



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badais de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



N° d'ordre : L/GC/2022

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil.

Spécialité : Structure.

Thème

**Etude technique d'un bâtiment en R+9+2 Sous-Sols
avec un système constructif en voiles porteurs**

Présenté par :

- ABDOUL MOUHSINE ZAOUI ALKER ZAOUI
- MOHAMED ABDOULAYE CISSE

Soutenu le 21/09/2022 devant le jury composé de :

- Président : Mr. MEHALA TOUFIK
- Examineur : Dr. BAHAR SADEK
- Encadrant : Mme. NESRINE BELBACHIR

Année Universitaire : 2021/ 2022

Remerciements

Louange à Allah le tout miséricordieux pour nous avoir octroyer la santé, le courage et la détermination durant la réalisation ce modeste mémoