HA " pour les armatures longitudinales

De nuance FeE400 → fe 400 Mpa (1 ère nuance)

Des treillis soudés pour les dalles de compression "T.S"

Les modules d'élasticité longitudinale d'acier: E = 2x10 MPa⁻⁵

La contrainte d'acier $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ MPa}$ pour le cas courant

10.3 Définition des états limite:

On distingue 02 catégories d'états limites (Article A.12 du BAEL 91):

10.3.1 Etat limite ultime : (ELU)

Dans le cas d'une vérification à l'état limite ultime, on devra justifier:

La résistance de tous les éléments de la construction.

La stabilité de ces éléments compte tenu des effets du deuxième ordre.

L'équilibre statique.

10.3.2b. Etat limite de service: (ELS)

Les vérifications à effectuer dans le cas des états limites de service portent sur :

La contrainte maximale de compression du béton.

La fissuration du béton. La déformation des éléments.

11 COMBINAISONS D'ACTIONS:

ELU : $1.35G + 1.5Q \Rightarrow$ Combinaison fondamentale.

$G + Q + E \Rightarrow$ Combinaison accidentelle.

ELS : $Q + G \Rightarrow$ considérées à ELS

parce que les actions accidentelles ne sont pas considérées à ELS

11.1 REMARQUE:

G: Actions Permanentes: Qui sont les actions continues ou pratiquement continues dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps.

Q: Actions Variables ou d'Exploitation: Ce sont les actions dont l'intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps.

E: Actions Accidentelles: Ce sont des actions provenant des phénomènes se produisant couramment et avec une faible durée d'application tel que: Le séisme, Explosions... etc.

1 INTRODUCTION :

Le plancher est un élément structurel principal c'est à dire un élément porteur Faisant partie du système de contreventement.

*Pour notre bâtiment, le plancher adopté est un plancher a corps creux.

*Selon les conditions de flèche admissible citées par le CBA 93 l'épaisseur "H" du plancher est

Égale a : $\frac{L}{25,5}$ avec :

L : La plus grande portée entre nue des poteaux.

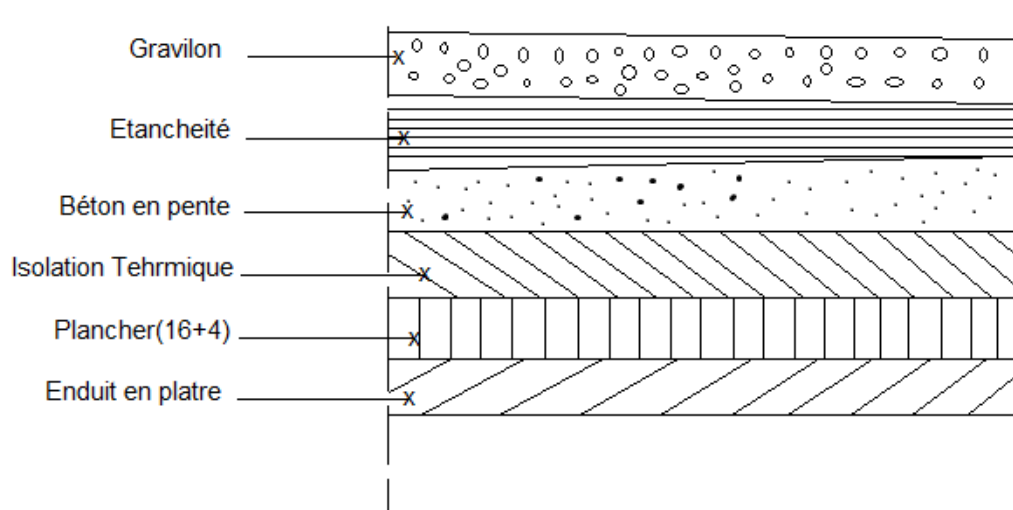
L = 3,00m Donc :

H = $\frac{300}{22,5} = 13,33cm$

-On prend H=20 cm c'est-à-dire 16 cm \longrightarrow corps creux
4 cm \longrightarrow dalle de compression

2 DESCENTE DES CHARGES :

2.1 PLANCHER TERRASSE :



2.1.1 CHARGES PERMANANTES (G):

- Protection en gravillon (5 cm) → 100 Kg/m³
- Etanchéité multicouche (2 cm) → 12 Kg/m²
- Forme de pente (10 cm) → 220 Kg/m²
- Isolation thermique (2 cm) 10 Kg/m²
- Plancher (16+4) 280 Kg/m²
- Enduit en plâtre (2 cm) 20 Kg/m²

G=642 Kg/m²

2.1.2 CHARGES D'EXPLOITATION (Q) :

- Terrasse Inaccessible **Q=100 Kg/m²**

2.2 PLANCHER ÉTAGE :

2.2.1 CHARGE PERMANENTE (G):

- Carrelage (2cm) → 44 Kg/m²
- Mortier de pose (2 cm) → 44 Kg/m²
- Sable fin de pose (2 cm) → 30 Kg/m²
- Plancher (16+4) → 80 Kg/m²
- Enduit en plâtre (2 cm) → 20 Kg/m²
- Cloison (10 cm) → 90 Kg/m²

G=508 Kg/m²

2.2.2 SURCHARGES D'EXPLOITATION (Q):

- Q=150 Kg/m² → Logement d'habitation
- Q=250 Kg/m³ → Escaliers
- Q=350 Kg/m² → Balcon

2.3 MAÇONNERIE :

- Brique creuse (10 cm) \longrightarrow 90kg/m²
- Brique creuse (15 cm) \longrightarrow 130 Kg/m²
- Enduit en mortier ciment (2 cm) \longrightarrow 44 Kg/m²
- Enduit en plâtre (2 cm) \longrightarrow 20 Kg/m²

$$\mathbf{G=284 \text{ Kg/m}^2}$$

2.4 CONSOLE - DALLE PLEINE :

2.4.1 CHARGES PERMANANTE (G):

- Carrelage (02 cm) \longrightarrow 44 Kg/m²
- Mortier de pose (02 cm) \longrightarrow 44 Kg/m²
- Sable fin de pose (02 cm) \longrightarrow 30 Kg/m²
- Dalle pleine (12 cm) \longrightarrow 300Kg/m²
- Enduit en plâtre (02 cm) \longrightarrow 20 Kg/m²

$$\mathbf{G=438 \text{ Kg/m}^2}$$

2.4.2 CHARGE D'EXPLOITATION (Q):

$$\mathbf{Q=350 \text{ Kg/m}^2}$$

Pré dimensionnements des éléments non structuraux :

Les planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux. L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

Planchers à corps creux :

Dans ce projet les planchers sont en corps creux.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivant: C.B.A.93 [B.6.8.2.4].

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche:

$$ht \geq \frac{L}{22,5}$$

Les poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

$$h_t = 20cm$$

$$b_0 = (0,4a0,6)$$

$$ht = (8a12)$$

Dalle pleine :

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

Résistance au feu :

- e=7 cm : pour une heure de coupe-feu.
- e=11 cm : pour deux heures de coupe-feu.
- e=17.5 cm : pour quatre heures de coupe-feu.

1 POTEAUX :

1.1 INTRODUCTION:

*Le poteau est un élément porteur vertical qui supporte une partie :

-Plancher terrasse.

-De chaque étage (5 étages pour notre cas) :

-De chaque poutre principale est secondaire liée à ce poteau. Pour le prédimensionnement de cet élément, on utilise les lois de d'égression qui impose une charge moyenne de $1t/m^2$ pour chaque niveau.

1.2 PRÉDIMENSIONNEMENT :

Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S égale :

$$S = \left(\frac{3,30+3,30}{2}\right) * \left(\frac{5,10+4,30}{2}\right) \Rightarrow S = 15,51m^2$$

$$Nu = Q * n * S \text{ Sachant que:}$$

Q : Charge moyenne répartie
 n : nombre d'étage
 S : Surface supportée par le poteau

$$Nu = 1 * 5 * 15,61 \Rightarrow Nu = 78,05t \Rightarrow Nu = 0,7805MN$$

Dans une section droite d'une pièce sollicitée en compression simple, l'effort normal Nu sera équilibré par la résultante des forces internes appliquées au acier et la résultante des forces internes appliqués au béton.

Ce qui veut dire que : $Nu \leq Bf_{bc} + Asc * \delta_{sc}$ (1) Avec :

Asc : Section du ferrailage du poteau (m^2)

B : Section du béton (m^2)

f_{bc} : Résistance du béton (Mpa)

δ_{sc} : Contrainte dans l'acier (Mpa)

$$(1) \rightarrow Nu \leq B * \frac{0,85 fc28}{\gamma_b} + A_{sc} \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Après certaines modifications, la formule devienne:

$$Nu \leq \alpha * \left(\frac{Br * fc28}{0,9 \gamma_b} + A_{sc} \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \dots (1)$$

f_e : Nuance d'acier utilisé pour les armatures longitudinales (parce que c'est les armatures longitudinales qui supportent cet effet de compression).

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

γ_b : Coefficient de la sécurité du béton

Br : Surface réduite obtenue en réduisant les dimensions réelles de la section de

l_{cm} D'épaisseur sur tout le périmètre (m^2).

α : Coefficient de minoration.

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \Rightarrow \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 * \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \Rightarrow \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

** NB : Si plus de la moitié des charges sont appliquées entre 28 et 90 jours, le coefficient " α " doit être divisé par : 1,10 c'est à dire :

On remplace α par $\frac{\alpha}{1,10}$:

* Puisque le béton travaille bien à la compression, on peut négliger le comportement du poteau d'armatures ; cela implique que A_{sc} soit inférieur de 0 donc :

$$(1) \Leftrightarrow A_{sc} \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br * fc28}{0,9 * \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

On a : $\gamma_s > 0$ $f_e > 0$

$$Acs \leq 0 \Leftrightarrow \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br * fc28}{0,9\gamma b} \right) \leq 0 \Rightarrow Br \geq \frac{0,9Nu * \gamma b}{\alpha * fc28} \dots(2)$$

- D'après les règles de BAEL 91, il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ pour déterminer les dimensions de la section du poteau, donc on fixe $\lambda=35$ alors :

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2} \Rightarrow \alpha = 0,708$$

$$(2) \Leftrightarrow Br \geq \frac{0,9 * 0,9306 * 1,5}{0,708 * 25} \Rightarrow Br \geq 0,0709m^2$$

C'est à dire $(a - 0,02)(b - 0,02) \geq 0,0709m^2$

On pose $a = b$ donc :

$$(a - 0,02)^2 \geq 0,0709 \Rightarrow a \geq 0,286m$$

* On prend donc un poteau de section carré (30*30) cm² :

1.3 VERIFICATION DES CONDITIONS :

- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les

Conditions suivantes (selon les règles de RPA 99):

$$\min(a, b) \geq 25cm \rightarrow \text{vérifiée (zone II)}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{he}{20} \rightarrow \frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15,3cm \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow \text{vérifiée}$$

1.4 VERIFICATION DU POTEAU AU FLAMBEMENT:

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

Avec : λ : L'Elancement

i : Rayon de giration de la section du béton l_f : Longueur de flambement

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

l_f : longueur de flambement

CHAPITRE IV PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS DE LA STRUCTURE

Avec : I : Moment d'inertie

B : Section du béton

*Le poteau possède une section carré $\rightarrow I_x=I_y \Rightarrow i_x=i_y$

$$I = \frac{a^4}{12} = \frac{b^4}{12} \rightarrow I = \frac{(30)^4}{12}$$

$$I = 67500 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{67500 / (30)^2}$$

$$i = 8,66$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_f = 0,7 l_0 \quad \text{avec} \quad l_0 = 3,06 + 0,2 \\ \lambda = 0,7 (3,26) / 8,66 * 10^{-2} \end{array} \right.$$

$$\lambda = 26,35$$

1.5 CONCLUSION :

- l'élancement (λ) est inférieur de 70, donc on ne tient pas compte du phénomène de flambement.

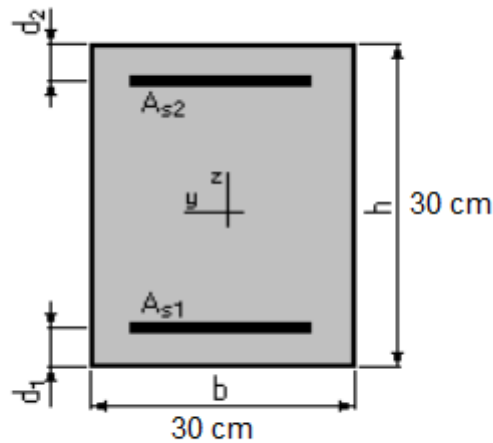


FIGURE 1: PRÉDIMENSIONNEMENT D'UN POTEAU

2 POUTRES :

2.1 INTRODUCTION :

D'une manière générale, on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

- Il existe deux types de poutres Principales et Secondaires

2.1.1 LES POUTRE PRINCIPALES :

- Relient les poteaux les plus éloignés.

- Supportent la dalle (plancher).

- Reçoivent les efforts transmises par les solives (poutrelles) et les repartent aux Poteaux sur lequel ces poutres reposent.

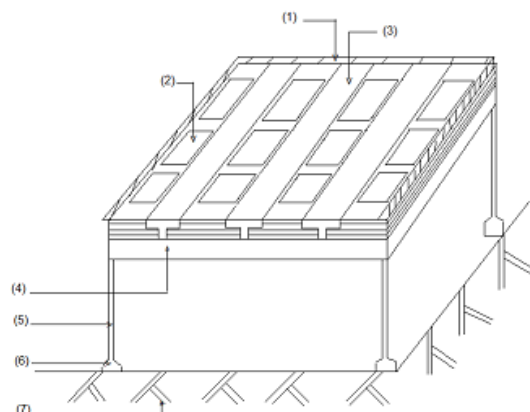
2.1.2 LES POUTRES SECONDAIRES :

Dites chainages, relient les portiques entre eux pour ne pas basculés.

"CHEMIN DE TRANSMISSION DES EFFORTS DE LA SUPERSTRUCTURE VERS

L'INFRASTRUCTURE :

- (1) ➡ Dalle de compression (qui repartie uniformément les charges appliquées)
- (2) ➡ Corps creux (l'hourdis).
- (3) ➡ Les solives (poutrelles).
- (4) ➡ Poutre principale.
- (5) ➡ Poteau.
- (6) ➡ Semelles (fondation).
- (7) ➡ Bon Sol.



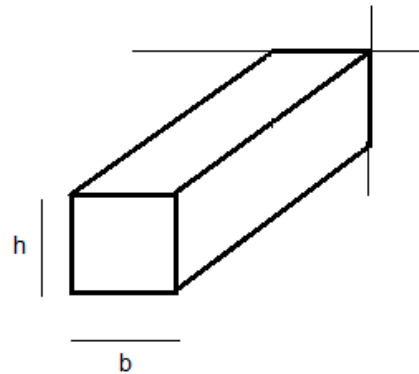
REMARQUE : -Les efforts sont les charges et les surcharges supportées par la dalle

2.2 LE PRÉDIMENSIONNEMENT :

- Pour le redimensionnement, on prend le cas le plus défavorable c'est dire dans notre chapitre la poutre qui a une grande portée.

-Selon les règles de la BAEL 91 on a : $L/15 < h/1 < L/10$ avec :

- L : la plus grande portée.
- h : la hauteur de la poutre
- Pour la poutre principale : $l = 5,10m$:



$$\text{donc : } \frac{5,10}{15} \leq h \leq \frac{5,10}{10} \Rightarrow 0,34m \leq h \leq 0,51m$$

$$\text{onprend : } h = 45cm$$

Pour la poutre secondaire : $l=3.30 m$ donc :

$$\frac{3,30}{15} \leq h \leq \frac{3,30}{10} \Rightarrow 0,22m \leq h \leq 0,33m$$

$$\text{onprend : } h = 30cm$$

REMARQUE :

- L'expérience à montrer que la hauteur de la poutre égale à peu près à 1/10 de la portée ; alors que la largeur et par raison d'esthétique est choisie selon celle des poteaux, ce qui veut dire que :
 $b = 30\text{cm}$

Par conséquent * poutre principale (30*45)

poutre secondaire (30*30)

* On a : $b > 20\text{ cm}$

$$h \geq 230\text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Pour les deux poutres

- Donc les dimensions indiquées par le RPA 99 sont vérifiées.

3 POUTRELLES :

* Puisque l'épaisseur de notre plancher est de : 20 cm

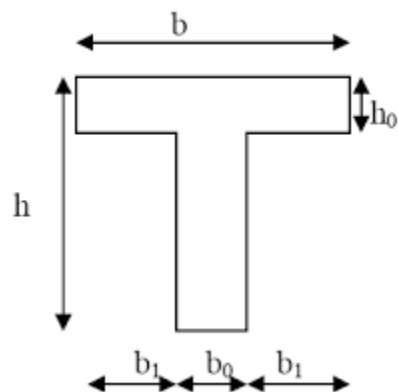
On prend :

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

$$h_o = 4\text{ cm}$$

$$b_o = 12\text{ cm}$$

$$h_1 = 16\text{ cm}$$



* Selon les dimensions des corps creux qui existent sur notre marché, on prend

$$b = 65 \text{ cm}$$

* On peut déduire b_1 d'après la formule suivante

$$: b = 2b_1 + b_0 \dots (1)$$

$$(1) \Leftrightarrow b_1 = \frac{b - b_0}{2} \Rightarrow b_1 = \frac{65 - 12}{2} \text{ donc } : b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

1 INTRODUCTION :

L'acrotère est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher

Terrasse

*L'acrotère est soumis à :

-Un effort normal dû à son poids propre.

- Une surcharge due au vent estimée à 70Kg/ ml.

. Cette surcharge engendre un moment de flexion qui prend une valeur maximale au niveau

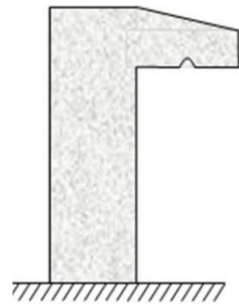
Du plancher terrasse, ce dernier est considéré dans l'étude comme un encastrement.

*Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

2 POIDS PROPRE DE L'ACROTÈRE :

$$G = [(0,55 * 0,15) + (0,1 * 0,1) - \frac{(0,1 * 0,05)}{2}] * 1\text{ml} * 2500$$

• $G = 225\text{Kg/ml}$



3 COMBINAISONS D' ACTIONS :

$$\text{E.L.U : } M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q$$

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement, où

Se trouve la section dangereuse. o $M_G = 0$ alors $\text{que } M_Q = 70 * \frac{(0,55)^2}{2}$

$$* M_u = 1,5 * 70 * \frac{(0,55)^2}{2} * 1\text{ ml} \quad M_u = 15,90 \text{ Kg.m}$$

$$N_u = 1.35 G \quad N_u = 1.35 * 225 \Rightarrow N_u = 303.75 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{E.L.S : } M_s = M_G + M_Q \quad \text{avec : } M_G = 0$$

$$M_s = MQ \quad M_s = 70 * \frac{(0,55)^2}{2} \quad M_s = 10.60 \text{ kg.m}$$

- $N_s = 225 \text{ Kg/ml}$

4 CALCUL DE L'EXCENTRICITÉ :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{Mu}{Nu} \Rightarrow e = \frac{15,90}{303,75} \Rightarrow e = 0,052m$$

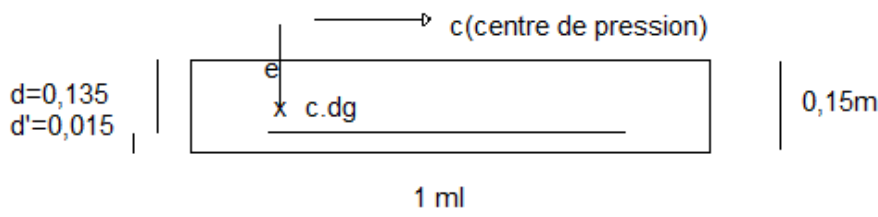
La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

5 DETERMINATION DU FERRAILLAGE :

5.1 ELU:

$$o \quad d = 0,9h \Rightarrow d = 0.135 \text{ m} \quad d = 0.135$$

$$d' = 0,015$$



$$d' = 0,15 - 0,135 \Rightarrow d' = 0,015 \text{ cm}$$

- d : C'est la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

- d' : C'est la distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

- Si la section est partiellement comprimée, il faut que la relation suivante soit vérifiée :

$$(d - d') Nu - MA \leq \left(\frac{0,337 - 0,81d'}{h} \right) b * h^2 * f_{bc}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{Section Rectangulaire}) \quad f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

- $MA = Nu.ea$

- - ea : Distance entre les armatures inférieures et le centre de pression

$$ea = e + \frac{h}{2} - d' \Rightarrow ea = 0,052 + \frac{0,15}{2} - 0,015 \Rightarrow ea = 0,112 \text{ m}$$

$$\text{donc : } MA = 303,75 * 0,112 * 1 \text{ ml} \Rightarrow MA = 34,02 \text{ Kg.m}$$

$$\bullet \text{ } Nu = 303,75 \text{ Kg/ml} \Rightarrow Nu = 303,75 * 10^{-5} \text{ MN/ml}$$

$$\bullet \text{ } MA = 34,02 \text{ kg.m} \Rightarrow MA = 34,02 * 10^{-5} \text{ MN.m}$$

$$\bullet \text{ } (d - d') Nu - MA = (0,135 - 0,015) * 303,75 * 10^{-5} - 34,02 * 10^{-5} = 2,43 * 10^{-5} \text{ MN.m... (1)}$$

$$(1) \leq (2) \rightarrow$$

$$\left(\frac{0,337 - 0,81d'}{h} \right) bh^2 fbc = \left(\frac{0,337 - 0,81 * 0,015}{0,15} \right) * 1 * (0,15)^2 * 14,17 = 8,16 * 10^{-2} \text{ MN.m... (2)}$$

(1) \leq (2) \rightarrow Donc la section est partiellement comprimée vraiment.

$$\mu = \frac{MA}{bd^2 fbc} \Rightarrow \mu = \frac{34,02 * 10^{-5}}{(1) * (0,135)^2 * 14,17} \Rightarrow \mu = 1,32 * 10^{-3}$$

- On a $\mu < 0,1872 = \mu_{AB}$ (pivot A). Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, c'est à dire $ASC=0$ alors :

$$\bullet \text{ } \sigma_{Ast} = 1 / \delta_{st} \left(\frac{MA}{Z} + N\mu \right) \text{ on prend le signe } (-) \text{ cas on a un effort de compression.}$$

$$\bullet \text{ } Z = d(1 - 0,4 \alpha) \text{ avec } : \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\bullet \text{ } \alpha = 0,0016, Z = 0,135 \text{ m}, \delta_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = 347,83 \text{ MPA}$$

$$Ast = \frac{1}{347,87} \left[\frac{34,02 * 10^{-5}}{0,135} - 303,75 * 10^{-5} \right] \Rightarrow Ast = 0,015 \text{ cm}^2$$

Ce qui est irréaliste.

$$A_{st \min} \geq 0,23 b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_{st} > 1.63 \text{ cm}^2$

On adoptera $A_{st} = 4 \text{ T8} = 2.01 \text{ cm}^2$

5.2 E.L.S:

5.2.1 : Le type et le nombre d'armatures choisi sera acceptable si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\delta_{bc} < \overline{\delta_{bc}}$ avec : $\overline{\delta_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

- $\delta_{st} < \overline{\delta_{st}}$ et $\delta_{sc} < \overline{\delta_{sc}}$

avec:

$$\delta_{bc} = N_s * \frac{\gamma}{s} \quad \delta_{sc} = n * N_s \frac{(y - d')}{s} \quad \delta_{st} = n * N_s \frac{(d - y)}{s}$$

S sachant que :

- S: Moment statique de la section par rapport à l'axe neutre.

$$S = \frac{b}{2} * y^2 + n * A_{sc} (y - d') - n * A_{st} (d - y)$$

5.2.2 VERIFICATION DES CONTRAINTES :

- * $y = \frac{h}{2} + e_1 - e$

- * y: Distance entre l'Axe Neutre et la fibre la plus comprimée.

.e: l'Excentricité.

$$e = \frac{M_s}{N_s} \Rightarrow e = \frac{10,6}{225} \Rightarrow e = 0.047 \text{ m}$$

*e1 est définie par l'équation du 3 ème degré suivante :

- $e_1^3 + p e_1 + q = 0 \dots (3)$

- $p = -3[e - \frac{h}{2}]^2 + 6 * \frac{n * A_{st}}{b} [e - \frac{h}{2} + d]$

$$q = 2\left[e - \frac{h}{2}\right]^3 + 6 \cdot \frac{n \cdot A_{st}}{b} \left[e - \frac{h}{2} + d\right]^2$$

$$P = -0.00042$$

$$q = -0.00025$$

*La résolution de l'équation (3) se fait par tâtonnement.

$$\text{On a : } e_1^3 = \sqrt{(-pe_1 - q)} \dots (4) \quad e_1 = -\frac{e_1^3 - q}{p} \dots (5)$$

Pour trouver e_1 on lui donne une valeur forfaitaire par exemple $e_1 = -0,5 \text{ m}$ et on détermine e_1 de l'autre côté

*On remplace dans (4) ou (5) suivant la convergence ou la divergence.

*Pour notre cas on essaye par l'équation (4)

***REMARQUE :**

Les coefficients p et q doivent être utilisés avec leurs signes.

$$e_1 = \sqrt[3]{(0.00042(0.5) + 0.00025)}$$

$$0,5 \rightarrow 0,077$$

$$0,077 \rightarrow 0,065$$

$$0,065 \rightarrow 0,065$$

$$0,065 \rightarrow 0,065$$

Donc :

$$e_1 = 0,065 \text{ m}$$

$$y = \frac{0,15}{2} + 0,065 - 0,047 \rightarrow \gamma = 0,093 \text{ m}$$

*L'axe neutre se trouve dans la section ce qui montre que la section est vraiment

Partiellement comprimée.

* Pour déterminer les contraintes, on doit calculer le moment statique S:

$$S = \frac{1}{2} (0,093)^2 - 15 (2,01) * 10^{-4} (0,135 - 0,093) \Rightarrow S = 4,2 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$-\delta_{bc} = \frac{N_s * y}{S} \Rightarrow \delta_{bc} = \frac{225 * 10^{-5} (0,093)}{4,2 * 10^{-3}} \Rightarrow \delta_{bc} = 0,05 \text{ Mpa}$$

$\delta_{bc} < 15 \text{ Mpa}$ **→** vérifiée.

$$\delta_{st} = n * \frac{N_s (d - y)}{s} \Rightarrow \delta_{st} = 15 * \frac{225 * 10^{-5} (0,135 - 0,093)}{4,2 * 10^{-3}}$$

$$\delta_{st} = 0,34 \text{ Mpa}$$

* L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergée ou

Noyée en Eau douce donc la fissuration est préjudiciable ce qui veut dire :

$$\delta_{st} = \min \left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{(n * f_{tj})} \right) \text{ avec } f_{tj} = f_{t_{28}}$$

$$n = 1,6$$

$$\overline{\delta_{st}} = 202 \text{ MPA}$$

$\delta_{st} < \overline{\delta_{st}}$ donc la section et le nombre d'armatures choisies sont acceptable.

* Pour les armatures de compression, on prend

$$A_r = A_{st} / 4 = 2,01 / 4 = 0,5 \text{ cm}^2$$

On prend $A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$

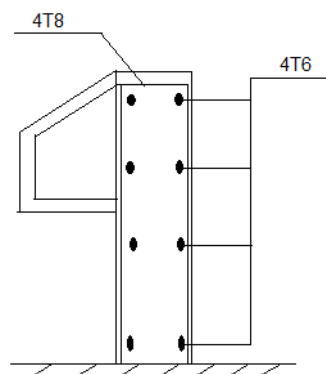
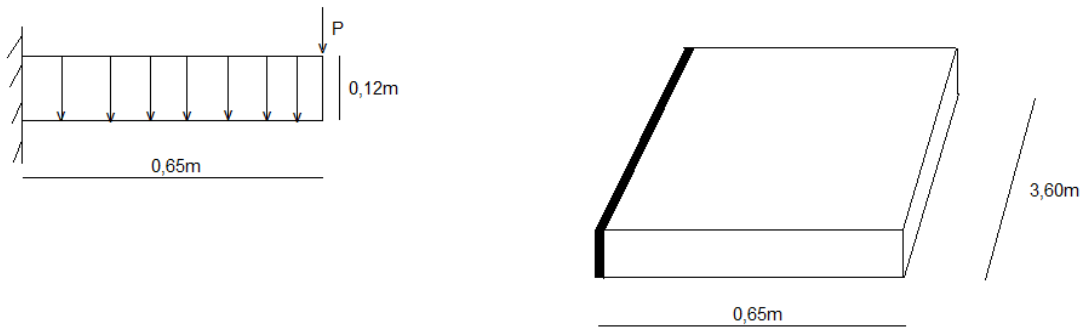


FIGURE 2: SCHEMA DE FERRAILAGE DE L'ACROTERE

1 INTRODUCTION :

*Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres de rives.



2 COMBAINISONS D' ACTIONS :

$$G=438*1.00 \longrightarrow G= 438 \text{ Kg/ml}$$

$$Q=350*1.000 \longrightarrow 350\text{Kg/ml}$$

2.1 Poids de la maçonnerie (Mur à simple parois)

- Enduit en mortier de ciment extérieur (2 cm) 44 Kg/m²

- Brique creuse (15 cm) 130 Kg/m²

- Enduit en mortier de ciment intérieur (2 cm) 44 Kg/m²

$$P=218 \text{ Kg/m}^2$$

$$P=218*1.00*1.00 \longrightarrow P=218 \text{ Kg}$$

2.1.1 E.L.U :

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q \longrightarrow q_u = 1116,3 \text{ Kg/ml}$$

$$p_u = 1,35 p \longrightarrow p_u = 294,3 \text{ Kg}$$

2.1.2 E.L.S :

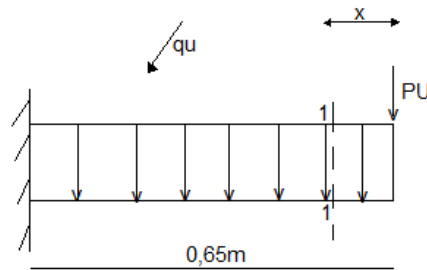
$$q_s = G+Q \longrightarrow q_s = 788 \text{ Kg/ml}$$

$$P_s = P \longrightarrow P_s = 218 \text{ Kg}$$

3 DETERMINATIONS DES MOMENTS FLÉCHISSANTS :

3.1 E.L.U :

$$0 \leq x \leq 0,65m$$



$$M(x) = -pux - \frac{qu x^2}{2}$$

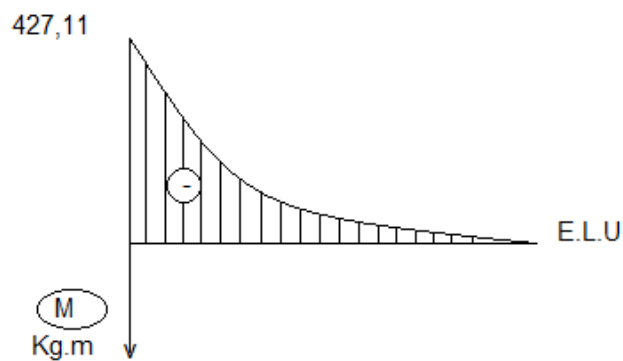
$$M(x) = -294,3 * x - \frac{1116,3 * x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(0,65) = -427,11 \text{ Kg.m}$$

$$M'(x) = -294,3 - 1116,3 * x = 0$$

$$x = -0,26m \notin [0, 0,65]$$



3.2 E.L. S :

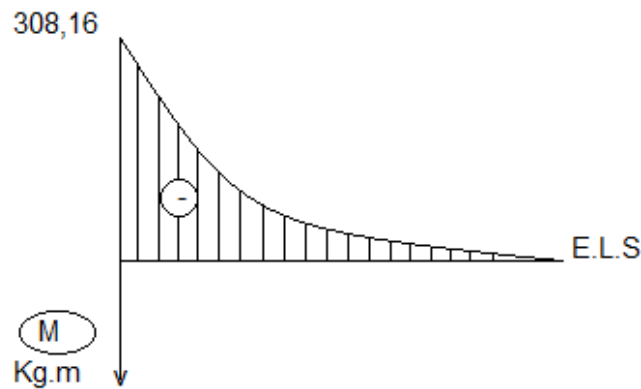
$$M(x) = \frac{-psx - qsx^2}{2}$$

$$M(x) = \frac{218 x - 788x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

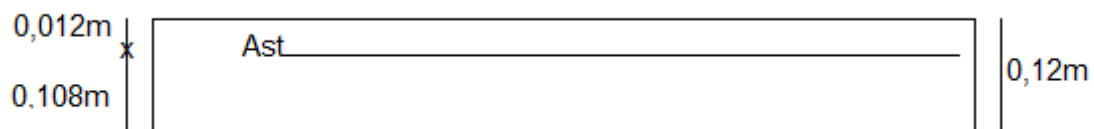
$$M = -308,16 \text{ Kg.m}$$

$$M'(x) = -218 - 788x = 0 \quad \longrightarrow \quad x = -0,27 \text{ m} \notin [0,065]$$



4 DETERMINATION DU FERRAILLAGE :

La poutre (Balcon) est soumise à la flexion simple.



$$d = 0,9h = 0,108 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{427,11 \cdot 10^{-5}}{1,00 \cdot (0,108)^2 \cdot (14,17)} = 0,026 < 0,1872 = \mu_{AB}$$

$\mu < \mu_{AB} \quad \longrightarrow \quad$ Pivot A Donc les armatures comprimées ne sont pas

Nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \longrightarrow \quad a = 0,033$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \quad \longrightarrow \quad Z = 0,106 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} = \frac{427,11 \cdot 10^{-5}}{0,106 \cdot 347,83} \Rightarrow A_{st} = 1,15 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{st} = 4 \text{ T10} = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

*Pour les armatures de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 0,785 \text{ cm}^2 \text{ On prend } A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

5 VERIFICATION A E.L.S :

Les balcons sont exposés aux intempéries et peuvent être alternativement

Émergés ou noyés en eau douce donc la fissuration est préjudiciable.

5.1 POSITION DE L'A.N (Ys):

$$\frac{b y_s^2}{2} - n * A_{st}(d - y_s) = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y_s^2 - 15 * (3,14) * 10^{-4} * (0,108 - y_s) = 0$$
$$\Rightarrow y_s = 0,027m$$

5.2 MOMENT D'INERTIE (I) :

$$I = \frac{b * y_s^3}{3} + n * A_{st}(d - y_s)^2 \Rightarrow$$
$$I = \frac{1 * (0,027)^3}{3} + 15 * 3,14 * 10^{-4} * (0,108 - 0,027)^2 \Rightarrow I = 3,74 * 10^{-5} m^4$$

5.3 CALCUL DES CONTRAINTES :

$$\delta_{bc} = \frac{M_s * y_s}{I} \Rightarrow \delta_{bc} = \frac{308,16 * 10^{-5} * 0,027}{3,74 * 10^{-5}} \Rightarrow \delta_{bc} = 2,24 Mpa$$

$$\delta_{bc} < 15 Mpa \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\delta_{st} = n * \frac{M_s(d - y_s)}{I} = 15 * \frac{308,16 * 10^{-5} * 0,027}{3,74 * 10^{-5}}$$

$$\delta_{st} = 100,11 Mpa$$

$$\overline{\delta_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n * f_{tj}}\right) \Rightarrow (\text{fissuration..préjudiciable})$$

$$\overline{\delta_{st}} = 202 Mpa$$

$$\delta_{st} < \overline{\delta_{st}} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc le nombre et le type d'armature choisis sont acceptables.

6 VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT :

$$\tau_u = \frac{Tu_{\max}}{b * d} \Rightarrow Tu_{\max} = Pu + qux \dots \text{avec : } x = 0,65m$$

$$Tu_{\max} = 294,3 + 1116,3x \Rightarrow Tu_{\max} = 1019,89 \text{ Kg / ml}$$

$$\text{donc} \dots \tau_u = \frac{1019,89 * 10^{-5}}{1,00 * 0,108} \Rightarrow \tau_u 0,09 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_c 28}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2,5 \text{ Mpa}, 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow (\text{fissuration} \dots \text{préjudiciable})$$

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

Donc la condition est vérifiée c'est à dire. il n'est pas nécessaire de prévoir les armatures transversales.

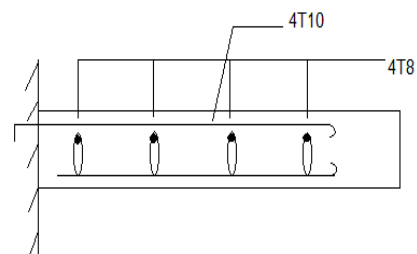
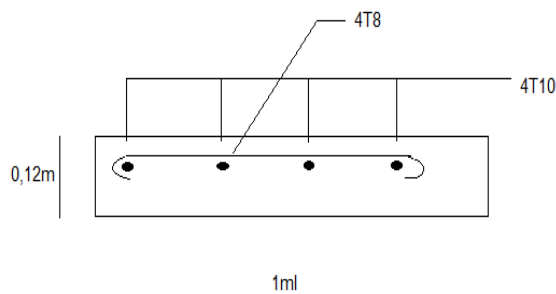
7 VERIFICATION DE FLECHE :

$$* \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,12}{0,65} = 0,18 > 0,06 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$* \frac{Ast}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{Ast}{b * d} = \frac{3,14 * 10^{-4}}{1,00 * 0,108} = 0,0105$$

$$0,0029 < 0,0105 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

8 SCHEMA DE FERRAILLAGE :



DISPOSITION DU FAIRAILLAGE

1 INTRODUCTION :

Le plancher de notre bâtiment est un plancher à corps creux de 20 cm d'épaisseur. On peut considérer les corps creux comme des poids morts puisqu'ils n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

*Plancher=poutrelles + corps creux + dalle de compression.

2 METHODES DE CALCUL :

- Il existe trois méthodes de calcul : Méthode des trois moments.

*Méthode de Caquot.

* Méthode forfaitaire, l'utilisation de cette dernière exige les quatre conditions suivantes :

- $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/M}^2)$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

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

- La fissuration ne compromet pas le tenu du béton armé et de ses revêtements.

2.1 VÉRIFICATION DES CONDITIONS :

- $Q=100 \text{ Kg/m}^2$ → Plancher terrasse.

$G=642 \text{ Kg/m}^2$ → Plancher terrasse

{ $Q=100 \text{ Kg/m}^2$ → Vérifiée
 $\text{Max}(2(642), 5 \text{ KN/M}^2)=1284 \text{ Kg/m}^2$

- $Q=150 \text{ Kg/m}^2$ → Etage courant.

$G=508 \text{ Kg/m}^2$ → Etage courant.

{ $Q=150 \text{ Kg/m}^2$ → Vérifiée
 $\text{Max}(2(508), 5 \text{ KN/M}^2)=1016 \text{ Kg/m}^2$

- Puisque la section de la poutrelle est constante sur toute sa longueur, la 2ème condition est vérifiée

$$0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$$

$$0,83 < 30 / 3.30 = 1 < 1.25$$

$$0,8 < 3.30 / 3.00 = 1.10 < 1.25$$

$$0,8 < 3.00 / 3.30 = 0,9 < 1,25$$

$$0,8 < 3.30 / 3.00 = 1 < 1.25$$

C'est vérifiée

-La fissuration est peu-nuisible

***REMARQUE :** Les quatre conditions sont vérifiées, donc c'est la méthode forfaitaire qui sera appliquée pour le calcul.

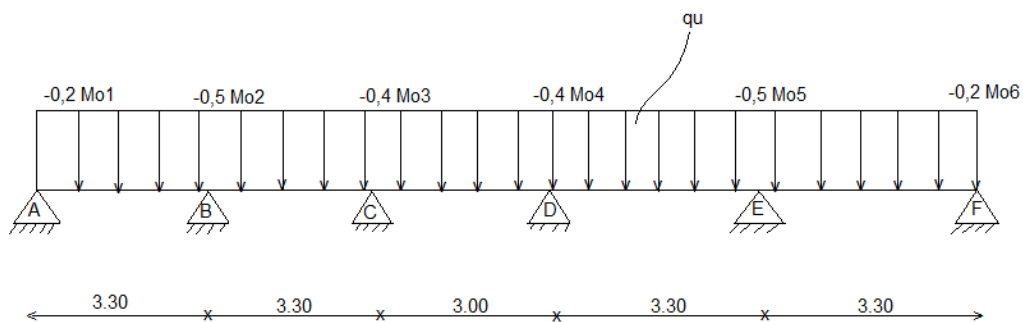
3 TABLEAU DE COMBINAISONS DES CHARGES :

| NIVEAU | g (Kg/m ²) | Q (Kg/m ²) | COMBINAISON FONDAMENTALE E.L.U | |
|---------------|------------------------|------------------------|--|--|
| | | | E.L.U | E.L.S |
| TERRASSE | 642 | 100 | $q_u = (1,35 G + 1,5Q) b$ $q_u = 661 \text{ kg/ml}$ | $q_{ser} = (G+Q) b$ $q_{ser} = 482.3 \text{ kg/ml}$ |
| ÉTAGE COURANT | 508 | 150 | $q_u = 592,02 \text{ Kg/ml}$ | $q_{ser} = 427,7 \text{ Kg/m}$ |

Avec : b = 65 cm

4 CALCUL DES POUTRELLES :

4.1 PLANCHER TERRASSE (POUTRELLES TYPE 1) :



4.1.1 DÉTERMINATION DES MOMENTS FLÉCHISSANT E.L.U :

| | | |
|------------------------------|---|-----------------------|
| Travée (A-B) = travées (E-F) | ➔ | Travées de rive |
| Travée (B-C) = travées (D-E) | ➔ | Travées intermédiaire |
| Travée (C-D) | ➔ | Travées intermédiaire |

4.1.2 CALCUL DES MOMENTS ISOSTATIQUES PAR SYMETRIE :

$$M_o = qu * \frac{l^2}{8}$$

$$M_{o1} = M_{o6} = 899.80 \text{ Kg.m}$$

$$M_{o2} = M_{o5} = 899,80 \text{ Kg.m}$$

$$M_{o3} = M_{o4} = 743,63 \text{ Kg.m}$$

4.1.3 CALCUL DES MOMENTS SUR APPUIS :

$$M_A = M_F = -0,2 M_{o1} = -179,96 \text{ Kg.m}$$

$$M_B = M_E = -0,5 M_{o2} = -449,9 \text{ Kg.m}$$

$$M_C = M_D = -0.4 M_{o3} = -297,45 \text{ Kg.m}$$

4.1.4 CALCUL DES MOMENTS EN TRAVEES :

* Le coefficient α est donné par la formule suivante :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

Qui est le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées :

$$Q=100 \text{ Kg/m}^2, \quad G=642 \text{ Kg/m}^2 \text{ donc :}$$

$$\alpha = 0.135$$

***Travée (A-B)=Travée (E-F) (travée de Rive):**

$$M_{tAB} \geq \max \left(1.05 M_{o1} - \frac{(M_A + M_B)}{2}, (1 + 0.3\alpha) M_{o1} - \frac{(M_A + M_B)}{2} \right) \quad \text{Avec } M_A \text{ et } M_B \text{ en valeur absolue.}$$

$$M_{tAB} \geq \max \left(1.05 (899.8) - \frac{(179.96 + 449,2)}{2}, [1 + 0.3(0,135)] (899,8) - \frac{(179,96 + 449,9)}{2} \right)$$

$$M_{tAB} \geq \max(629.86 \text{ K.g.m}, 621.31 \text{ K.g.m})$$

$$M_{tAB} \geq 629,86 \text{ K.g.m} \dots \dots \dots (1)$$

Vérification :

$$Mt_{AB} \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{Mo_1}{2} \Rightarrow \text{Travé de rive donc :}$$

$$Mt_{AB} \geq (1,2 + 0,3(0,135)) \frac{899,2}{2} \Rightarrow Mt_{AB} \geq 558,10 \text{ Kgm(2)}$$

(1) > (2) donc c'est vérifié

Alors on prend :

$$Mt_{AB} = Mt_{EF} = 629,86 \text{ Kg}$$

***Travée (B-C) = Travée (D-E) (Travées Intermédiaire) :**

$$Mt (B - C) \geq \max (1,05 Mo_2 - (MB + MC)/2, (1 + 0,3\alpha) Mo_2 - \frac{(MB + MC)}{2})$$

$$Mt (B - C) \geq \max (1,05 (899,8) - \frac{(449,9 + 297,45)}{2}; (1 + 0,3 (0,135)) (899,8) - \frac{(449,9 + 297,45)}{2})$$

$$Mt (B - C) \geq \max (571,115 \text{ Kg.m}, 562,57 \text{ Kg.m})$$

$$Mt (B - C) \geq 571,115 \text{ Kg.m (1)}$$

Vérification :

$$Mt (B - C) \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{Mo_2}{2} \Rightarrow \text{Travée Intermédiaire.}$$

$$Mt (B - C) \geq (1 + 0,3 (0,135)) \frac{899,8}{2}$$

$$Mt (B - C) \geq 468,12 \text{ Kg.m(2)}$$

(1) > (2)

Donc on prend :

$$Mt (B - C) = Mt (D - E) = 571,115 \text{ Kg.m}$$

Travée (C-D) (Travées Intermédiaire) :

$$Mt (C - D) \geq \max (1,05 Mo_3 - \frac{(MC + MD)}{2}, (1 + 0,3\alpha) Mo_3 - \frac{(MC + MD)}{2})$$

$$Mt (C - D) \geq \max (1,05 (743,63) - \frac{(297,45 + 297,45)}{2}; [1 + 0,3 (0,135)] (743,63) - \frac{(297,45 + 297,45)}{2})$$

$$Mt (C - D) \geq \max (483,36 \text{ Kg.m}, 476,29 \text{ Kg.m})$$

$$Mt (C - D) \geq 483,36 \text{ (1)}$$

Vérification :

$$M_t(C-D) \geq (1+0,3\alpha) \frac{M_o3}{2} = \frac{[1+0,3(0.135)] 743,63}{2} = 386.87 \text{ Kg. m} \dots\dots(2)$$

(1) > (2) Donc on prend

$$M_t(C-D) = 483,36 \text{ Kg. m}$$

4.1.5 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS A E.L.U :

Travée (A-B) : LAB=3.30 m

$$T_{AB} = \frac{1}{2} \text{qu. LAB} + \frac{(M_A - M_B)}{\text{LAB}}$$

$$T_{AB} = \frac{1}{2} (661) (3.30) + \frac{(179.96 - 449.9)}{3,30} \Rightarrow T_{AB} = +1008,85 \text{Kg}$$

$$T_{BA} = -\frac{1}{2} \text{qu. LAB} + \frac{(M_A - M_B)}{\text{LAB}}$$

$$T_{BA} = -\frac{1}{2} (661) (3.30) + \frac{(179.96 - 449.9)}{3,30} \Rightarrow T_{BA} = -1172.45 \text{Kg}$$

Travée (B-C) : LBC=3.30 m

$$T_{BC} = \frac{1}{2} \text{qu. LBC} + \frac{(M_B - M_C)}{\text{LBC}}$$

$$T_{BC} = \frac{1}{2} (661) (3.30) + \frac{(449.9 - 297,45)}{3,30} \Rightarrow T_{BC} = +1136.85 \text{Kg}$$

$$T_{CB} = -\frac{1}{2} \text{qu. LBC} + \frac{(M_B - M_C)}{\text{LBC}}$$

$$T_{CB} = -\frac{1}{2} (661) (3.30) + \frac{(449,9 - 297,45)}{3,30} \Rightarrow T_{CB} = -1044.45 \text{Kg}$$

Travée (C-D) : LCD=3.00 m

$$T_{CD} = \frac{1}{2} \text{qu. LCD} + \frac{(M_C - M_D)}{\text{LCD}}$$

$$T_{CD} = \frac{1}{2} (661) (3.00) + \frac{(297,45 - 297,45)}{3,00} \Rightarrow T_{CD} = 991,5 \text{Kg}$$

$$\Rightarrow T_{DC} = -991,5 \text{Kg}$$

4.1.6 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS Á E. L. S. :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{8}, M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$$

$$\frac{M_{ser}}{M_u} = \frac{q_{ser}}{q_u} \Rightarrow M_{ser} = \frac{M_u \cdot q_{ser}}{q_u} \Rightarrow M_{ser} = \frac{482,3}{661} M_u$$

$$M_{ser} = 0,73 M_u$$

4.1.7 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS Á E. L. S. :

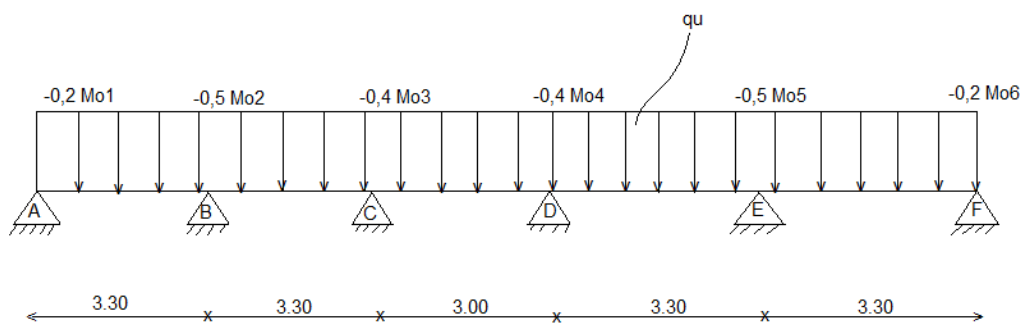
$$T_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L}{2}, T_u = \frac{q_u \cdot L}{2}$$

$$\frac{T_{ser}}{T_u} = \frac{q_{ser}}{q_u} \Rightarrow T_{ser} = \frac{q_{ser}}{q_u} \cdot T_u \Rightarrow T_{ser} = \frac{482,3}{661} T_u$$

$$T_{ser} = 0,73 T_u$$

4.2 ÉTAGE COURANT (POUTRELLES TYPE II ET III) :

4.2.1 POUTRELLES TYPE II :



4.2.1.1 CALCUL DES MOMENTS FLÉCHISSANT Á E.L.U :

4.2.1.1.1 CALCUL DES MOMENTS ISOSTATIQUES PAR SYMETRIE :

On a :

$$M_o = \frac{q_l^2}{8}, q_u = 592,02 \text{ Kg/ml}, q_{ser} = 427,7 \text{ Kg/ml}$$

Travée (A-B)=Travée (E-F), LAB=3.30 m

Travée (B-C) = Travée (D-E), LBC=3.30m

Travée (C-D) , LCD=3.00 m

$$M_{o1} = M_{o6} = 805,90 \text{ Kg/ml}$$

$$M_2 = M_{o5} = 805,90 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{o3} = M_{o4} = 666,02 \text{ Kg/ml}$$

4.2.1.1.2 CALCUL DES MOMENTS SUR APPUIS :

$$M_A = M_F = -0,2 M_1 = -161,18 \text{ Kg.m}$$

$$M_B = M_E = -0,5 M_{o2} = -402,95 \text{ Kg.m}$$

$$M_C = M_D = -0,4 M_{o3} = -266,408 \text{ Kg.m}$$

4.2.1.1.3 CALCUL DES MOMENTS EN TRAVÉE :

*Le coefficient : $\alpha = Q / (Q + G)$ on a $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$ et $G = 508 \text{ Kg/m}^2$

Donc : $\alpha = 0,23$

***Travée (A-B)=Travée (EF) \longrightarrow (Travée de Rive) :**

$$M_t (A - B) \geq \max \left(1,05 M_{o1} - \frac{(M_A + M_B)}{2}, (1 + 0,3\alpha) M_{o1} - \frac{(M_A + M_B)}{2} \right)$$

$$M_t (A - B) \geq \max \left(1,05(805,9) - \frac{(161,18 + 402,95)}{2}; (1 + 0,3(0,23))(805,9) - \frac{(161,18 + 402,95)}{2} \right)$$

$$M_t (A - B) \geq \max (564,13; 579,44) \text{ donc :}$$

$$M_t (A - B) \geq 579,44 \text{ kg.m} \dots (1)$$

Vérification :

$$M_t (A - B) \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_{o1}/2 \Rightarrow M_t (A - B) \geq [1,2 + 0,3(0,23)] \frac{805,9}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 511,34 \text{ Kg.m} \dots (2)$$

(1) > (2) donc on prend

$$M_t (A-B) = M_t (E-F) = 579,44 \text{ Kg.m}$$

***Travée (B-C) = Travée (D- E) \rightarrow (Travées Intermédiaire) :**

$$M_t (B - C) \geq \max \left(1,05 M_{o2} - \frac{(M_B + M_C)}{2}; (1 + 0,3\alpha) M_{o2} - \frac{M_B + M_C}{2} \right)$$

$$M_t (B - C) \geq \max \left(1,05 (805,9) - \frac{(402,95 + 266,408)}{2}; (1 + 0,3(0,23))(805,9) - \frac{(402,95 + 266,408)}{2} \right)$$

$$M_t (B - C) \geq \max (511,52 \text{ Kg.m}; 526,83 \text{ Kg.m})$$

$$M_t (B - C) \geq 526,83 \text{ Kg.m} \dots (1)$$

Vérification :

$$Mt (B - C) \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{Mo_2}{2} = (1 + 0,3(0,23)) \frac{(805,9)}{2} = 430,75 \text{ kg m..... (2)}$$

(1)>(2) donc on prend:

$$Mt (B-C)=Mt (D-E)=526,83 \text{ Kg/m}$$

****Travée (C-D) → Travée (Travées Intermédiaire):**

$$Mt (C - D) \geq \max \left(1,05 Mo_3 - \frac{(MC + MD)}{2}; (1 + 0,3\alpha) Mo_3 - \frac{(MC + MD)}{2} \right)$$

$$Mt (C - D) \geq \max \left(1,05 (666,02) - \frac{(266,408 + 266,408)}{2}; (1 + 0,3(0,23)) 666,02 - \frac{(266,408 + 266,408)}{2} \right)$$

$$Mt (C - D) \geq \max (432,91; 445,56)$$

$$Mt (C - D) \geq 445,56 \text{ Kg. m.....(1)}$$

$$Mt (C - D) \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{Mo_3}{2} = (1 + 0,3(0,23)) \frac{(666,02)}{2} = 355,98 \text{ kg.m... (2)}$$

(1) > (2) donc on prend :

$$Mt (C - D) = 445,56 \text{ Kg/m}$$

CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS Á E.L.U :

Travée (A-B) : LAB=3.30 m

$$TAB = \frac{1}{2} \text{ qu. LAB} + \frac{(MA - MB)}{LAB}$$

$$TAB = \frac{1}{2} (592,02) (3,30) + \frac{(16118 - 402,95)}{3,30} \Rightarrow TAB = +903,57 \text{ Kg}$$

$$TBA = \frac{-1}{2} \text{ qu. LAB} + \frac{(MA - MB)}{LAB}$$

$$TBA = \frac{-1}{2} (592,02) (3,30) + \frac{(161,18 - 402,95)}{3,30} \Rightarrow TBA = -1050,10 \text{ Kg}$$

Travée (B-C) :

$$LBC = 3.30 \text{ m}$$

$$TBC = \frac{1}{2} \text{ qu. LBC} + \frac{(MB - MC)}{LBC}$$

$$TBC = \frac{1}{2} (592,02) (3,30) + \frac{(402,95 - 266,408)}{3,30} \Rightarrow TBC = +1018,21 \text{ Kg}$$

$$TCB = \frac{-1}{2} \text{ qu. LBC} + \frac{(MB - MC)}{LBC}$$

$$TCB = \frac{-1}{2} (592,02) (3,30) + \frac{(402,95 - 266,408)}{3,30} \Rightarrow TCB = -935,45 \text{ Kg}$$

Travée (C-D) :

$$LCD = 3.00 \text{ m}$$

$$TCD = \frac{1}{2} q_u \cdot LCD + \frac{(MC - MD)}{LCD}$$

$$TCD = \frac{1}{2} (592,02) (3.00) + 0 \Rightarrow TCD = +888,03 \text{ Kg}$$

$$TDC = \frac{-1}{2} (592,02) (3.00) \Rightarrow TDC = -888,03 \text{ Kg}$$

4.2.1.2 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS A E.L.S :

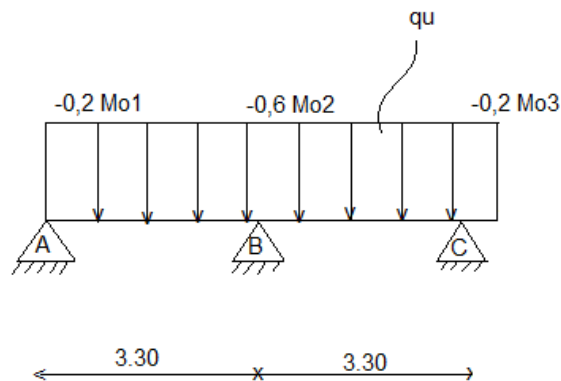
$$M_{ser} = \frac{q_{ser}}{q_u} \cdot M_u \Rightarrow M_{ser} = \frac{427,7}{592,02} M_u \Rightarrow M_{ser} = 0,72 M_u$$

4.2.1.3 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS Á E. L.S

$$\frac{T_{ser}}{T_u} = \frac{q_{ser}}{q_u} \Rightarrow T_{ser} = \frac{q_{ser}}{q_u} \cdot T_u \Rightarrow T_{ser} = \frac{427,7}{592,02} T_u$$

$$T_{ser} = 0,72 M_u$$

4.2.2 POUTRELLES TYPE III :



4.2.2.1 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT E.L.U :

4.2.2.1.1 CALCUL DES MOMENTS ISOSTATIQUES PAR SYMETRIE :

$$\text{On a : } M_0 = \frac{q_l^2}{8}, q_u = 592,02 \text{ Kg/ml}, q_{ser} = 427,7 \text{ Kg/ml}, LAB = LBC = 3.30\text{m}$$

$$\text{Travée (A - B) = Travée (B - C)} \Rightarrow M_{o1} = M_{o2} = M_{o3} = 805,9 \text{ Kg/ml}$$

4.2.2.1.2 CALCUL DES MOMENTS SUR APPUIS :

$$M_A = M_C = -0,2 M_{o1} \Rightarrow M_A = M_C = -161,18 \text{ Kg.m}$$

$$M_B = -0,6 M_{o2} \Rightarrow M_B = -483,54 \text{ Kg.m}$$

4.2.2.1.3 CALCUL DES MOMENTS EN TRAVEES :

$$\alpha = 0,23$$

****Travée (A-B) = Travée (BC) → (Través de Rive) :**

$$M_t (A - B) \geq \max \left(1,05 M_{o1} - \frac{(M_A + M_B)}{2}; (1 + 0.3\alpha) M_{o1} - \frac{(M_A + M_B)}{2} \right)$$

$$M_t (A - B) \geq \max \left(1,05 (805,9) - \frac{(161,18 + 483,54)}{2}; (1 + 0.3(0,23)) (805,9) - \frac{(161,38 + 483,54)}{2} \right)$$

$$M_t (A - B) \geq \max (523,83 \text{ Kg.m}; 539,15 \text{ Kg.m})$$

$$M_t (A - B) \geq 539,15 \text{ kg m} \dots (1)$$

Vérification :

$$M_t (A - B) \geq (1,2 + 0.3\alpha) M_o \frac{1}{2} \Rightarrow M (A - B) \geq (1,2 + 0.3(0,23)) \frac{805,9}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 511,340 \text{ Kg.m} \dots (2)$$

(1) > (2) donc on prend :

$$M_t (A - B) = M_t (B - C) = 539,15 \text{ Kg.m}$$

4.2.2.2 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS Á E.L.U :

Travée (A-B) : LAB=3.30 m

$$T_{AB} = \frac{1}{2} \text{qu. LAB} + \frac{(M_A - M_B)}{\text{LAB}}$$

$$T_{AB} = \frac{1}{2} (592,02) (3,30) + \frac{(161,18 - 483,54)}{3,30} \Rightarrow T_{AB} = +879,15 \text{ Kg}$$

$$T_{BA} = \frac{-1}{2} \text{qu. LAB} + \frac{(M_A - M_B)}{\text{LAB}}$$

$$T_{BA} = \frac{-1}{2} (592,02) (3,30) + \frac{(161,18 - 483,54)}{3,30} \Rightarrow T_{BA} = -1074,52 \text{ Kg}$$

*** Travée (B-C) :** LBC=3.30 m

$$T_{BC} = \frac{1}{2} \text{qu. LBC} + \frac{(M_B - M_C)}{\text{LBC}}$$

$$T_{BC} = \frac{1}{2} (592,02) (3,30) + \frac{(483,54 - 161,18)}{3,30} / 3,30 \Rightarrow T_{BC} = +1074,52 \text{ Kg}$$

$$T_{CB} = \frac{-1}{2} \text{qu. LCB} + \frac{(M_B - M_C)}{\text{LCB}}$$

$$T_{CB} = \frac{-1}{2} (592,02) (3,30) + \frac{(483,54 - 161,18)}{3,30} \Rightarrow T_{CB} = -879,15 \text{ Kg}$$

4.2.2.3 CALCUL DES MOMENTS FLÉCHISSANTS Á E.L.S

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}}{q_u} * M_u \Rightarrow M_{ser} = \frac{427,7}{592,02} * M_U \Rightarrow M_{ser} = 0,72 M_u$$

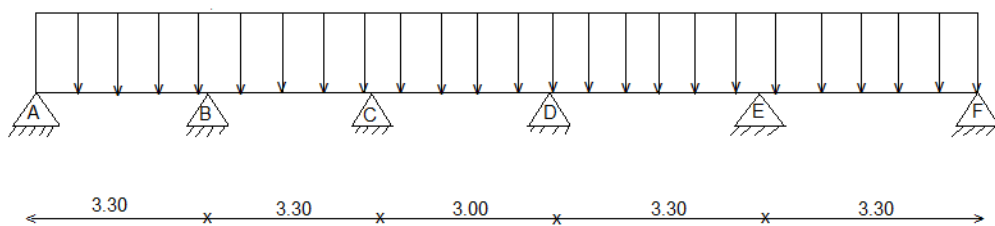
4.2.2.4 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS Á E.L.S :

Tser=0.72 TU

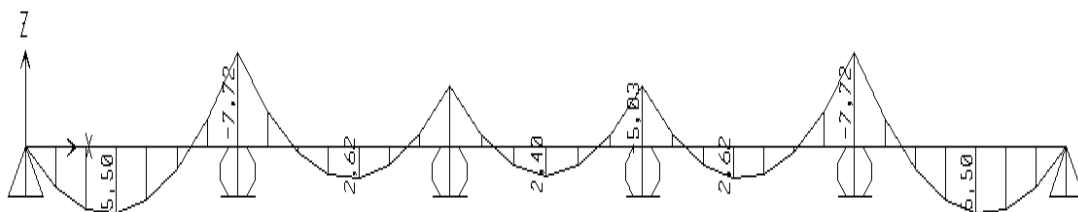
5 LES DIAGRAMMES DE MOMENT FLECHISSANT Et EFFORT TRANCHANT

5.1 PLANCHER TERRASSE (POUTRELLES TYPE I) :

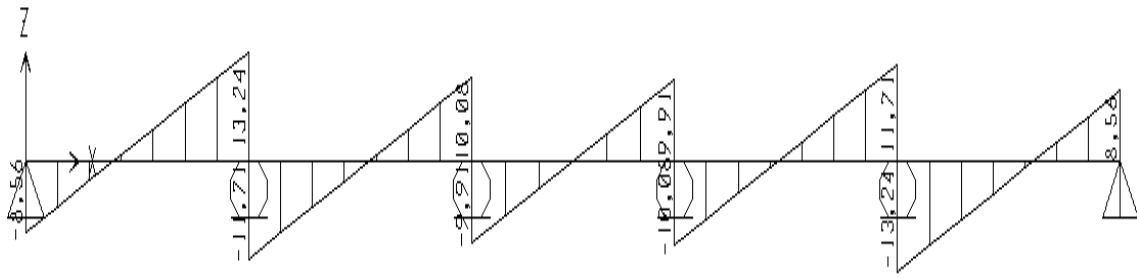
- par la modélisation SAP2000 on a obtenu les diagrammes suivants :



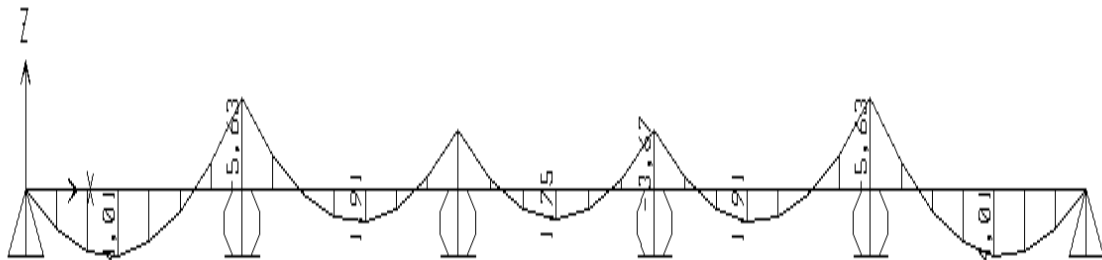
PLANCHER TERRASSE (POUTRELLES TYPE I)



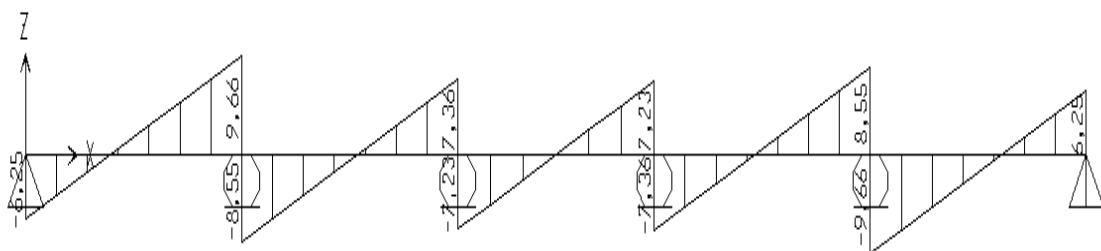
Moment fléchissant de poutrelle type 1 (ELU)



Effort tranchant de poutrelle type 1 (ELU)



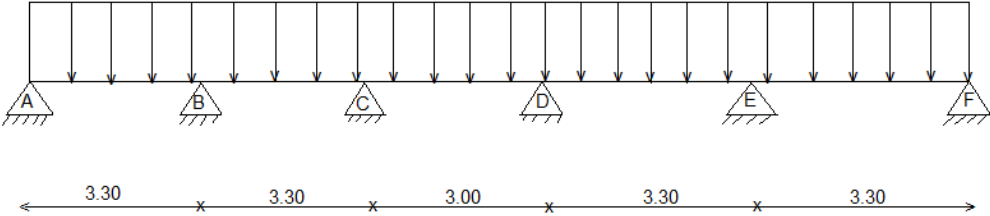
Moment fléchissant de poutrelle type 1 (ELS)



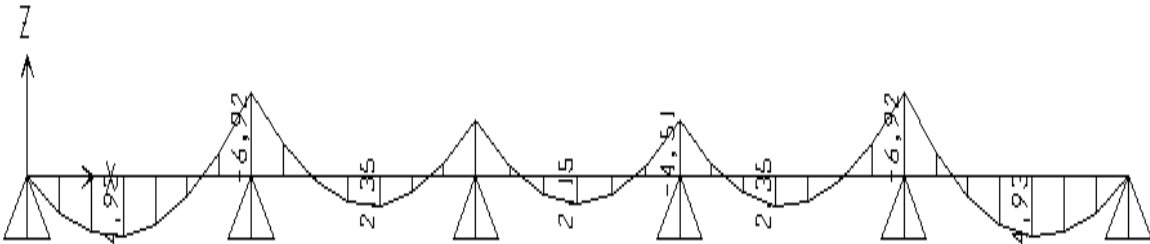
Effort tranchant de poutrelle type 1 (ELS)

5.2 PLANCHER ETAGE COURANT :

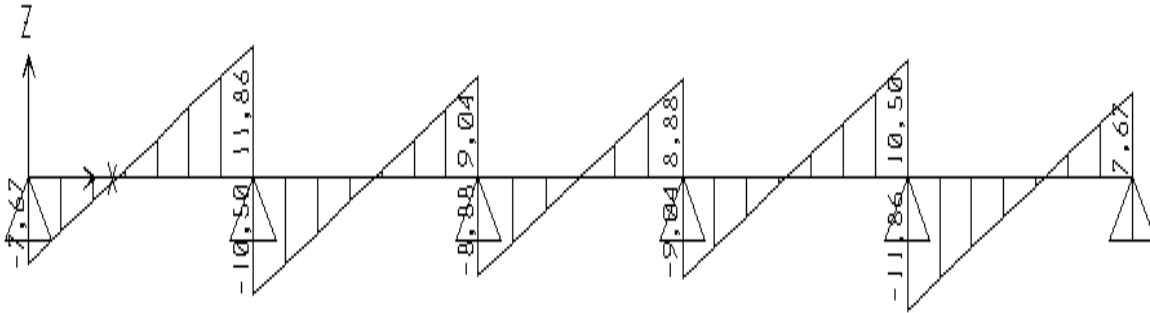
5.2.1 Poutrelle type II :



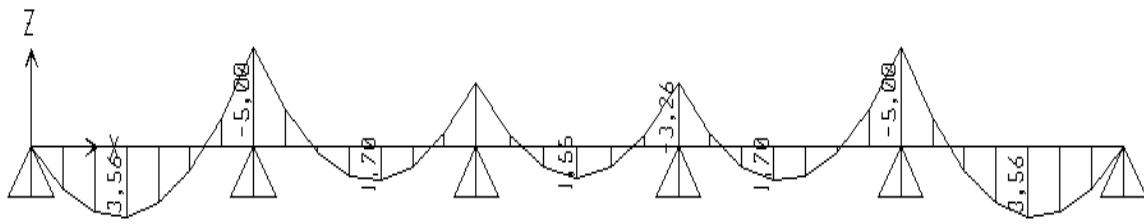
PLANCHER TERRASSE (POUTRELLES TYPE II)



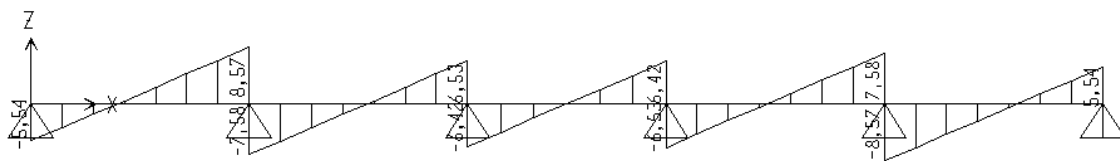
Moment fléchissant de poutrelle type 2 (ELU)



Effort tranchant de poutrelle type 2 (ELU)

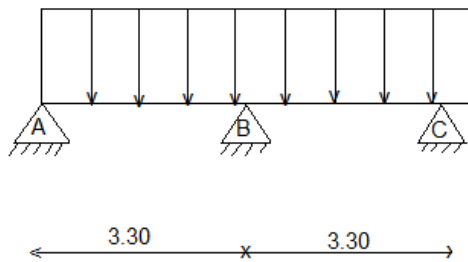


Moment fléchissant de poutrelle type 2 (ELS)

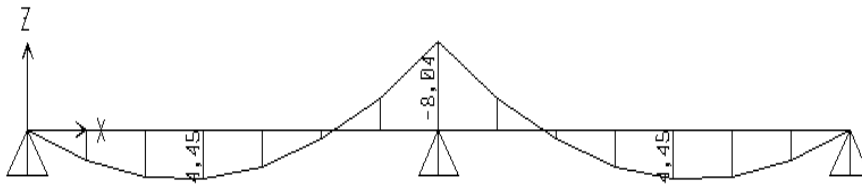


Effort tranchant de poutrelle type 2 (ELS)

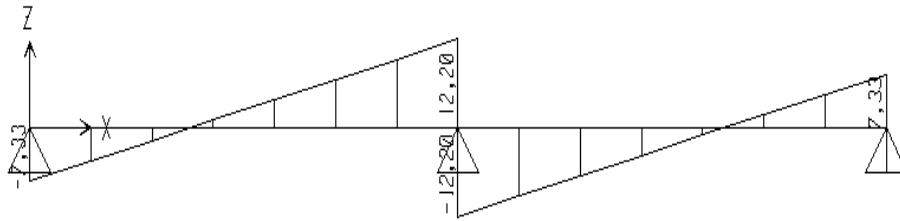
5.2.2 POUTRELLE TYPE III :



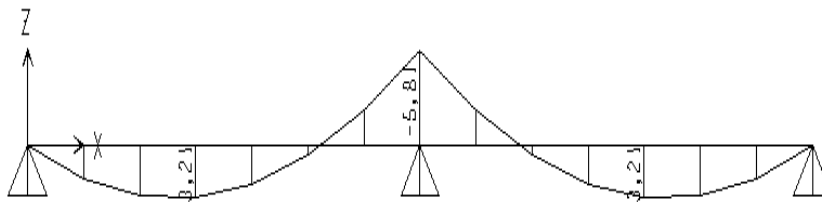
POUTRELLE TYPE III



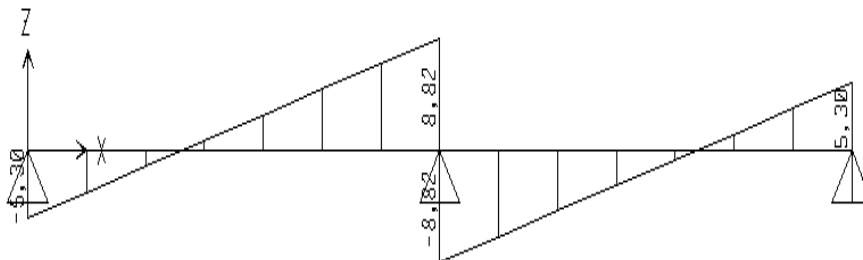
Moment fléchissant de poutrelle type 3 (ELU)



Effort tranchant de poutrelle type 3 (ELU)



Moment fléchissant de poutrelle type 3 (ELS)



Effort tranchant de poutrelle type 3 (ELS)

6 DETERMINATION DU FERRAILLAGE :

| | Mf | Plancher terrasse | plancher étage | |
|-----|-----------|-------------------|----------------|----------|
| | | type I | Type II | Type III |
| ELU | M. travée | 629.86 | 579.44 | 539.15 |
| | M. appui | 449.9 | 402.95 | 483.54 |
| ELS | M. travée | 459.8 | 417.20 | 388.2 |
| | M. appui | 328.43 | 290.124 | 348.1 |

6.1 PLANCHER TERRASSE (POUTRELLE TYPE 1) :

MU max en travée=**629,86 Kg .m**

MU max en appui=**449.9 Kg.m**

6.1.1 DETERMINATION DE FERRAILLAGE Á EL U :

* En travée :

$$M_t = b \cdot h_0 - fbc \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

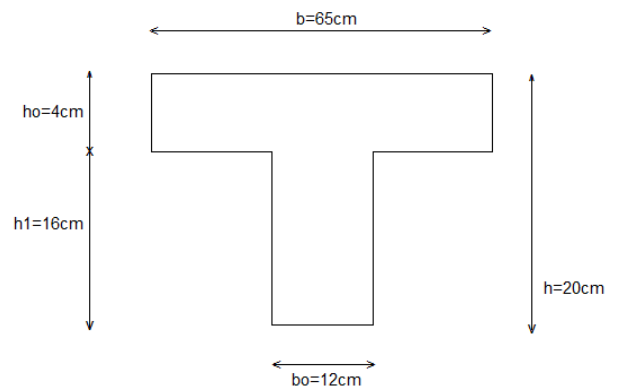
$$M_t = 0.65 * 0,04 * 14.17 \left[0.9 (0,2) - \frac{0.04}{2} \right]$$

Mt=0.059 MN.m moment qui équilibre la table

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 0,059 \text{ MN.m} \\ M_u = 0.00629 \text{ MN.m c'est-à-dire } M_u < M_t \dots (1) \end{array} \right.$$

(1) \longleftrightarrow • La table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

• En considère notre section (section en T)
comme une section rectangulaire de hauteur h et de largeur b dans le calcul des armatures.



$$\mu = \frac{M_u \max}{bd^2 * f_{bc}} \Rightarrow \mu = 0.021 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow$$

Donc on a Une section a simple armature c'est à dire les aciers comprimés ne sont pas nécessaire.

$$A_{st} \geq \frac{MU}{\delta_{st} \cdot Z} \quad \alpha = 0.026 \quad Z = 0.178m \quad \text{donc :}$$

$$A_{st} \geq 1,02 \text{ cm}^2$$

On remarque que A_{st} est très faible, alors on prend :

$$A_{st} = \max (A_{st} ; A_{st \min})$$

D'après la condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0.23 f_{t28} * b * \frac{d}{f_e} = 141 \text{ cm}^2 \text{ donc } A_{st \min} \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adoptera} \quad A_{st}' = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec :} \quad A_r = A_{st}/4 = 0,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 1T10 = 0.79 \text{ CM}^2$$

***En appui :**

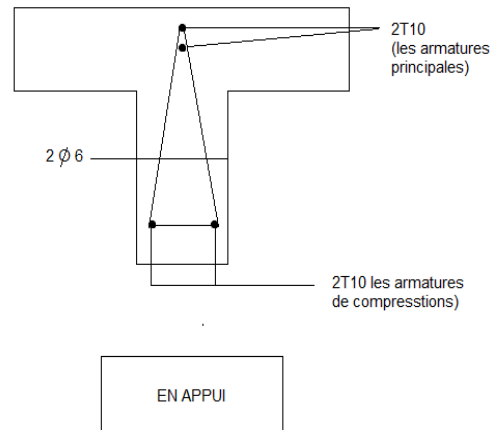
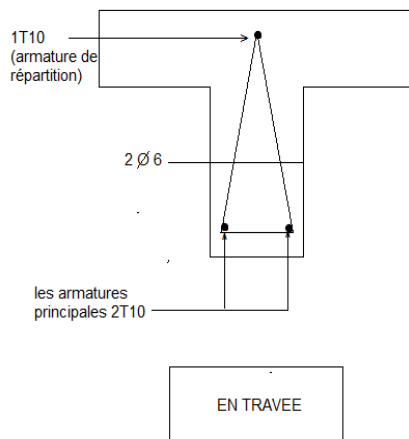
$$M_u = 449.9 \text{ Kg.m} ; \mu = 0.08 < \mu_{AB} \Rightarrow (\text{pivot A}) ; \alpha = 0,107$$

$$Z = 0.172m ; A_{st} \geq 0.750 \text{ cm}^2 \text{ avec } A_{st \min} \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend } A_{st} = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0.4 \text{ cm}^2$$

Pour la facilité d'exécution ; on prend $A_r = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$



6.1.2 VERIFICATION A E.L.S :

• a E.L.S nous pouvons éviter la vérification des contraintes si et seulement si :

-Les aciers sont de type FeE40 ➡ Vérifiée

CHAPITRE VII

Etude des planchers

-La fissuration est peu nuisible ➡ Vérifiée

• Dans ces conditions la vérification des contraintes, se simplifie et devient

Comme suit :

$$\alpha \leq \frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\text{* En travée : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{629.86}{549.8} \Rightarrow \gamma = 1.37 ; \alpha = 0.026$$

$$\alpha \leq 0.435 \text{ vérifiée}$$

$$\text{* En appui : } \gamma = \frac{449.9}{328.43} \Rightarrow \gamma = 1.37 \quad ; \alpha = 0.107$$

$$\alpha \leq 0.435 \text{ vérifiée}$$

Donc les nombres et les types des armatures choisies sont acceptables.

6.1.3 VERIFICATION AU CISAILEMENT :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1172.45 * 10^{-5}}{(0.12 * 0.18)} \Rightarrow \tau_u = 0.543 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ mpa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Donc c'est vérifié.

6.1.4 DIAMETRE DES ARMATURES TRANSVERSALES :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left(\frac{20}{35} ; 1.2 ; \frac{12}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq 0.6 \text{ cm}$$

En plus la fissuration n'est pas nuisible donc on prend :

$$\phi_t = \phi_6$$

6.1.5 CALCUL DE L'ESPACEMENT :

D'après le RPA 99 l'espacement : $S_t \leq h/2$

Alors on prend :

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

* Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui (ou de l'encastrement).

6.1.6 VERIFICATION DES ARMATURES LONGITUDINALES

* Appui de rive :

$$A_{st} \geq \frac{v_u}{\delta_{st}} \text{ avec } \delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \frac{1008.85 * 10^{-5}}{347.83} \Rightarrow A_{st} \geq 0.29 \text{ cm}^2 \text{ (on a } A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2) \Rightarrow \text{ vérifiée}$$

-Donc les armatures longitudinales choisies sont capable d'équilibrer l'appui de rive.

* Appui intermédiaire :

$$A_{st} \geq \left[\frac{V_u + M_u}{0.9d} \right] / \delta_{st} = \left[1172.45 * 10^{-5} - \frac{449.9 * 10^{-5}}{(0.9 * 0.18)} \right] / 347.83$$

$$A_{st} \geq -0.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{ vérifiée}$$

-Donc les armatures longitudinales choisies sont capable d'équilibrer l'appui intermédiaire.

6.1.7 VÉRIFICATION DE LA COMPRESSION DU BETON :

* Appui de rive :

La bielle supporte une compression :

$$\delta_{bc} = \frac{F_c}{(a * b_0 * \sqrt{2/2})} \text{ avec } F_c = V_u * \sqrt{2}$$

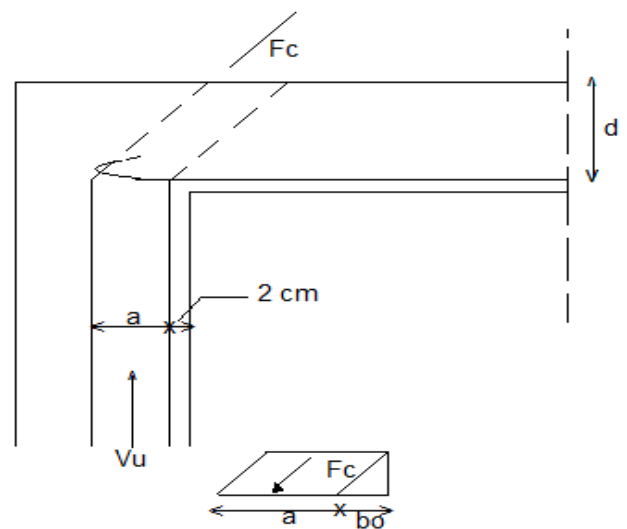
D'après le **BAEL 91** :

$$V_u \leq 0.4 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) * b_0 * a \text{ avec :}$$

$$a \leq a \leq 0.9d$$

-détermination de la valeur de « a » : La contrainte δ_{bc} doit être inférieur de

f_{bc} donc :



Donc après l'analyse de cette formule on obtient :

$$a \geq \frac{2.35 * \gamma_b * V_u}{b_0 * f_{c28}} = a$$

$$a = \frac{(235 * 1,5 * 1008,85 * 10^{-5})}{0.12 * 25} = 1.18 \text{ cm} \quad \text{donc :}$$

1.18 ≤ a ≤ 16.2 cm on prend a = 16 cm donc :

$$V_u = 1008.85 * 10^{-5} \text{ MPa}$$

$$0,4 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) * b_0 * a = 0.4 \left(\frac{25}{1,5} \right) * 0.12 * 0,16 = 0,128 \text{ MPa}$$

$V_u < 0.128 \text{ MPa} \Rightarrow$ vérifiée

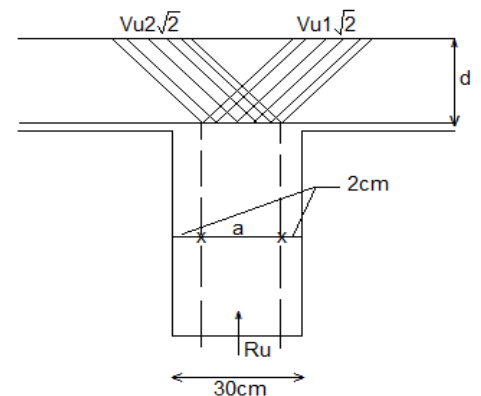
*Appui intermédiaire :

D'après ce schéma, on remarque que l'appui intermédiaire est soumis à deux efforts tranchant différents :

$$V_{u1} = 1136,85 * 10^{-5} \text{ MPa}$$

$$V_{u2} = 1172,45 * 10^{-5} \text{ MPa}$$

- Ces deux efforts doivent satisfaire la relation suivante :



$$V_u \leq 0.4 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) * b_0 * a$$

- On prend a = 26 cm donc :

$$V_u \leq 0.208 \text{ MPa} \Rightarrow \text{c'est vérifié}$$

$$* R_u = V_{u1} + V_{u2} = 2309.3 * 10^{-5} \text{ MPa}$$

$$\text{D'après le BAEL 91: } R_u \leq 1.3 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) * b_0 * a = 0.676 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

CONCLUSION :

Donc la compression du béton dans la bielle n'est pas importante ni pour l'appui

De rive ni pour l'appui intermédiaire.

6.1.8 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE D'ADHÉRENCE :

* D'après le **BAEL 91**, dans une poutre fléchie de section constante la contrainte

D'adhérence d'entraînement τ_{se} sur un paquet de barres de section **Asi** et de

Périmètre utile **Ui** vaut :

$$\tau_{se} = \left(\frac{V_u}{0.9} * d * A_{st} \right) * \left(\frac{A_{si}}{U_i} \right)$$

Ast : Section totale des armatures tendues

U_i : Périmètre utile pris égale au périmètre minimal circonscrit à la section droite du paquet

V_u : Effort tranchant à E.L.U.

0.9 d : Bras de levier forfaitaire.

- Cette contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur ultime

$$\tau_{se, u} = \psi_s * f_{tj}$$

$$\tau_{se, u} = 1.5 * f_{t28} = 3.15 \text{ Mpa}$$

En travée :

*En travée **Ast** est composé de deux barres séparées de **T10** donc le périmètre utile :

$$U_i = \pi * \phi \Rightarrow U_i = 3.14 * 1.0 = 3.14 \text{ cm}$$

A_{si} : Section d'une armature **A_{si} = T10 = 0,79 cm²** donc :

$$\tau_{se} = \left(\frac{1172.45 * 10^{-5}}{(0.9 * 0.18 * 1.57 * 10^{-4})} \right) * \left(\frac{0.79 * 10^{-4}}{0.0314} \right)$$

$$\tau_{se} = 1.16 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \tau_{se, U} \Rightarrow \text{c'est vérifié.}$$

***En appui :**

*En appui **Ast** est composée de deux barres de T10 collé l'une au-dessus de l'autre donc :

$$U_i = (\pi + 2) * \phi \Rightarrow U_i = (\pi + 2) * 1.0 \Rightarrow U_i = 5,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \left(\frac{1172,45 * 10^{-5}}{0.9 * 0.18 * 1,57 * 10^{-4}} \right) * \left(\frac{0,79 * 10^{-4}}{0.0514} \right)$$

$$\tau_{se} = 0,708 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \tau_{se, u} \Rightarrow \text{c'est vérifié.}$$

CONCLUSION :

Donc il n'y a pas risque de glissement relatif entre le béton et les armatures.

6.2 PLANCHER ÉTAGE COURANT (POUTRELLE TYPE II) :

Mu max en travée=579,44 km.m

Mu max en appui=402,95 km.m

6.2.1 DETREMINATION DU FAIRAILLAGE Á ELU :

*En traver :

$M_t = 0,059 \text{ MN.m}$ (moment qui équilibre la table).

$M_u = 0,0057944 \text{ MN.m}$

$M_u < M_t$ donc l'A.N se trouve dans la table.

Donc on considère notre section comme étant une section rectangulaire de dimension $b \cdot h$

$\mu = \frac{M_u \max}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \Rightarrow \mu = 0,019 < \mu_R = 0,392$ donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaire

$A_{st} \geq \frac{M_u}{\delta_{st}} \cdot Z$, $\alpha = 0,024$, $Z = 0,178 \text{ m}$

$A_{st} \geq 0,935 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$A_{st \min} \geq 0,23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$

Donc $A_{st} \geq 1,41 \text{ cm}^2$

On prend $A_{st} = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Avec $A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2$

*En appui :

$M_u = 482,95 \text{ kg.m}$, $\mu = 0,073$, $\alpha = 0,095$, $Z = 0,173 \text{ m}$

$A_{st} \geq 0,659 \text{ cm}^2$

D'après la condition de non fragilité $A_{st} \geq 1,41 \text{ cm}^2$

Donc on prend $A_{st} = 2 T 10 = 1,57 \text{ cm}^2$

$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 2 T 10 = 1,57 \text{ cm}^2$

6.2.2 VERIFICATION A ELS :

$\alpha \leq \frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

* En travée :

$\gamma = \frac{579,44}{417,20} = 1,39$ $\alpha = 0,024 \Rightarrow$ c'est vérifié

$\alpha \leq 0,44 \Rightarrow$ c'est vérifié

* En appui :

$\gamma = \frac{402,95}{290,124} = 1,39$ $\alpha = 0,095$

$\alpha \leq 0,44$

6.2.3 VERIFICATION AU CISAILLEMENT :

$$\tau_u = \frac{TU}{b_0 * d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1050,10 * 10^{-5}}{0.12 * 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.486 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{donc c'est vérifié}$$

6.3 PLANCHER ETAGE COURANT POUTRELLE TYPE III) :

Mu max en travée=539.15 kg.m en travée

Mu max en appui=483,54 kg.m en appui

6.3.1 DETREMINATION DU FAIRAILLAGE A ELU :

*En travée :

$$u=0.018 \quad , \quad \alpha=0.023, \quad Z = 0.178 \text{ m} \quad , \quad A_{st} \geq 0,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après la condition de non fragilité : } A_{st} \geq 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_{st}=2T10= 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } A_r = 1 T10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

* En appui :

$$\mu = 0.088 \quad , \quad \alpha=0,115 \quad , \quad Z=0.172 \text{ m} \quad , \quad A_{st} \geq 0.809 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } A_{st} \geq 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_{st}= 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_r=2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

6.3.2 VERIFICATION A E.L.S :

* En travée :

$$\gamma = 539.15 / 388.2 = 1.39 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha=0.023 \rightarrow \text{c'est vérifiée} \\ \alpha \leq 0.44 \end{array} \right.$$

*En appui :

$$\gamma = 384.54 / 348.10 = 1.39 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha=0.115 \rightarrow \text{c'est vérifiée} \\ \alpha \leq 0,44 \end{array} \right.$$

6.3.3 VERIFICATION AU CISAILLEMENT :

$$\tau_u = \frac{1074,52 * 10^{-5}}{(0,12 * 0,18)} = 0,497 < 3,3 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{c'est vérifié}$$

6.3.4 LES AUTRES CONDITIONS :

Toutes les conditions étudiées pour le plancher terrasse sont vérifiées pour le plancher étage courant.

6.4 VERIFICATION DES FLÈCHES :

$$* \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{16M_o}$$

$$* \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

-Pour plancher terrasse (poutrelle type I):

$$* \frac{h_t}{L} = \frac{0,2}{3,30} = 0,06 \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{M_{ut}}{(16M_o5)} = \frac{629,86}{(16 * 899,8)} = 0,044 \dots \dots \dots (2)$$

(1) > (2) \Rightarrow c'est vérifié

$$* A_{st} = 2 T 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1,57 * 10^{-4}}{(0,65 * 0,18)} = 0,00134 < 0,0105 \Rightarrow \text{C'est vérifié}$$

- Pour étage courant :

1) poutrelle type II:

$$* \frac{h_t}{L} = 0,06 \dots \dots (1)$$

$$* \frac{M_{ut}}{(16M_o5)} = \frac{579,44}{(16 * 805,90)} = 0,044 \dots \dots \dots (2)$$

(1) > (2) \Rightarrow c'est vérifié

* m Ast que le plancher terrasse donc la 2ème condition est vérifiée.

- 2) poutrelle type III:

$$* \frac{h_t}{L} = 0,06 \dots \dots (1)$$

$$* \frac{M_{ut}}{(16M_o2)} = \frac{539,15}{(16 * 805,90)} = 0,042 \dots \dots (2)$$

(1) > (2) \Rightarrow c'est vérifié

-La flèche est vérifiée pour les 3 types de plancher.

6.5 TABLEAU DE FERRAILLAGE :

| NIVEAU | TYPE DES POUTRELLES | ARMATURES LONGITUDINALES | | ARMATURES TRANSVERSALES | ESPACEMENT (CM) |
|---------------|---------------------|--------------------------|-------|-------------------------|-----------------|
| | | TRAVEE | APPUI | | |
| TERRASSE | I | 2T10 | 2T10 | 2Ø6 | 10 |
| ETAGE COURANT | II | 2T10 | 2T10 | 2Ø6 | 10 |
| | III | 2T10 | 2T10 | 2Ø6 | 10 |

6.6 L'ANCRAGE DES BARRES :

On prend un ancrage à 180° parce que plus l'ancrage est grand plus, il y a une économie de ferrailage.

$$L1=2\theta \text{ avec } \theta=1 \text{ donc } L1= 2 \text{ cm}$$

$$L2=ls- \alpha L1 - Br$$

$$r = 5,50\theta \text{ (H.A)} \rightarrow r=5,5 \text{ cm}$$

D'après le tableau qui donne les valeurs α , B en fonction de l'angle θ

On a :

$$\alpha = 3,51 \quad ; \quad B = 6,28.$$

$$ls = \frac{\phi}{4} * \frac{fe}{\tau s} \text{ avec : } ls = 0,6 \psi s^2 ftJ$$

$$\psi s = 1.5 \text{ (H. A)}, ft28 = 2,1 \text{ Mpa donc}$$

$$\tau s = 2,835 \text{ Mpa} \quad \text{alors :}$$

$$Is = \frac{1}{4} * \left(\frac{400}{2.835} \right) \Rightarrow Is = 35,27 \text{ cm}$$

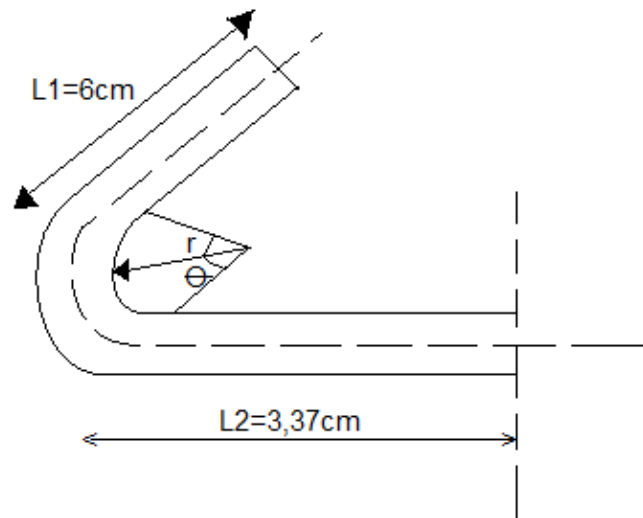
$l2 = 35.27 - 3,51(2) - 6,28(5,5) = -6,29 \text{ cm}$ ce qui est irréaliste donc on Diminue l'angle d'ancrage.

On prend : $\phi = 120^\circ$

$$L1 = 6\phi \quad L1 = 6 \text{ cm}$$

$$\alpha = 2.31, B = 3.28, r = 5.3 \text{ cm}, l_s = 35.27 \text{ cm}$$

$$l_2 = 35.27 - 2.31(6) - 3.28(5.5) \Rightarrow L2 = 3.37 \text{ cm}$$



6.7 DISPOSITION DES CHAPEAUX :

Ne plancher est soumis à une charges d'exploitation modérés cette charges est inférieur à la charge permanente, en plus les longueurs des travées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1.25. Dans ces cas les chapeaux sur appuis doivent avoir une longueur telle que le débord par rapport au nu de l'appui soit sur à :

* $L_{Max}/5$ Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive.

* $L_{Max}/4$ Si l'appui appartient à une travée de rive.

6.8 LONGUEUR MINIMALE RECOUVREMENT :

D'après le **RPA 99**, la longueur minimale de recouvrement est de 40θ

(Zone II) donc $L_r = \min = 40 \text{ cm}$

1 Présentation de logiciel SAP2000:

SAP 2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiment, château d'eau..) et des travaux publics (pont, tunnels), il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statique et dynamique avec des compléments de conception il permet aussi la vérification des structure en béton armé ou en charpente métallique, l'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

2 Modélisation de la structure:

La modélisation de la structure c'est une opération par laquelle on établit le modèle d'un système complexe, afin de l'étudier.

La modélisation sur SAP2000 consiste les étapes suivantes :

- 1) Entrer la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2) Spécifier les propriétés des éléments et les assigner aux éléments.
- 3) Définir les cas de charges (statique et dynamique) et assigner ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4) Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes,...etc.)
- 5) Démarrer l'exécution du problème, apporter des corrections aux modèles s'il y a lieu.
- 6) Visualiser les résultats (a l'écran, sur fichier..... etc.)

La modélisation 3D de notre structure est représentée sur cette figure:

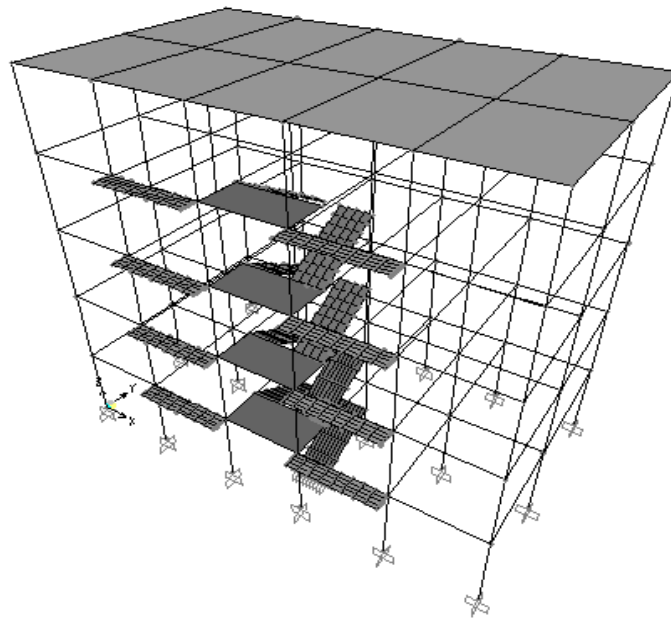


FIGURE 3:VUE EN 3D DE LA MODELISATION DE LA STRUCTURE

3 CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL

3.1 Méthodes utilisables

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente
- par la méthode d'analyse modale spectrale
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4 Calcul de la force sismique totale (VOIR MODIFICATIFS ET COMPLEMENTS AUX RPA 99) :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau 4.1(RPA99v2003)** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

-Zone sismique : **II a** \longrightarrow **a=0,15**

-Groupe d'usage : 2

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \\ 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \\ 2,5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0s \leq T \leq T_2 \\ T_2 \leq T \leq 3s \\ T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7(RPA99v2003)**

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la **figure 4.1(RPA99v2003)** pour un amortissement $\xi = 5\%$

η : Facteur de correction d'amortissement, donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

RPA99v2003

ξ : Pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par le tableau **RPA99v2003 (Tableau 4.2)** tel que:
Contreventement par portiques en béton armé avec remplissage Léger.

$$\xi = 6\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+6)}} = 0,93$$

R : coefficient de comportement global de la structure Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 (**RPA99v2003**) en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Q : facteur de qualité Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 Pq$$

5 Conditions minimales sur les files de contreventement :

5.1.1 Système de portiques :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

5.1.2 Système de voiles :

Chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité..

5.2 Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale **d'espacement ne dépassant pas 1,5.**

5.3 Régularité en plan :

La structure est classée régulière en plan. (cf 3.5 1a)

5.4 Régularité en élévation :

La structure est classée régulière en élévation. (cf 3.5 1b) 42

5.5 Contrôle de la qualité :

Des matériaux Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

5.6 Contrôle de la qualité :

De l'exécution Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Spectre de réponse de calcul:

Le spectre de réponse est une « courbe » sur laquelle on lit les valeurs maximales d'amplification du mouvement du sol. Il est évalué pour le pic du mouvement sismique. Les constructions sont repérées sur le spectre de réponse par leur période propre.

Spectre de réponse correspondant au bâtiment :

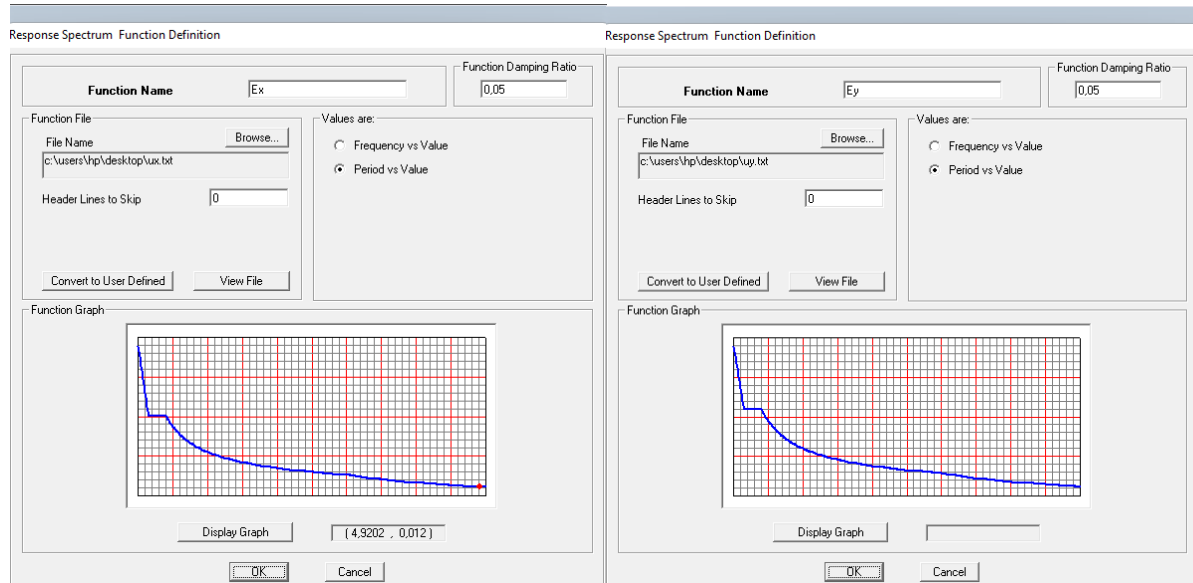


FIGURE 4: SPECTRE DE REPONSE SELON X ET Y

1 INTRODUCTION :

Cette étude se fait sur l'élément le plus sollicité c'est-à-dire le cas le plus défavorable.

2 L'étude des poteaux :

Calcul de Section en Flexion Composée

*Par l'utilisation de logiciel SAP2000 on a eu les efforts suivants :

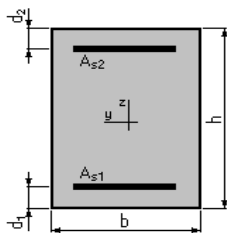
2.1 Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2.2 Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

2.3 Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (kN) | M (kN*m) |
|--------|------|---------|----------|
| 1. | ELU | 1185,91 | 68,08 |
| 2. | ELS | 860,70 | 49,33 |

2.4 Résultats:

Sections d'Acier:

| | | | |
|-------------------|--------------------------------------|-------------------|--|
| Section théorique | $A_{s1} = 9,5$ (cm ²) | Section théorique | $A_{s2} = 9,5$ (cm ²) → 5T16=10,05 cm² |
| Section minimum | $A_{s\min} = 4,8$ (cm ²) | Section maximum | $A_{s\max} = 45,0$ (cm ²) |
| Théorique | $\rho = 2,10$ (%) | | |
| Minimum | $\rho_{\min} = 0,53$ (%) | maximum | $\rho_{\max} = 5,00$ (%) |

Analyse par Cas:**Cas N° 1: Type ELU** $N = 1185,91$ (kN) $M = 68,08$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,04 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 26,0$ (cm)Bras de levier: $Z = 14,6$ (cm)Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Comprimée: $\sigma_s' = 347,8$ (MPa)**Cas N° 2: Type ELS** $N = 860,70$ (kN) $M = 49,33$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 29,1$ (cm)Bras de levier: $Z = 15,3$ (cm)Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 15,0$ (MPa)Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Comprimée: $\sigma_s' = 186,2$ (MPa)Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

3 L'étude des poutres :

3.1 Poutre principale :

3.1.1 En travée :

$$M_t = 38,6916 \text{ kn.m}$$

$$d = 0,9h \rightarrow d' = 0,405m$$

Calcul de Section en Flexion Simple

3.1.1.1 Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa)**Acier : $f_e = 400,0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

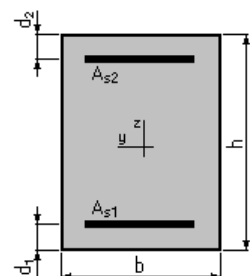
3.1.1.2 Section:

$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$



3.1.1.3 Moments appliqués:

| | M_{\max} (kN*m) | M_{\min} (kN*m) |
|----------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 58,61 | 38,69 |
| Etat Limite de Service | 42,62 | 28,10 |
| Etat Limite Ultime (Accidentel) | 0,00 | 0,00 |

3.1.1.4 Résultats:

Sections d'Acier :

| | | | |
|-------------------|---|-------------------|--------------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 4,4 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow 4T12=4,52 \text{ cm}^2$ | Section théorique | $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum | $A_{s \min} = 1,5 \text{ (cm}^2\text{)}$ | | |
| théorique | $\rho = 0,37 \text{ (\%)}\text{)}$ | | |
| minimum | $\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}\text{)}$ | | |

Analyse par Cas:**Cas ELU** $M_{\max} = 58,61$ (kN*m) $M_{\min} = 38,69$ (kN*m)

| | | |
|---------------------------|-----------------------------|----------|
| Coefficient de sécurité: | 1,00 | Pivot: A |
| Position de l'axe neutre: | $y = 4,5$ (cm) | |
| Bras de levier: | $Z = 38,2$ (cm) | |
| Déformation du béton: | $\varepsilon_b = 1,27$ (‰) | |
| Déformation de l'acier: | $\varepsilon_s = 10,00$ (‰) | |
| Contrainte de l'acier: | | |
| tendue: | $\sigma_s = 347,8$ (MPa) | |

Cas ELS $M_{\max} = 42,62$ (kN*m) $M_{\min} = 28,10$ (kN*m)

| | |
|-------------------------------|--|
| Coefficient de sécurité: | 1,50 |
| Position de l'axe neutre: | $y = 11,3$ (cm) |
| Bras de levier: | $Z = 36,2$ (cm) |
| Contrainte maxi du béton: | $\sigma_b = 4,6$ (MPa) |
| Contrainte limite: | $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa) |
| Contrainte de l'acier: | |
| tendue: | $\sigma_s = 175,7$ (MPa) |
| Contrainte limite de l'acier: | |
| | $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa) |

3.1.2 En appui :

$$MA = 103,9927 \text{ kn.m}$$

Calcul de Section en Flexion Simple

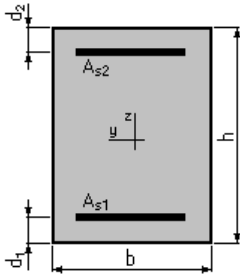
3.1.2.1 Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)**Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées

- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

3.1.2.2 Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 45,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3.1.2.3 Moments appliqués :

| | M_{\max} (kN*m) | M_{\min} (kN*m) |
|----------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 103,99 | 91,52 |
| Etat Limite de Service | 75,57 | 67,11 |
| Etat Limite Ultime (Accidentel) | 0,00 | 0,00 |

3.1.2.4 Résultats :

Sections d'Acier :

| | | | | |
|-------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|-------------------|-----------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 8,2$ (cm ²) | → 8T12=9,05 cm² | Section théorique | $A_{s2} = 0,0$ (cm ²) |
| Section minimum | $A_{s\min} = 1,5$ (cm ²) | | | |
| théorique | $\rho = 0,68$ (%) | | | |
| minimum | $\rho_{\min} = 0,12$ (%) | | | |

Analyse par Cas:

| Cas ELU | $M_{\max} = 103,99$ (kN*m) | $M_{\min} = 91,52$ (kN*m) |
|---------------------------|----------------------------|---------------------------|
| Coefficient de sécurité: | 1,00 | Pivot: A |
| Position de l'axe neutre: | $y = 8,3$ (cm) | |
| Bras de levier: | $Z = 36,7$ (cm) | |
| Déformation du béton: | $\epsilon_b = 2,64$ (‰) | |
| Déformation de l'acier: | $\epsilon_s = 10,00$ (‰) | |
| Contrainte de l'acier: | | |
| tendue: | $\sigma_s = 347,8$ (MPa) | |

| Cas ELS | $M_{\max} = 75,57$ (kN*m) | $M_{\min} = 67,11$ (kN*m) |
|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Coefficient de sécurité: | 1,51 | |
| Position de l'axe neutre: | $y = 14,4$ (cm) | |
| Bras de levier: | $Z = 35,2$ (cm) | |
| Contrainte maxi du béton: | $\sigma_b = 8,8$ (MPa) | |

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 233,9$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

3.2 Poutre secondaire :

3.2.1 En travée :

$$M_t = 70,6105 \text{ kn.m}$$

$$d = 0,9h \rightarrow d' = 0,27m$$

Calcul de Section en Flexion Simple

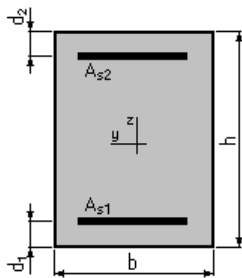
3.2.1.1 Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

3.2.1.2 Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3.2.1.3 Moments appliqués:

| | M_{\max} (kN*m) | M_{\min} (kN*m) |
|----------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 70,66 | 0,50 |
| Etat Limite de Service | 51,24 | 0,25 |
| Etat Limite Ultime (Accidentel) | 0,00 | 0,00 |

3.2.1.4 Résultats:

Sections d'Acier:

| | | | | |
|-------------------|---|-------------------------------------|-------------------|--------------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 9,7 \text{ (cm}^2\text{)}$ | $\rightarrow 5T16=10,05\text{cm}^2$ | Section théorique | $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum | $A_{s\text{min}} = 1,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ | | | |
| Théorique | $\rho = 1,29 \text{ (\%)}$ | | | |
| Minimum | $\rho_{\text{min}} = 0,14 \text{ (\%)}$ | | | |

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 70,66 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,50 \text{ (kN*m)}$

| | | |
|---------------------------|--|----------|
| Coefficient de sécurité: | 1,00 | Pivot: B |
| Position de l'axe neutre: | $y = 9,9 \text{ (cm)}$ | |
| Bras de levier: | $Z = 21,1 \text{ (cm)}$ | |
| Déformation du béton: | $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_00$ | |
| Déformation de l'acier: | $\varepsilon_s = 5,36 \text{ (\%)}_00$ | |
| Contrainte de l'acier: | | |
| Tendue: | $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$ | |

Cas ELS $M_{\text{max}} = 51,24 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,25 \text{ (kN*m)}$

| | |
|-------------------------------|--|
| Coefficient de sécurité: | 1,06 |
| Position de l'axe neutre: | $y = 11,4 \text{ (cm)}$ |
| Bras de levier: | $Z = 21,2 \text{ (cm)}$ |
| Contrainte maxi du béton: | $\sigma_b = 0,0 \text{ (MPa)}$ |
| Contrainte limite: | $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$ |
| Contrainte de l'acier: | |
| tendue: | $\sigma_s = 0,4 \text{ (MPa)}$ |
| Contrainte limite de l'acier: | |
| | $\sigma_{s\text{lim}} = 400,0 \text{ (MPa)}$ |

3.2.2 En Appui :

$$Ma = 82,1754 \text{ kn.m}$$

Calcul de Section en Flexion Simple

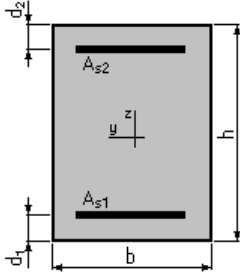
3.2.2.1 Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL

3.2.2.2 Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3.2.2.3 Moments appliqués :

| | M_{max} (kN*m) | M_{min} (kN*m) |
|----------------------------------|------------------|------------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 82,18 | 81,96 |
| Etat Limite de Service | 59,56 | 59,10 |
| Etat Limite Ultime (Accidentel) | 0,00 | 0,00 |

3.2.2.4 Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 11,2$ (cm²) → **10T12=11,31cm²** Section théorique **$A_{s2} = 2,4$ (cm²)**
 →
2T14=3,08cm²

Section minimum $A_{s\ min} = 1,0$ (cm²)
 Théorique $\rho = 1,82$ (%)
 Minimum $\rho_{min} = 0,14$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 82,18$ (kN*m) $M_{min} = 81,96$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 9,2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 21,3$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 6,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)
 Comprimée: $\sigma'_s = 320,1$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 59,56$ (kN*m) $M_{min} = 59,10$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,03
 Position de l'axe neutre: $y = 11,6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 21,1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 14,5$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

CHAPITRE VIII

Etude poteaux - poutres

Tendue: $\sigma_s = 250,5$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 123,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

1 INTRODUCTION:

Une construction doit être en position d'équilibre par rapport au sol.

Parmi les actions qui s'exercent sur la construction on a : les forces de contact

Sur la partie de la maçonnerie qui porte le nom de fondation.

La fondation reçoit les actions ascendantes du sol, elle transmet au sol les effets

Des charges permanentes, d'exploitation et des actions climatiques,

D'après le RPA 99, les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes:

$$G + Q + E$$

$$0,8G + E$$

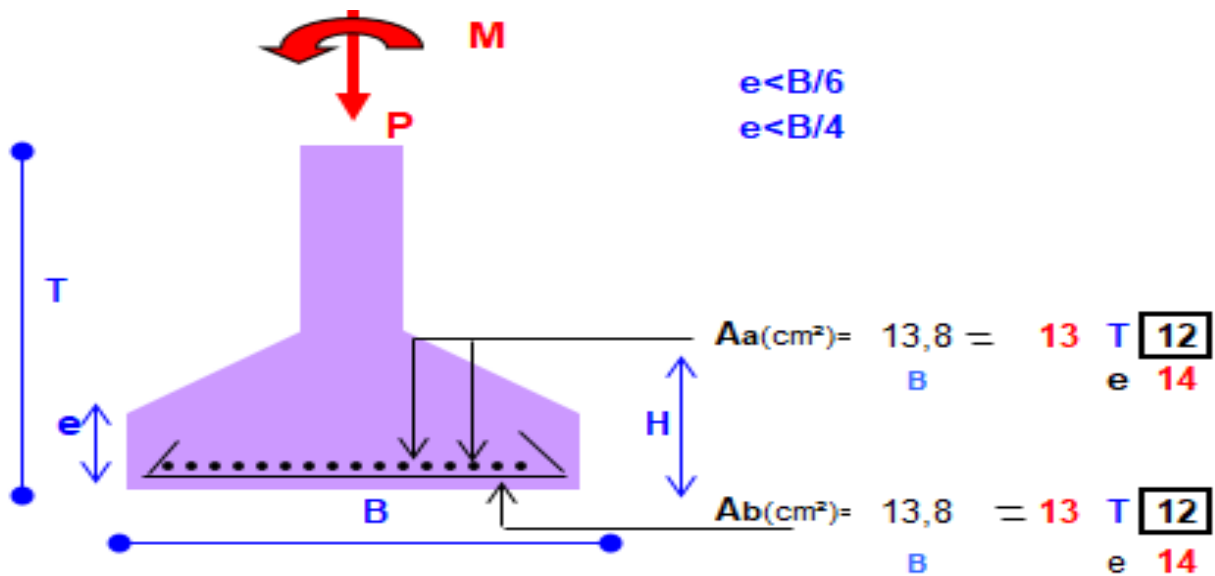
Pour notre structure, la capacité portante du sol est de: 2 bars.

La semelle est soumise à un effort normal et un moment de flexion: donc elle est étudiée en flexion composée.

2 Etude de la semelle D'angle :

| | | ELS | ELU |
|--------|------------------------------|---------|---------|
| CHARGE | P (kn)= | 944,477 | 1292,46 |
| | M (kn.m)= | 21 | 24 |
| POTEAU | B (cm)= | 30 | |
| | A (cm)= | 30 | |
| SOL | T(m)= | 2 | |
| | $\bar{\sigma}_{sol}$ (bars)= | 2 | |
| | RO _{sol} (kn/m3)= | 16 | |
| BETON | fc28 (ars)= | 250 | |
| | Ro (kn/m3)= | 25 | |
| ACIER | FeE (bars)= | 4000 | |

| | | | B>A |
|-----------|---------|-----|-----|
| DIMENSION | B(cm) ≥ | 217 | 180 |
| | A(cm) ≥ | 217 | 180 |
| | H(cm) ≥ | 43 | 60 |



3 Etude de la semelle de rive :

| | | ELS | ELU |
|---------------|--|------|-----|
| CHARGE | $P(\text{kn}) =$ | 260 | 352 |
| | $M(\text{kn.m}) =$ | 4,2 | 5,7 |
| POTEAU | $b(\text{cm}) =$ | 30 | |
| | $a(\text{cm}) =$ | 30 | |
| SOL | $T(\text{m}) =$ | 2 | |
| | $\bar{\sigma}_{\text{sol}}(\text{bars}) =$ | 2 | |
| | $RO_{\text{sol}}(\text{kn/m}^3) =$ | 16 | |
| BETON | $f_{c28}(\text{ars}) =$ | 250 | |
| | $ro(\text{kn/m}^3) =$ | 25 | |
| ACIER | $FeE(\text{bars}) =$ | 4000 | |

$B > A$

| | | | |
|------------------|---------------------|-----|-----|
| DIMENSION | $B(\text{cm}) \geq$ | 114 | 210 |
| | $A(\text{cm}) \geq$ | 114 | 210 |
| | $H(\text{cm}) \geq$ | 50 | 60 |
| | $e(\text{cm}) \geq$ | 20 | 25 |

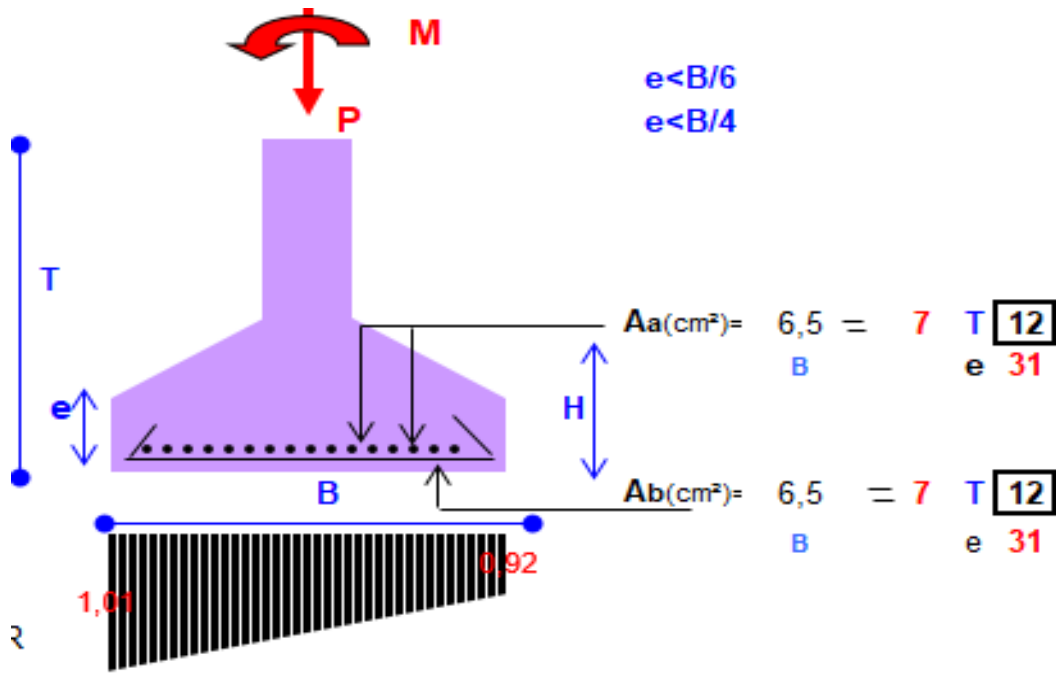


Diagramme trapézoïdal

4 Etude de la semelle centrale :

| | | ELS | ELU |
|---------------|------------------------------|------|------|
| CHARGE | P(kn)= | 945 | 1292 |
| | M(kn.m)= | 21 | 24 |
| POTEAU | b(cm)= | 30 | |
| | a(cm)= | 30 | |
| SOL | T(m)= | 2 | |
| | $\bar{\sigma}_{sol}$ (bars)= | 2 | |
| | RO _{sol} (kn/m3)= | 16 | |
| BETON | fc28(ars)= | 250 | |
| | ro(kn/m3)= | 25 | |
| ACIER | FeE(bars)= | 4000 | |

| | | B>A | |
|------------------|---------|---------------|-----|
| DIMENSION | B(cm) ≥ | 217 | 250 |
| | A(cm) ≥ | 217 | 250 |
| | H(cm) ≥ | 60 | 70 |
| | e(cm) ≥ | 20 | 25 |

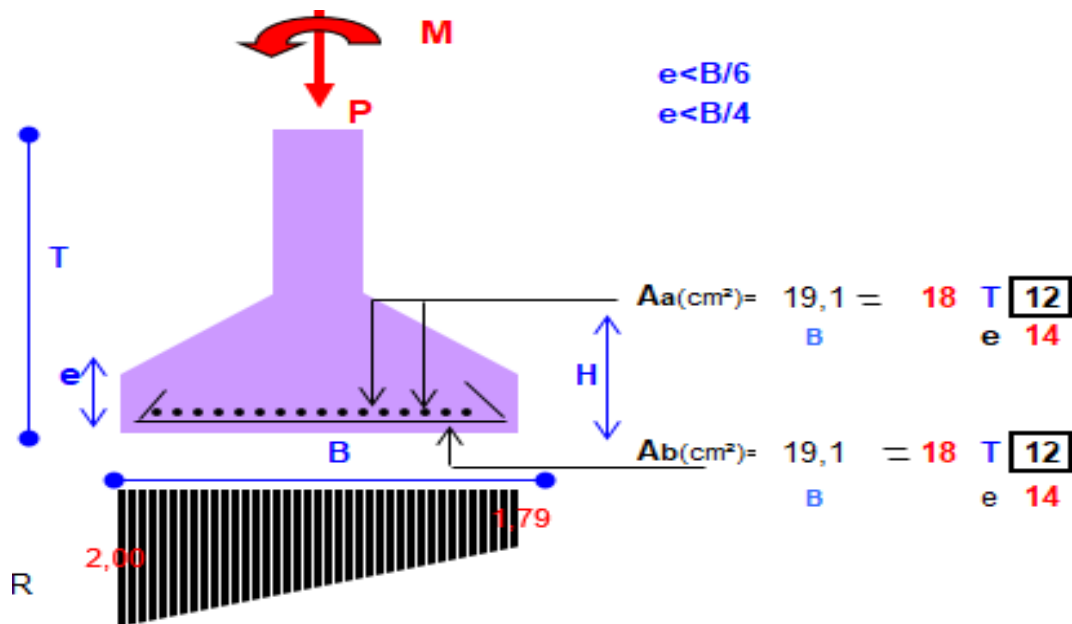


Diagramme trapézoïdal

5 ETUDE DES LONGRINES:

5.1 INTRODUCTION:

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'oppose au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

D'après le RPA 99, la dimension minimale de la section transversale de la Longrine est (25*30) cm pour le site de catégorie S2. On va choisir une section de (30*30) cm².

-Les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20KN$$

Avec:

N: Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Pour notre structure: $N_{max} = 1169,73 \text{ KN}$, $\alpha = 15$, $F = 77,982 \text{ KN}$.

5.2 CALCUL DE FERRAILLAGE :

5.2.1 DETERMINATION DE A_{st} :

$$A_{st} \geq \frac{N_u}{\delta \sigma_t} \Rightarrow A_{st} \geq 2,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min}} = 0,6\% B \Rightarrow A_{st \text{ min}} = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend : } A_{st} = 4T_{14} = 6,16 \text{ cm}^2$$

5.2.2 CONDITION DE NON FRAGILITÉ:

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \frac{b d f_{t28}}{f_e} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$A_{st} > 0,98 \text{ cm}^2$ donc la condition est vérifiée

5.2.3 DIAMÈTRE DES ARMATURES TRANSVERSALES :

En traction les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce.

Donc on prend:

$$\phi_t = \phi_6$$

5.2.4 L'ESPACEMENT DES CADRES :

D'après le RPA 99:

$$s_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15 \phi_t) = 20 \text{ cm} \Rightarrow s_t = 20 \text{ cm}$$

1 L'effet dynamique du réservoir sur la structure

1.1 Introduction :

Dans cette deuxième partie du projet, notre travail consiste à étudier un réservoir surélevé e au niveau de la terrasse. Les réservoirs sont des ouvrages dont le calcul est assimilé à celui des piscines, La paroi constituant le fond du bassin peut être directement posée sur le sol ou être supportée par des éléments porteurs.

En raison des interactions fluide-structure, le comportement sismique des réservoirs surélevés présente un phénomène complexe. Le dimensionnement de telle structure nécessite une connaissance approfondie de leur comportement sismique ainsi que des facteurs qui l'affectent. Parmi ces facteurs on peut distinguer, l'effet des conditions de pose, l'effet de site, l'effet de l'interaction sol-structure et l'effet d'interaction fluide-structure.

Une analyse de la réponse sismique des structures telles que des réservoirs de stockage, nécessite la considération des effets d'interaction fluide-structure. Cet effet peut introduire des modifications des caractéristiques modales de la structure, telles que les modes propres de vibration. La nature d'un ouvrage telle qu'un réservoir surélevée nécessite de faire une étude ayant pour but de déterminer les caractéristiques de son comportement lorsqu'elle est sollicitée par un séisme.

Dans notre projet, il est question d'étudier un réservoir surélevée en béton armé d'une capacité de 21,285 m³, de 3,30 m de largeur et 4,30m de longueur.

Notre objectif est d'étudier l'effet de l'eau du réservoir sur le comportement de la structure.

2 Interaction fluide-structure :

L'étude des problèmes d'interaction fluide-structure est un sujet d'actualité. Divers domaines de la recherche sont confrontés à ces problématiques. En pratique, un grand nombre de d'ouvrages font intervenir des phénomènes d'interaction fluide-structure à titre d'exemple :

Réservoirs partiellement remplis de liquide subissant l'effet de ballonnement de la Surface libre du liquide.

-Ponts suspendus, gratte-ciel et câbles vibrants sous l'effet de vent

-Le flottement des ailes d'avion

-En biomécanique, la déformation des vaisseaux sanguins sous l'effet du rythme

Cardiaque...

L'interaction fluide-structure s'intéresse au comportement d'un système constitué par deux entités considérées comme une structure mobile (rigide ou déformable) et un fluide (en écoulement ou au repos) autour ou à l'intérieur de la structure. L'évolution de chacune de ces entités qui dépendent l'une de l'autre peut faire apparaître un phénomène de couplage. Plus précisément, le mouvement de la structure est influencé par l'écoulement du fluide à travers les efforts transmis l'interface, et réciproquement, le mouvement de la structure influence l'écoulement du fluide par les déplacements de l'interface qui entraîne le fluide dans son mouvement.

3 Quelques méthodes de prise en compte de l'interaction fluide-structure :

Les méthodes proposées pour la prise en compte de l'interaction fluide-structure sont diverses. Parmi elles, Méthode de masse ajoutée, méthode de HOUSNER, les recommandations de l'Eurocode-8 et la méthode des éléments finis.

Dans ce travail deux méthodes vont être utilisées pour la modélisation du réservoir à savoir la méthode de HOUSNER et les recommandations de l'Eurocode-8

3.1 Méthode de masse ajoutée "Added mass" de WESTERGAARD:

Si on prend comme hypothèses un fluide incompressible et une structure rigide, beaucoup de problèmes d'interaction fluide structure pourront être résolus en remplaçant le fluide par des masses ajoutées. Dans ces modèles, l'effet du fluide non compressible peut être simplement pris en compte par l'ajout des masses fictives sans rigidité appropriées à chaque nœud de contact structure-fluide. La pression hydrodynamique est supposée nulle au niveau de la surface libre (pas de ballotement) et dans tout le domaine loin de l'interface fluide-réservoir. WESTERGAARD a été le premier à introduire le concept de masses ajoutées pour les barrages. Il a proposé de représenter le volume d'eau par un tronçon de parabole. Les hypothèses sur lesquelles repose cette méthode sont :

- Le barrage est rigide ;
- La face amont est un plan vertical ;
- Le liquide est incompressible ;
- Le réservoir est étendu à l'infini dans la direction amont.

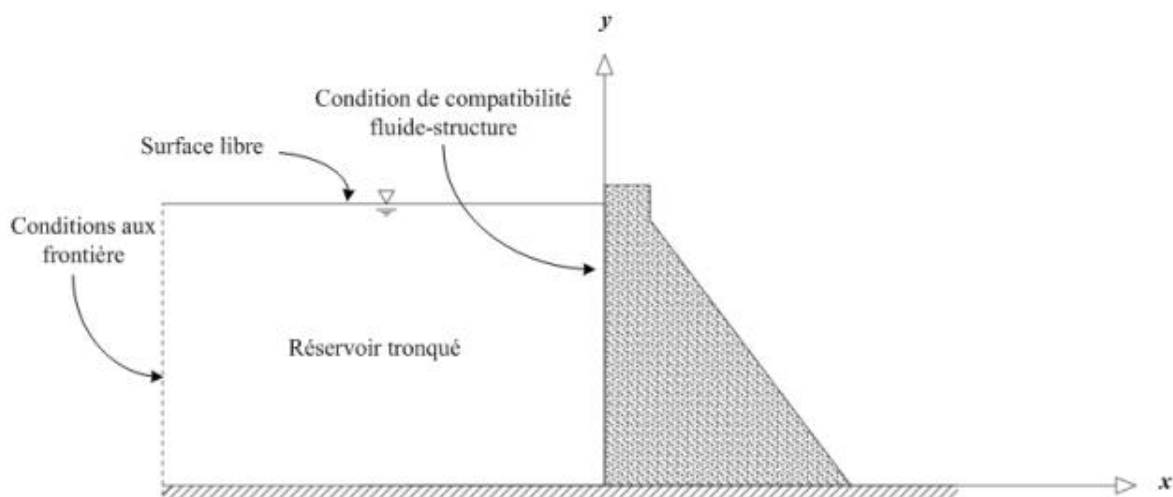


FIGURE 5:REPRESENTATION DE LA MASSE AJOUTEE DE WESTERGAARD

Westergaard a présenté une équation approximative pour la distribution parabolique de la force hydrostatique s posée son barrage rigide :

$$P_w = \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{H(H - Z_i) \ddot{U}_g}$$

La masse oscillant avec le barrage représentant l'effet hydrodynamique de l'eau sur le barrage avec un parement amont approximativement vertical se calcule en fonction de la hauteur h selon l'équation de Westergaard Les valeurs des masses ajoutées aux nœuds de contact fluide-structure sont obtenues en utilisant l'expression suivante :

$$M_i = \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{H(H - Z_i) A_i}$$

Avec :

\ddot{U}_g : Accélération de sol

P_w : Pression hydrodynamique sur la face amont à la cote : à partir de la base

ρ_w : Masse volumique du fluide:

H : Niveau d'eau du réservoir :

Z : Cote de la partie immergée de la face amont;

M_i : Masse ajoutée;

A_i : Surface afférente du nœud i

3.2 Modèle de Housner :

Le modèle de Housner (1963) a été adopté pour l'analyse dynamique des réservoirs contenant des liquides avec la prise en compte du ballonnement de la surface libre. Les pressions hydrodynamiques induites par excitation sismique à la base sont séparées en deux parties :

- Une action passive provoquant des efforts d'impulsion.

.Une action active provoquant des efforts d'oscillation.

Ces dernières sont représentées sous forme de masses ajoutées localisées. La masse impulsive est supposée reliée rigidement à la paroi du réservoir et la masse ajoutée convective quant à elle est supposée reliée à la paroi du réservoir à l'aide de ressorts flexibles pour simuler l'effet du ballonnement.

Le modèle mécanique de HOUSNER est illustré par la figure suivante :

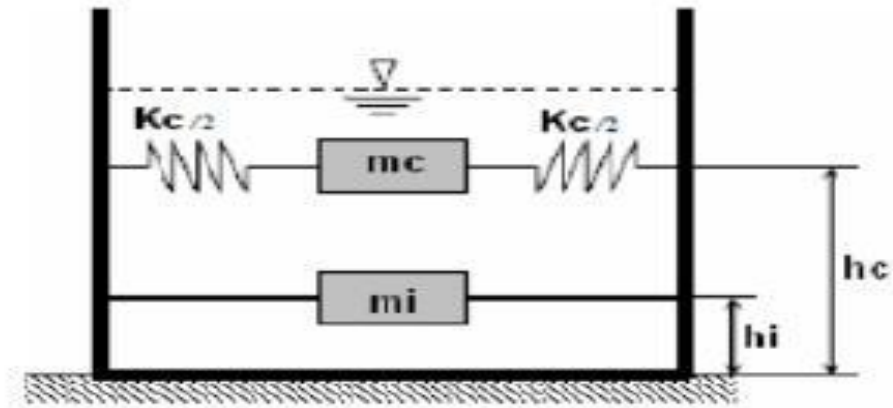


FIGURE 6: MODELE DE HOUSNER

Les expressions des masses équivalentes M_0 , M_2 et de la rigidité K ainsi que les hauteurs h_0 et h_1 sont données selon la forme du réservoir comme suit :

Pour un réservoir rectangulaire de longueur $2L$ et d'une profondeur d'eau H :

$$h_0 = \frac{3}{8} h$$

$$h_1 = h \left[1 - \frac{\cosh\left(1.84 \frac{h}{l}\right) - 1}{(1.84 \frac{h}{l}) \sinh\left(1.84 \frac{h}{l}\right)} \right]$$

$$M_0 = M \frac{\tanh \frac{1.7L}{h}}{\frac{1.7L}{h}}, M_1 = M \frac{0.83 \tanh \frac{1.6h}{L}}{\frac{1.6h}{L}}$$

$$K = 3M_1^2 \frac{gh}{ML^2}$$

Avec :

M : Masse totale du fluide ;

L : Largeur du récipient ;

g : Accélération gravitationnelle ;

h : hauteur totale de fluide ;

h : Localisation de la masse impulsive ;

h1 : Localisation de la masse convective ;

La masse totale du fluide :

$$M = 4.30 * 3.30 * 1.5 * 1 = 21.285t / m^3$$

Sens X-X :

$$2L = 3.30 \rightarrow L = 1.65m$$

$$h = 1.5m$$

Masse impulsive M_0 :

$$M_0 = 21.285 * \frac{\tanh \frac{1.7 * 1.65}{1.5}}{\frac{1.7 * 1.65}{1.5}} = 10.85t$$

Masse convective M_1 :

$$M_1 = 21.285 * \frac{0.83 \tanh \frac{1.6 * 1.5}{1.65}}{\frac{1.6 * 1.5}{1.65}} = 10.88t$$

Hauteur convective et impulsive h_0 et h_1 :

$$h_0 = \frac{3}{8} * 1.5 = 0.5625m$$

$$h_1 = 1.5 \left[1 - \frac{\cosh(1.84 \frac{1.5}{1.65}) - 1}{(1.84 \frac{1.5}{1.65}) \sinh(1.84 \frac{1.5}{1.65})} \right] = 0.886m$$

Rigidité convective K :

$$k = 3 * (10.88)^2 \frac{10 * 1.5}{21.285 * (1.65)^2} = 91,923 \text{KN} / \text{m} \rightarrow \frac{k}{2} = 45.96 \text{KN} / \text{m}^3$$

Sens Y-Y :

$$2L = 4.30 \rightarrow L = 2.15 \text{m}$$

$$h = 1.5 \text{m}$$

Masse impulsive M_0 :

$$M_0 = 21.285 * \frac{\tanh \frac{1.7 * 2.15}{1.5} \frac{1.5}{1.7 * 2.15}}{1.5} = 8.60 \text{t}$$

Masse convective M_1 :

$$M_1 = 21.285 * \frac{0.83 \tanh \frac{1.6 * 1.5}{2.15} \frac{2.15}{1.6 * 1.5}}{2.15} = 12.76 \text{t}$$

Hauteur convective et impulsive h_0 et h_1 :

$$h_0 = \frac{3}{8} * 1.5 = 0.5625 \text{m}$$

$$h_1 = 1.5 \left[1 - \frac{\cosh(1.84 \frac{1.5}{2.15}) - 1}{(1.84 \frac{1.5}{2.15}) \sinh(1.84 \frac{1.5}{2.15})} \right] = 0.838 \text{m}$$

Rigidité convective K :

$$k = 3 * (112.76)^2 \frac{10 * 1.5}{8.60 * (2.15)^2} = 184.30 \text{KN} / \text{m} \rightarrow \frac{k}{2} = 92.15 \text{KN} / \text{m}^3$$

4 Etude de l'influence du réservoir sur le comportement dynamique du Bâtiment :

Dans cette partie, une étude comparative de notre bâtiment avec différents étages (R+4, R+7, R+11) une fois sans réservoir et une autre fois avec un réservoir dans les trois positions :

4.1 Structure R+4 sans réservoir :

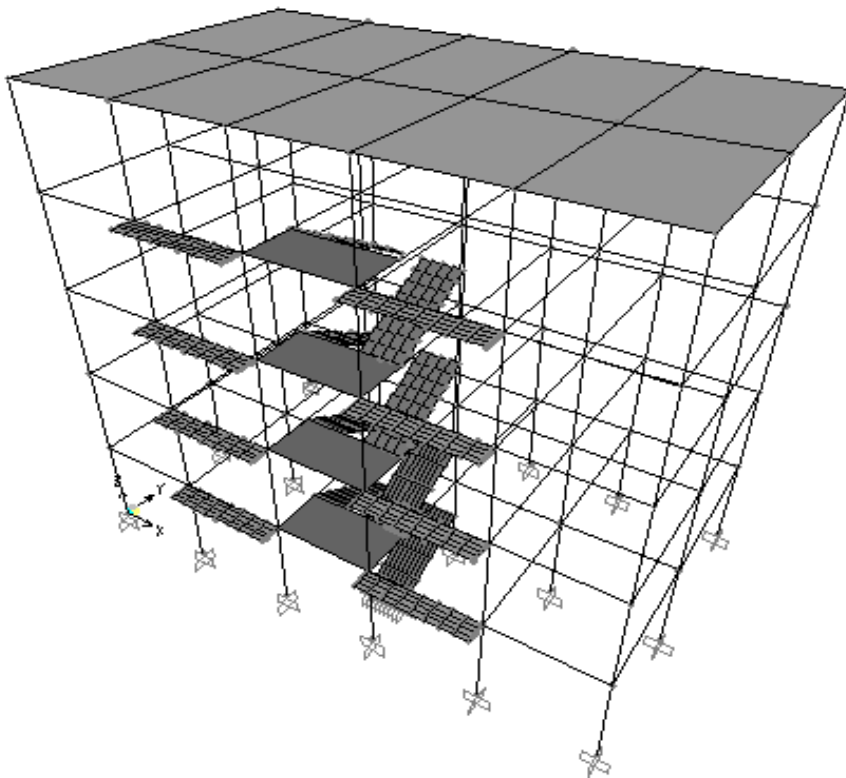


FIGURE 7: MODELISATION DE LA STRUCTURE SANS RESERVOIR

4.2 Structure R+4 avec réservoir (position 1) :

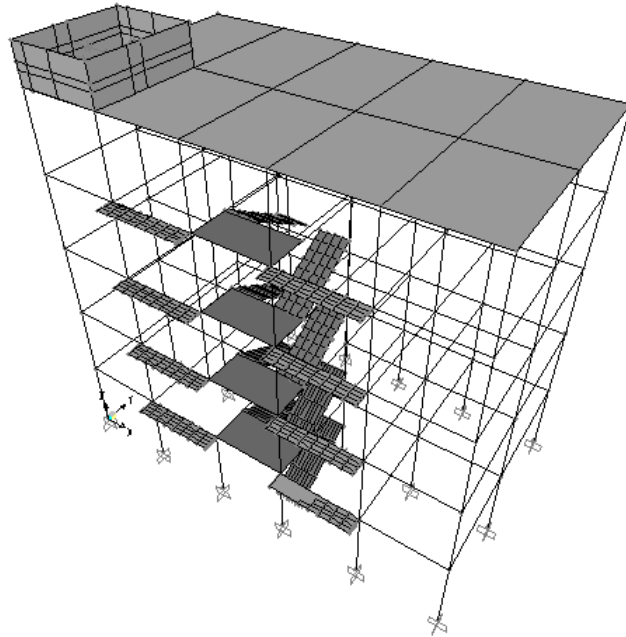


FIGURE 8 : MODELISATION DE LA STRUCTURE AVEC RESERVOIR (POSITION 1)

4.3 Structure R+4 avec réservoir (position 2) :

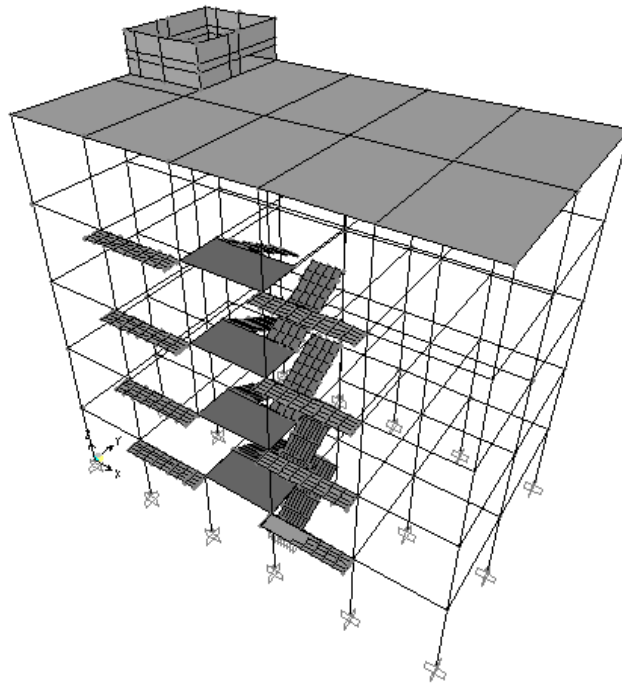


FIGURE 9 : MODELISATION DE LA STRUCTURE AVEC RESERVOIR (POSITION 2)

4.4 Structure R+4 avec réservoir (position 3) :

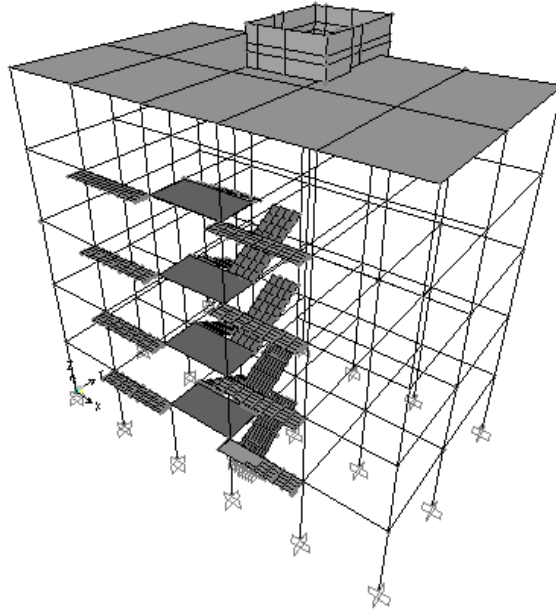


FIGURE 10 : MODELISATION DE LA STRUCTURE AVEC RESERVOIR (POSITION3)

Tableau : période en fonction de l'emplacement du réservoir(R+4)

| numéro de période | R+4 sans réservoir | R+4 position 1 | R+4 position 2 | R+4 position 3 |
|-------------------|--------------------|----------------|----------------|----------------|
| 1 | 0,577825 | 3,6893 | 3,689257 | 3,683849 |
| 2 | 0,550961 | 0,712435 | 0,70692 | 1,399901 |
| 3 | 0,516396 | 0,650397 | 0,654258 | 0,606649 |
| 4 | 0,190242 | 0,570705 | 0,579666 | 0,55561 |
| 5 | 0,180206 | 0,326656 | 0,318198 | 0,322343 |
| 6 | 0,177429 | 0,263227 | 0,265328 | 0,277129 |
| 7 | 0,111857 | 0,204075 | 0,209617 | 0,218334 |
| 8 | 0,107015 | 0,164837 | 0,160863 | 0,158348 |
| 9 | 0,105269 | 0,145126 | 0,145506 | 0,145225 |
| 10 | 0,079958 | 0,125998 | 0,125996 | 0,134327 |
| 11 | 0,077686 | 0,114893 | 0,116351 | 0,12594 |
| 12 | 0,076576 | 0,094864 | 0,094313 | 0,114693 |

Le tableau représente la variation des douze premières périodes de la structure R+4 en fonction de la présence et de la position du réservoir, il est clair que la présence du réservoir augmente la période de la structure.

La différence des périodes entre les différents positions du réservoir est très faible cela est dû au faite que le structure est régulière.

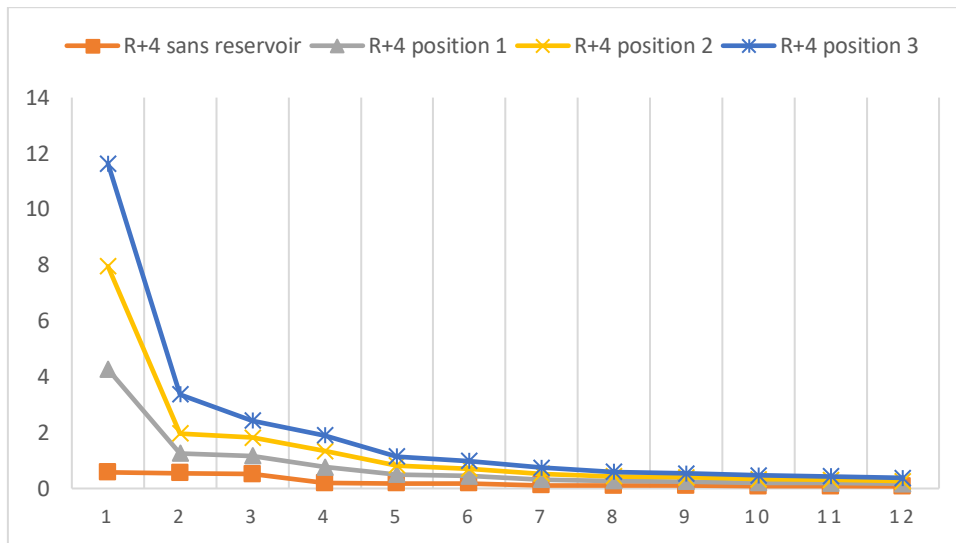


FIGURE 11 : EFFET DE LA POSITION DU RESERVOIR SUR LA PERIODE DU BATIMENT R+4

***Remarque :** on a pris les mêmes positions du réservoir pour les autres structures (R+7, R+11).

| numéro de période | R+7sans réservoir | Période r+7 position 1 | R+7 position 2 | R+7 position 3 |
|-------------------|-------------------|------------------------|----------------|----------------|
| 1 | 0,955092 | 3,698836 | 3,698639 | 3,688669 |
| 2 | 0,892493 | 1,032346 | 1,026995 | 1,013297 |
| 3 | 0,876911 | 0,994388 | 0,997873 | 0,942298 |
| 4 | 0,312439 | 0,89071 | 0,896704 | 0,911954 |
| 5 | 0,292517 | 0,397446 | 0,390637 | 0,389285 |
| 6 | 0,285904 | 0,340331 | 0,341682 | 0,345823 |
| 7 | 0,182105 | 0,320486 | 0,328479 | 0,312414 |
| 8 | 0,171509 | 0,262749 | 0,256488 | 0,252182 |
| 9 | 0,167618 | 0,222972 | 0,225304 | 0,229537 |
| 10 | 0,14634 | 0,188903 | 0,187995 | 0,183083 |
| 11 | 0,137459 | 0,166152 | 0,171328 | 0,163101 |
| 12 | 0,12769 | 0,157777 | 0,153052 | 0,157291 |

Tableau : période en fonction de l'emplacement du réservoir(R+7)

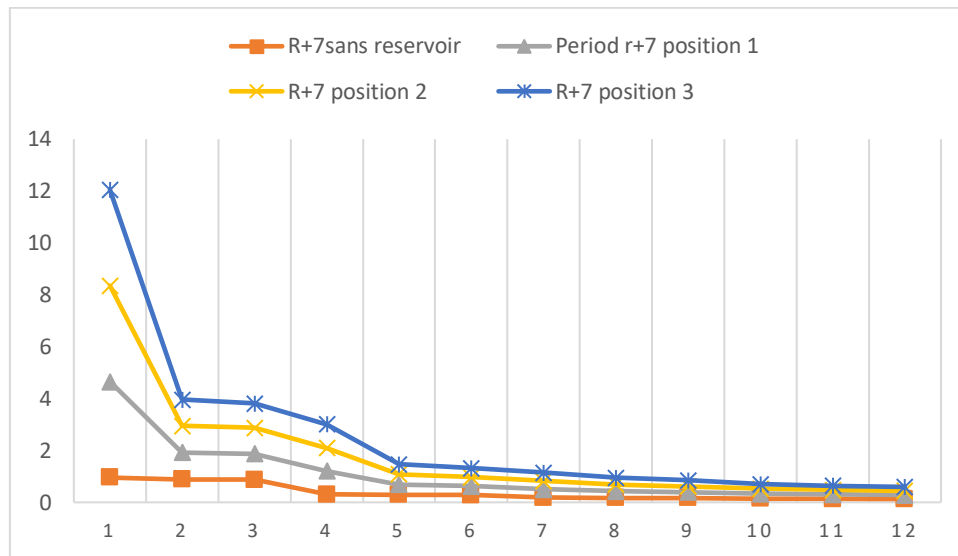


FIGURE 12 : EFFET DE LA POSITION DU RESERVOIR SUR LA PERIODE DU BATIMENT R+7

| numéro de période | R+11 sans réservoir | R+11 position 1 | R+11 position 2 | R+11 position 3 |
|-------------------|---------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 1 | 1,456437 | 3,712101 | 3,711792 | 3,695335 |
| 2 | 1,382504 | 1,513911 | 1,507955 | 1,505505 |
| 3 | 1,33926 | 1,442465 | 1,447551 | 1,386328 |
| 4 | 0,479942 | 1,339353 | 1,343917 | 1,355686 |
| 5 | 0,443185 | 0,519006 | 0,511064 | 0,510068 |
| 6 | 0,437444 | 0,476896 | 0,482815 | 0,473967 |
| 7 | 0,279782 | 0,459718 | 0,463374 | 0,456545 |
| 8 | 0,261358 | 0,350417 | 0,345541 | 0,344371 |
| 9 | 0,250678 | 0,295241 | 0,297714 | 0,300477 |
| 10 | 0,196459 | 0,278375 | 0,28099 | 0,272651 |
| 11 | 0,183763 | 0,249651 | 0,245682 | 0,241582 |
| 12 | 0,178605 | 0,218102 | 0,219921 | 0,223543 |

Tableau : période en fonction de l'emplacement du réservoir(R+11)

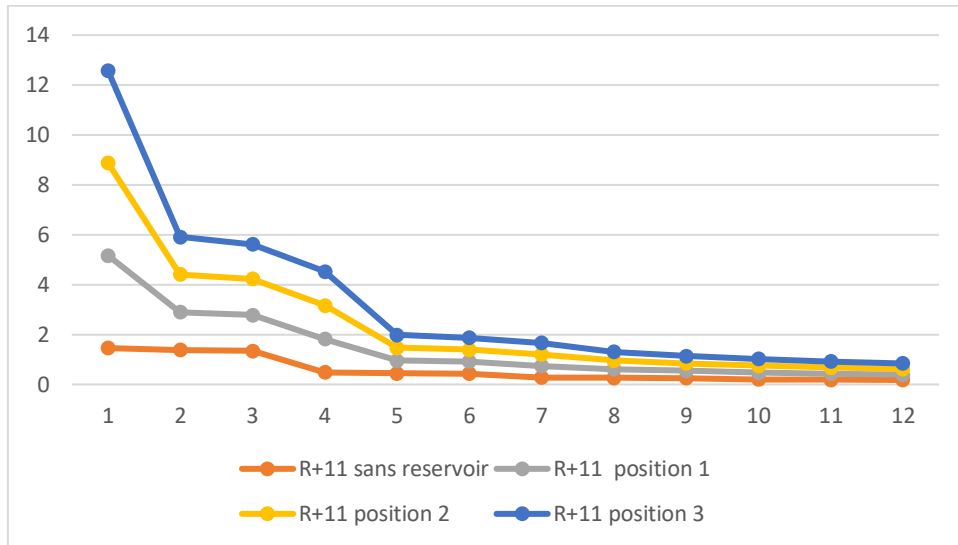


FIGURE 13 : EFFET DE LA POSITION DU RESERVOIR SUR LA PERIODE DU BATIMENT R+11

Remarque : Les figures Représente la variation de période en fonction de position du réservoir dans les trois structures(R+4, 7,11), on remarque que la période reste très faible dans l'absence du réservoir par contre dans le cas de la présence du réservoir on aura une augmentation importante de la période.

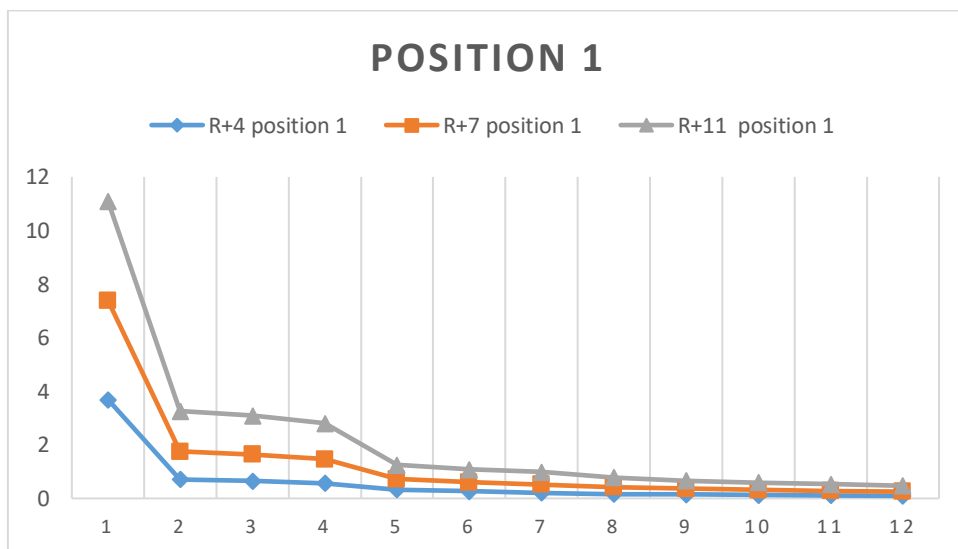


FIGURE 14 : EFFET DE NUMERO D'ETAGE SUR LA PERIODE DE LA STRUCTURE AVEC UN RESERVOIR

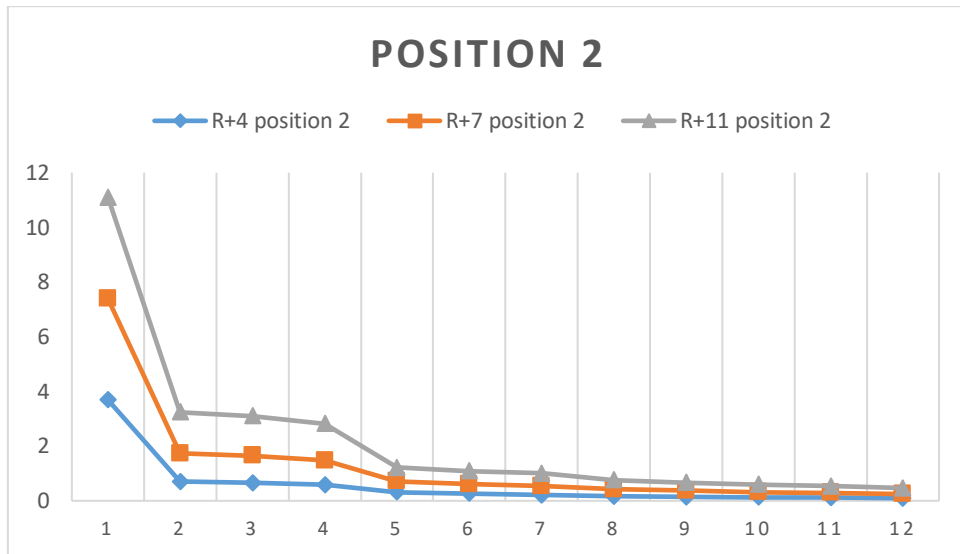


FIGURE 15 : EFFET DE NUMERO D'ETAGE SUR LA PERIODE DE LA STRUCTURE AVEC UN RESERVOIR

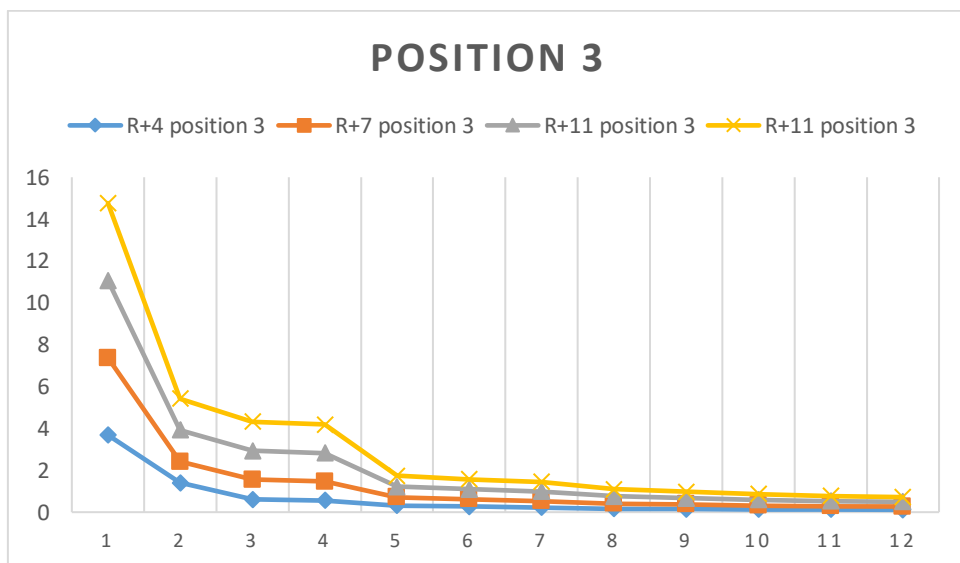


FIGURE 16 : EFFET DE NUMERO D'ETAGE SUR LA PERIODE DE LA STRUCTURE AVEC UN RESERVOIR

Remarque : Les figures Représente la variation de période en fonction de nombre d'étages, on remarque que il y'a une légère augmentation Dans les 12 périodes.

Tableau : les efforts tranchant à la base

| | | Effort tranchant a la base | Combinaison d'action | M max | Combinaison d'action |
|------|----------------|----------------------------|------------------------------|------------|----------------------|
| R+4 | Sans réservoir | 17,921 | G+Q+EY 0,8G+EY 0,8G-EY | 71 879,04 | G+Q+EX |
| | Position 1 | 26,01 | G+Q+EY 0,8G+EY 0,8G-EY | 94407,311 | G+Q+EX |
| | Position 2 | 25,376 | G+Q+EY 0,8G+EY 0,8G-EY | 94386,7168 | G+Q+EX |
| | Position 3 | 29,213 | G+Q+EY 0,8G+EY 0,8G-EY | 95897,421 | G+Q+EX |
| R+7 | Sans réservoir | 20,075 | G+Q+EY 0,8G+EY 0,8G-EY | 109985 | G+Q+EX |
| | Position 1 | 26,902 | G+Q+EY 0,8G+EY 0,8G-EY | 137504,155 | G+Q+EX |
| | Position 2 | 27,005 | G+Q+EY 0,8G+EY 0,8G-EY | 137514 | G+Q+EX |
| | Position 3 | 28,676 | G+Q+EY 0,8G+EY 0,8G-EY | 139038,79 | G+Q+EX |
| R+11 | Sans réservoir | 22,752 | G+Q+EY 0,8G+EY 0,8G-EY | 167415,75 | G+Q+EX |
| | Position 1 | 28,676 | G+Q+EY 0,8G+EY 0,8G-EY | 194978 | G+Q+EX |
| | Position 2 | 28,711 | G+Q+EY 0,8G+EY 0,8G-EY | 194989,46 | G+Q+EX |
| | Position 3 | 29,947 | G+Q+EY 0,8G+EY 0,8G-EY | 196516,43 | G+Q+EX |

Remarque : d'après le tableau de variation de l'effort tranchant à la base en fonction de la présence et de positionnement du réservoir que :

- La présence du réservoir augmente l'effort tranchant à la base
- La différence de l'effort tranchant à la base entre les différentes positions du réservoir est négligeable.
- Pour les différents cas étudiés, la combinaison d'action qui donne le maximum d'effort tranchant à la base est $G+Q+EX$.

5 Conclusion :

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés à l'évaluation du comportement dynamique des structures avec la présence des réservoirs surélevés. Les effets de l'eau et de l'interaction fluide-structure ont été examinés à travers le calcul des périodes propres, de variation des efforts tranchants à la base.

A cet effet, différents modèles ont été utilisés, les résultats obtenus ont montré essentiellement

Que :

*La prise en compte de fluide, dans les modèles fait augmenter la période du mode fondamentale. Ce résultat est prévisible du moment que l'eau ne fait qu'ajouter de la masse à la structure sans renforcer (augmenter) sa rigidité.

1 Conclusion générale :

Notre travail a deux objectifs et se divise en deux grandes parties suivantes : La première partie consiste en un calcul modal spectral détaillé d'une structure en béton armé (R+4) située à Ain témouchent, Modélisation par éléments finis du bâtiment à l'aide du logiciel SAP 2000.

Cette partie nous permet de mettre en œuvre l'apprentissage théorique dans le cycle de formation, tout en apprenant différentes techniques de calcul, concepts et règles du domaine d'étude, nous comprenons à quel point il est important d'analyser la structure avant le calcul, car cela nous permet d'avoir une bonne conception sismique.

Dans cette partie, nous utilisons des logiciels de dessin assisté par ordinateur (Auto CAD) et de calcul (SAP2000) pour effectuer une analyse dynamique de la structure afin de déterminer la contrainte et le ferrailage les plus défavorables des éléments résistants aux efforts, et des logiciels (socotec, robot) pour calculer le sol et la fondation.

La deuxième partie étudie l'influence de l'existence de réservoirs horizontaux en terrasses sur le comportement dynamique d'un même ouvrage par analyse modale spectrale. La méthode utilisée pour la modélisation des réservoirs est la méthode HOUSNER

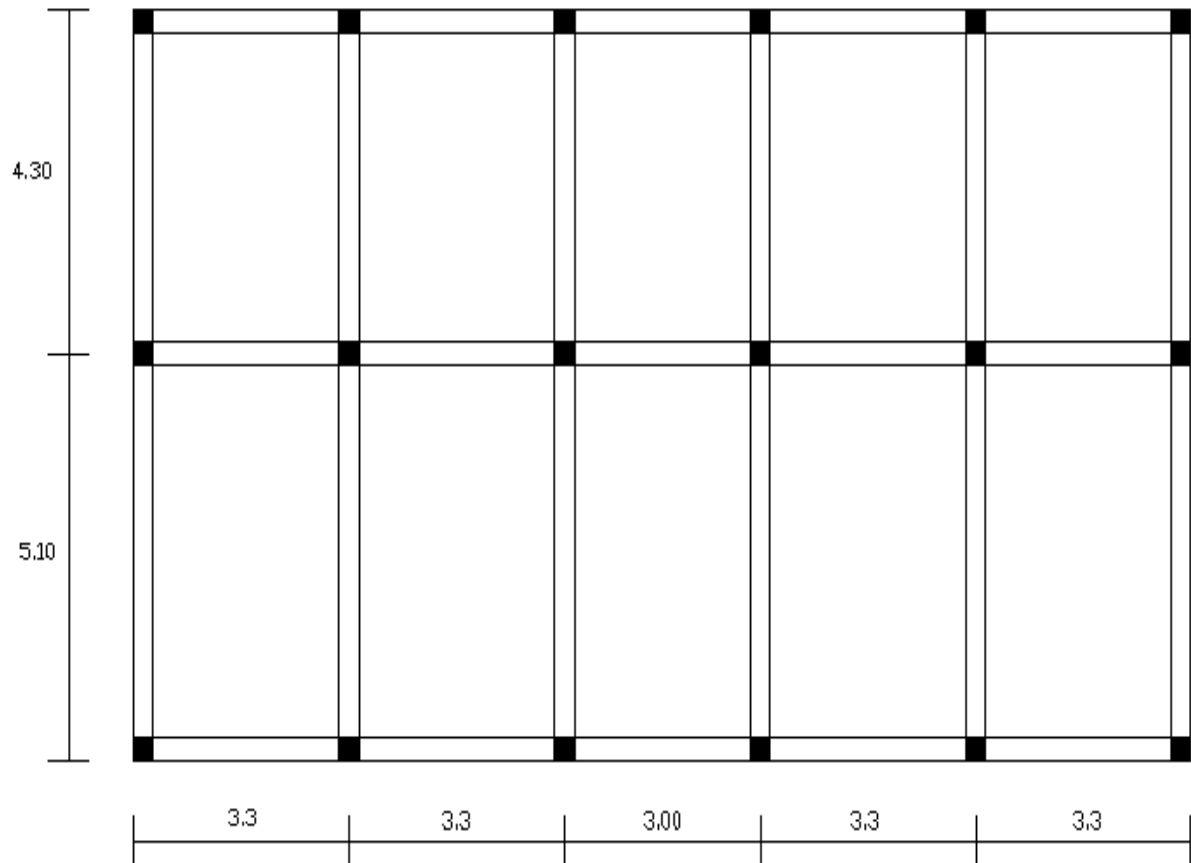
Une étude comparative entre les trois structures (R+4, 7,11) a été établie et on a constaté une augmentation importante de la période et de l'effort tranchant à la base lorsque on ajoute le réservoir au niveau du terrasse dans la différente position.

Références bibliographiques

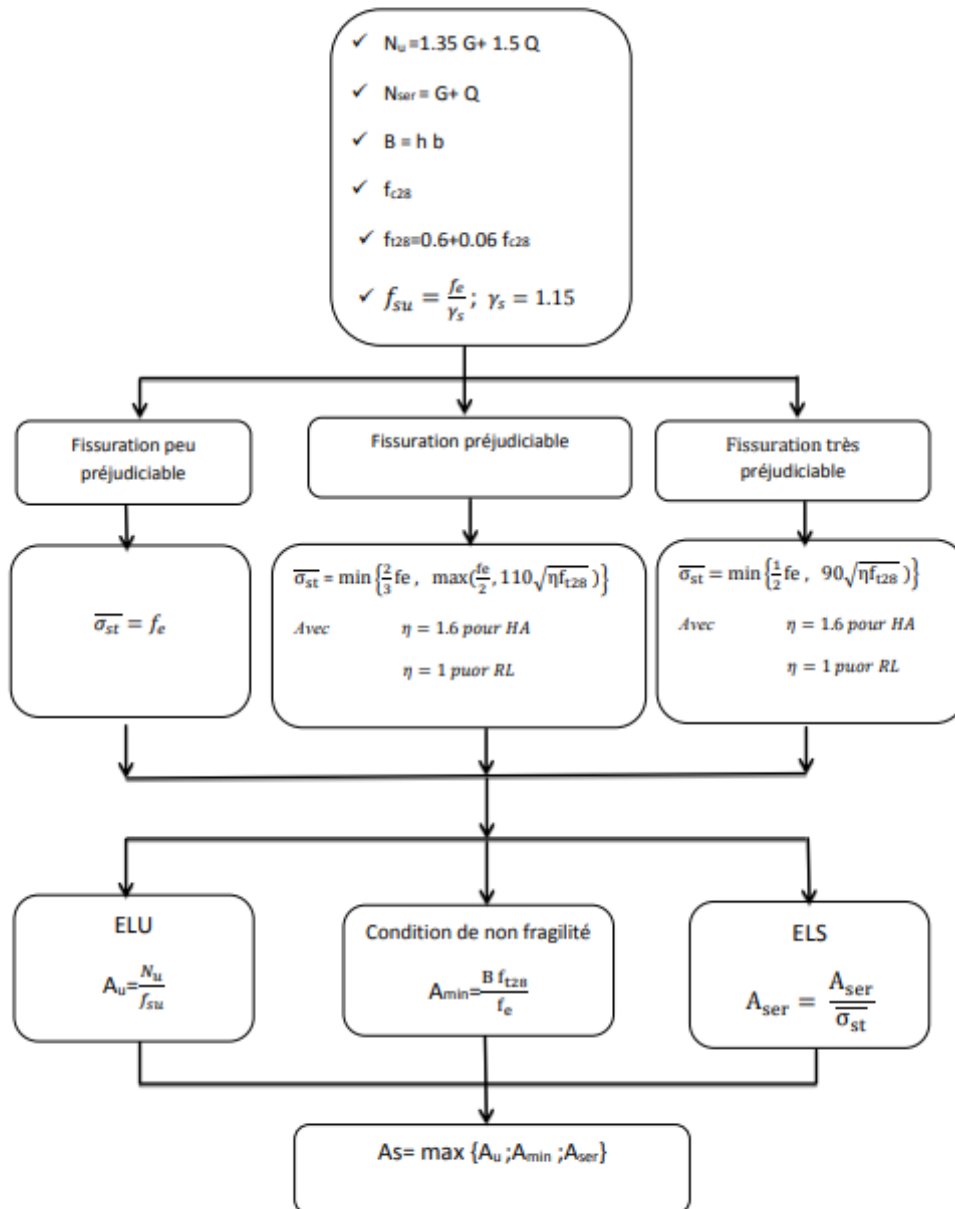
- [BAEL 91] Jean-Pierre Mougins, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié99, deuxième édition enrôles 2000.
- [RPA99version 2003] Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003
- [CBA 93] Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.
- [DTR B.C 2.2] Document technique règlementaire, Charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- [JEAN Perchât et JEAN Roux] Pratique du BAEL 91, cours avec exercices corrigés, quatrième Edition.
- [Y.CHERAIT] Calcul des ouvrages en béton armé, règles CB493 RPA2003
- [R.Taleb et B.Eldjouzi] Dimensionnement des voiles en béton armé.
- Cours de béton armé, 3éme et 1'ère année master génie civil(UBBAT).
- projet fin d'étude (étude d'un bâtiment R+4)[baghli.A].

Logiciels utilisés :

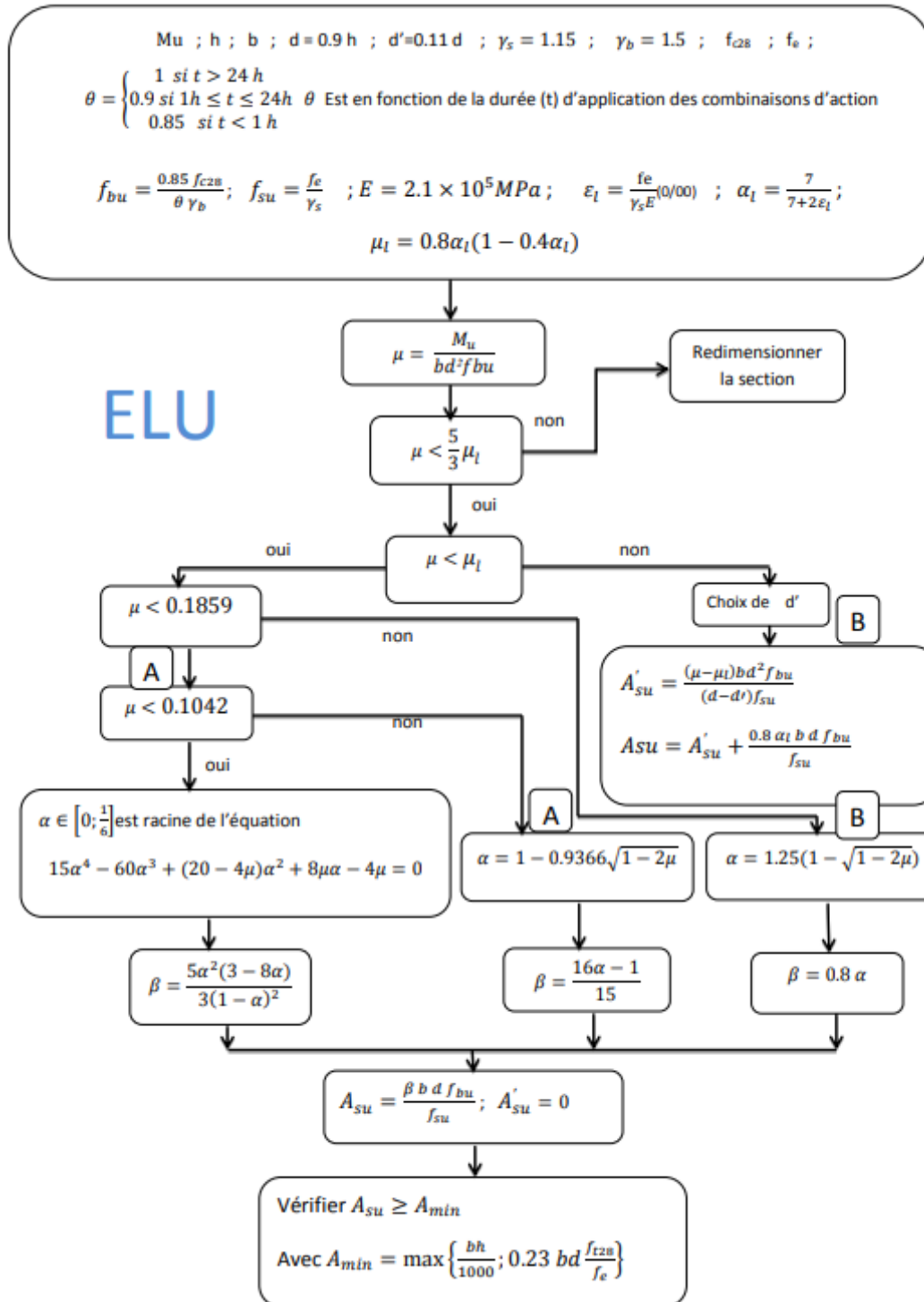
- SAP2000 version14.
- AUTOCAD 2008.
- SOCOTEC, ROBOT.
- EXCEL 2013.
- Word 2013.

Plancher de structure :

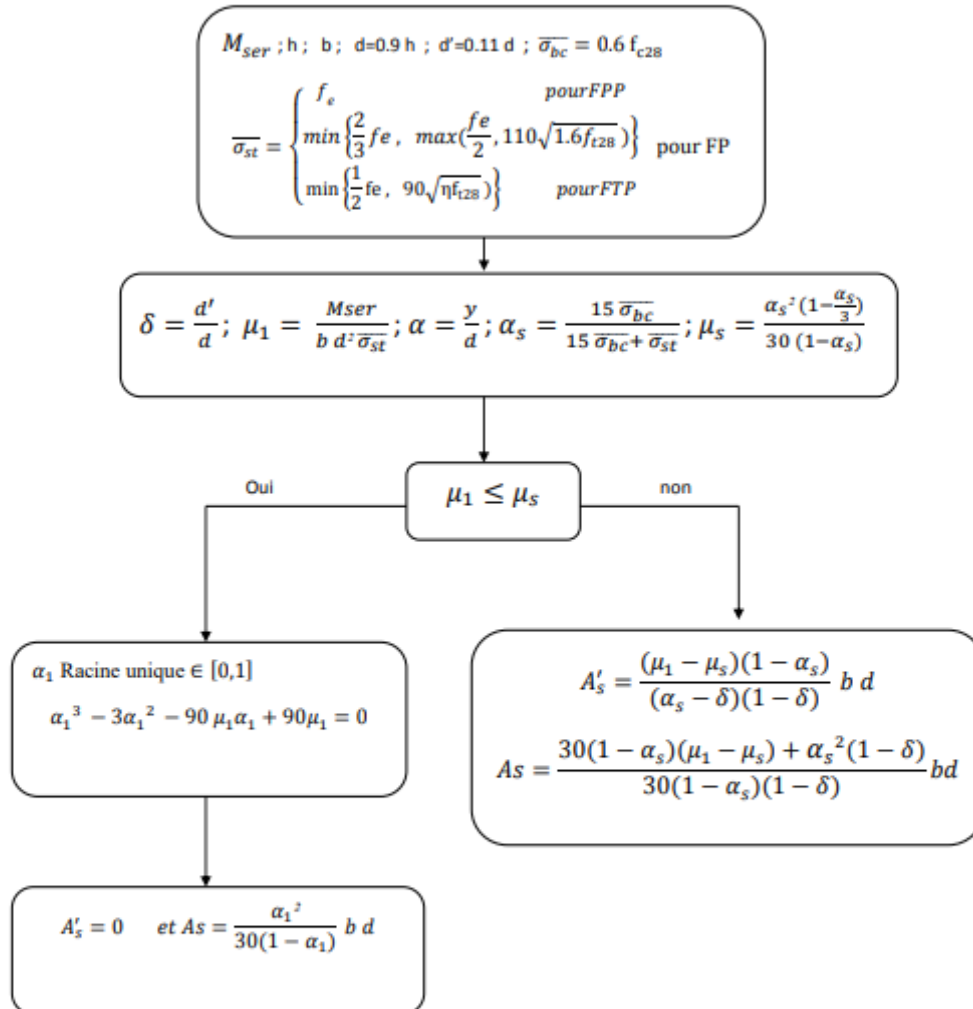
Organigramme de traction simple :



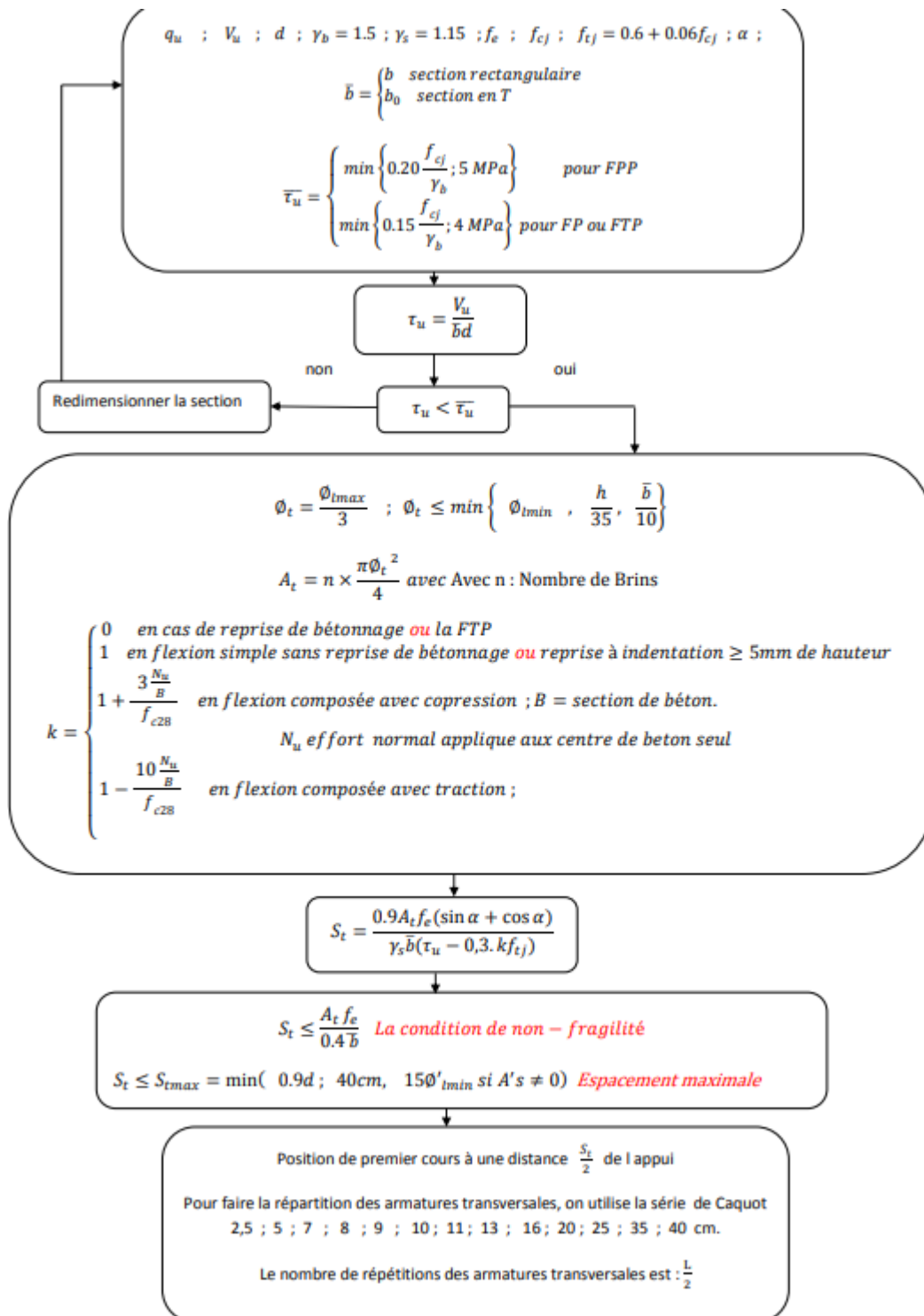
Organigramme de flexion simple section rectangulaire(BAEL99) :



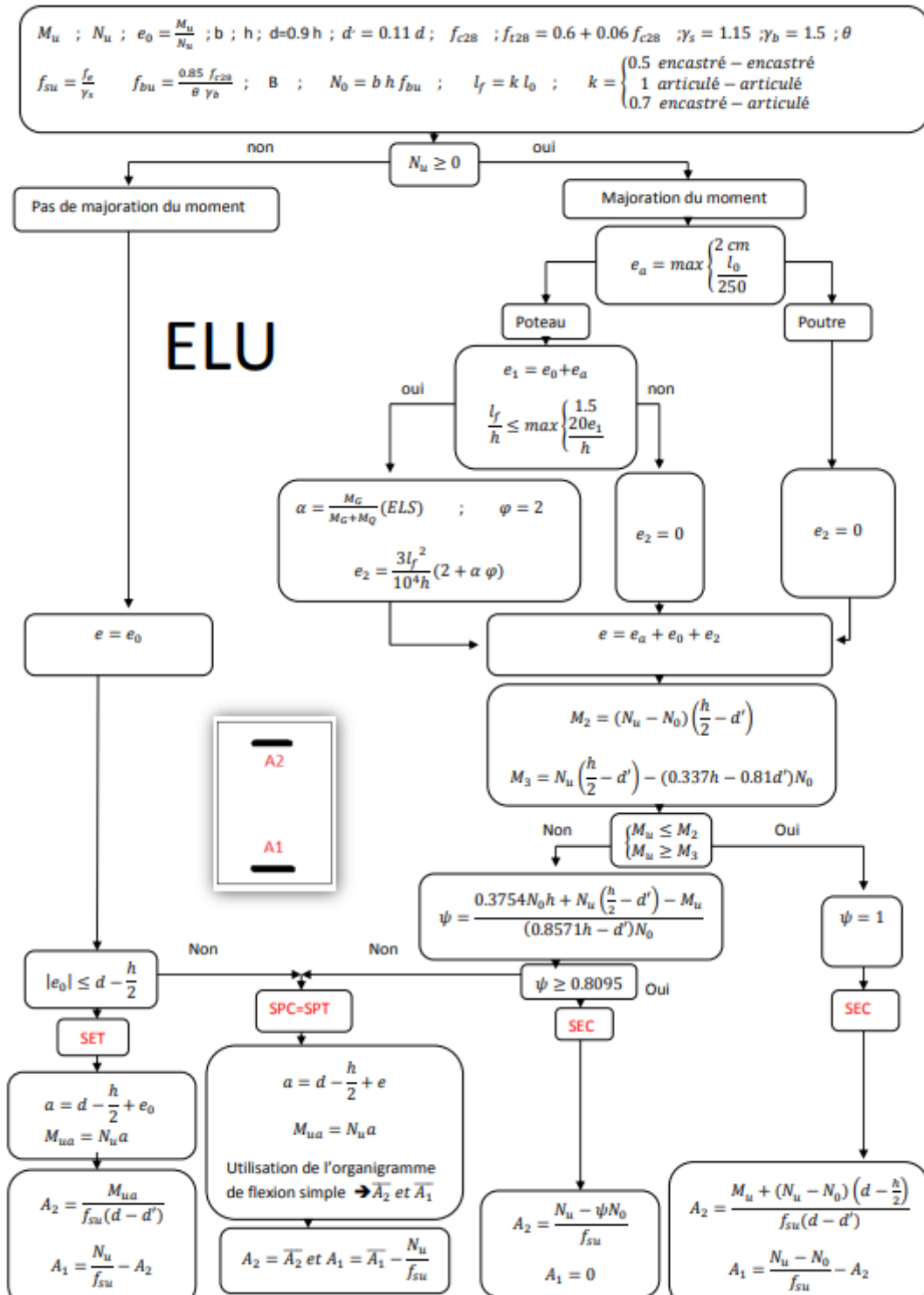
Flexion simple à l'E.L.S d'une section rectangulaire



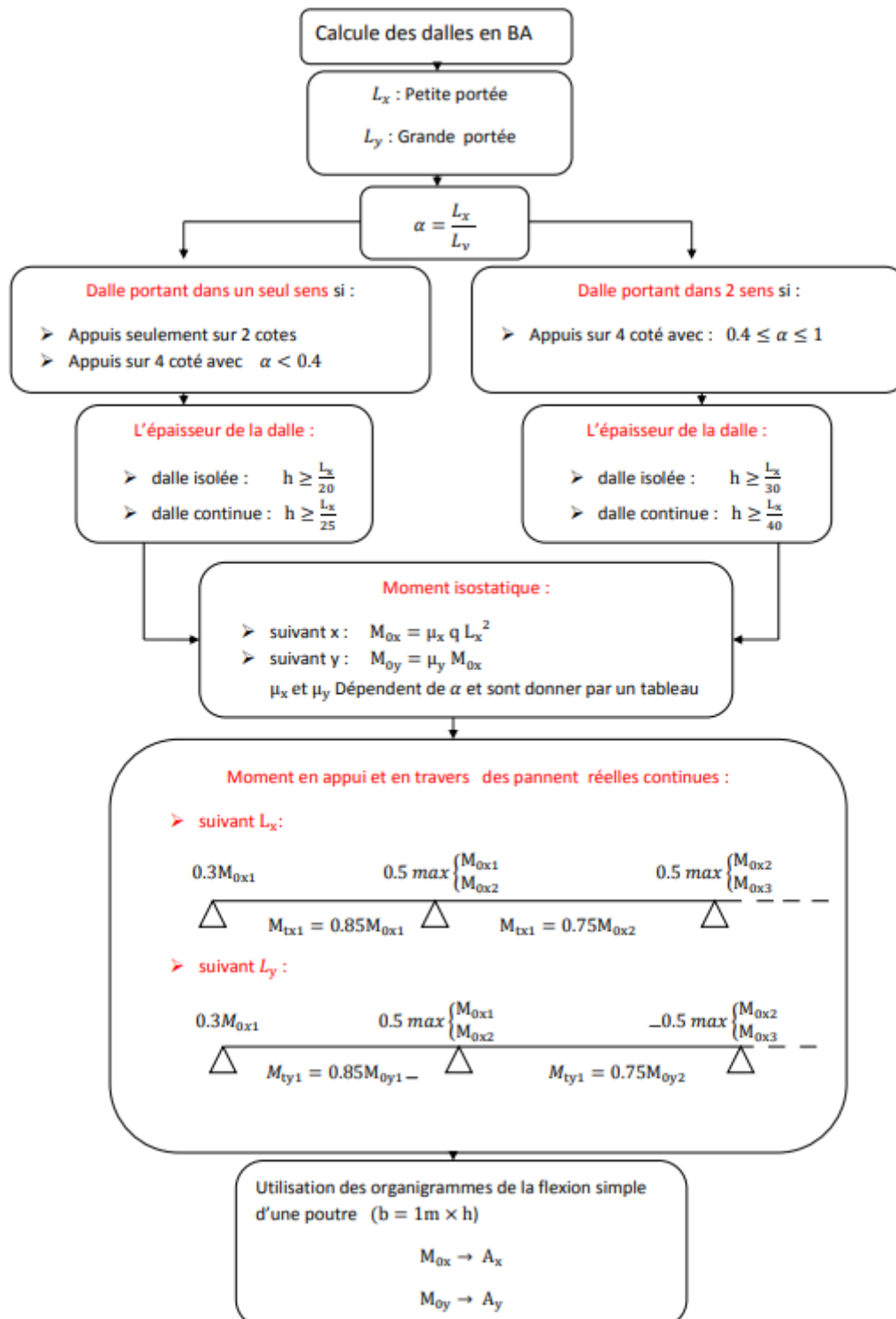
Organigramme d'effort tranchant :

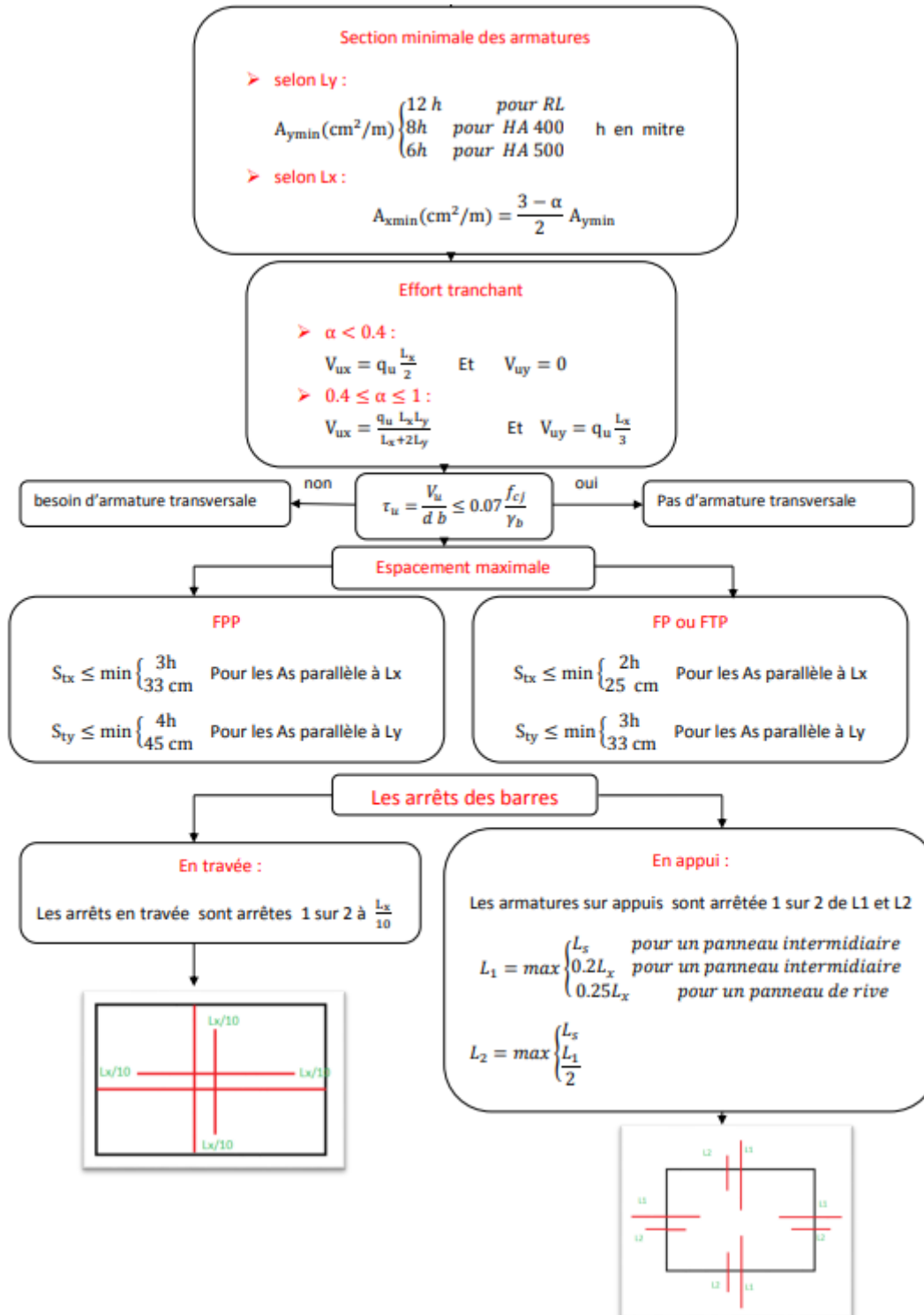


Organigramme de flexion composée section rectangulaire(BAEL99) :

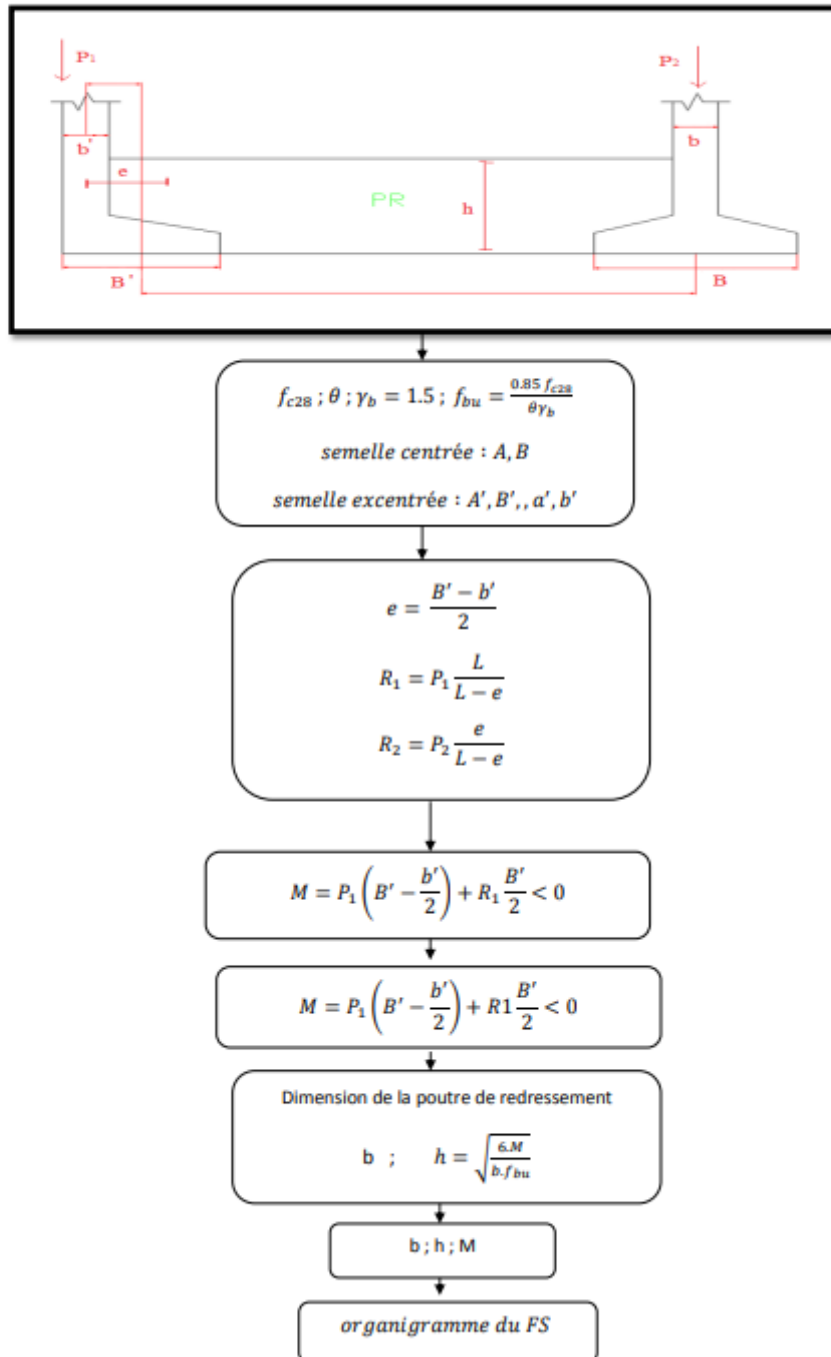


Organigramme de calcul des dalle en BA (BAEL99) :





Organigramme de poutre de redressement (BAEL99) :



Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre \emptyset en mm

| \emptyset | 5 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 32 | 40 |
|-------------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 0,20 | 0,28 | 0,50 | 0,79 | 1,13 | 1,54 | 2,01 | 3,14 | 4,91 | 8,04 | 12,57 |
| 2 | 0,39 | 0,57 | 1,01 | 1,57 | 2,26 | 3,08 | 4,02 | 6,28 | 9,82 | 16,08 | 25,13 |
| 3 | 0,59 | 0,85 | 1,51 | 2,36 | 3,39 | 4,62 | 6,03 | 9,42 | 14,73 | 24,13 | 37,70 |
| 4 | 0,79 | 1,13 | 2,01 | 3,14 | 4,52 | 6,16 | 8,04 | 12,57 | 19,64 | 32,17 | 50,27 |
| 5 | 0,98 | 1,41 | 2,51 | 3,93 | 5,65 | 7,70 | 10,05 | 15,71 | 24,54 | 40,21 | 62,83 |
| 6 | 1,18 | 1,70 | 3,02 | 4,71 | 6,79 | 9,24 | 12,06 | 18,85 | 29,45 | 48,25 | 75,40 |
| 7 | 1,37 | 1,98 | 3,52 | 5,50 | 7,92 | 10,78 | 14,07 | 21,99 | 34,36 | 56,30 | 87,96 |
| 8 | 1,57 | 2,26 | 4,02 | 6,28 | 9,05 | 12,32 | 16,08 | 25,13 | 39,27 | 64,34 | 100,5 |
| 9 | 1,77 | 2,54 | 4,52 | 7,07 | 10,18 | 13,85 | 18,10 | 28,27 | 44,18 | 72,38 | 113,1 |
| 10 | 1,96 | 2,83 | 5,03 | 7,85 | 11,31 | 15,39 | 20,11 | 31,42 | 49,09 | 80,42 | 125,7 |
| 11 | 2,16 | 3,11 | 5,53 | 8,64 | 12,44 | 16,93 | 22,12 | 34,56 | 54,00 | 88,47 | 138,2 |
| 12 | 2,36 | 3,39 | 6,03 | 9,42 | 13,57 | 18,47 | 24,13 | 37,70 | 58,91 | 96,51 | 150,8 |
| 13 | 2,55 | 3,68 | 6,53 | 10,21 | 14,70 | 20,01 | 26,14 | 40,84 | 63,81 | 104,6 | 163,4 |
| 14 | 2,75 | 3,96 | 7,04 | 11,00 | 15,83 | 21,55 | 28,15 | 43,98 | 68,72 | 112,6 | 175,9 |
| 15 | 2,95 | 4,24 | 7,54 | 11,78 | 16,96 | 23,09 | 30,16 | 47,12 | 73,63 | 120,6 | 188,5 |
| 16 | 3,14 | 4,52 | 8,04 | 12,57 | 18,10 | 24,63 | 32,17 | 50,27 | 78,54 | 128,7 | 201,1 |
| 17 | 3,34 | 4,81 | 8,55 | 13,35 | 19,23 | 26,17 | 34,18 | 53,41 | 83,45 | 136,7 | 213,6 |
| 18 | 3,53 | 5,09 | 9,05 | 14,14 | 20,36 | 27,71 | 36,19 | 56,55 | 88,36 | 144,8 | 226,2 |
| 19 | 3,73 | 5,37 | 9,55 | 14,92 | 21,49 | 29,25 | 38,20 | 59,69 | 92,27 | 152,8 | 238,8 |
| 20 | 3,93 | 5,65 | 10,05 | 15,71 | 22,62 | 30,79 | 40,21 | 62,83 | 98,17 | 160,8 | 251,3 |

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

Résumé :

Le premier volet de ce projet de fin d'étude est l'étude dynamique spectrale d'un bâtiment R+4 à usage d'habitation utilisant le code SAP 2000 pour la modélisation élément finis, alors que le deuxième volet s'articule sur l'étude de l'effet de la présence et du positionnement du réservoir en terrasse sur le comportement modale du bâtiment en terme de période et le comportement spectrale en terme de l'effort tranchant à la base. Un calcul paramétrique en variant le nombre d'étage fait l'objet de la dernière partie de ce mémoire. La méthode de Housner est utilisée pour la modélisation du fluide.

Summary :

The first part of this end-of-study project is the spectral dynamic study of an R+4 building for residential use using the SAP 2000 code for finite element modeling, while the second part is based on the study of the effect of the presence and positioning of the tank on the terrace on the modal behavior of the building in terms of period and the spectral behavior in terms of shear force at the base. A parametric calculation by varying the number of floors is the subject of the last part of this thesis. The method of Housner is used for the modeling of the fluid.

ملخص:

تتكون هذه المذكرة من جزأين رئيسيين، الجزء الأول يتعلق بدراسة تفصيلية لمبنى سكني من الخرسانة المسلحة مكون من طابق أرضي بالإضافة إلى أربعة طوابق أخرى تقع في ولاية عين تموشنت، أما الجزء الثاني فيتناول تأثير الوجود لخزان مائي في السطح العلوي

على السلوك الديناميكي للهيكل باستخدام برنامج SAP2000 وطريقة HOUSNER بزيادة عدد الطوابق من أربعة إلى سبعة وأخيرا إلى 11 طابقا، ثم إجراء مقارنات مختلفة من حيث الفترات الأساسية وقوى القص في القاعدة في كل حالة.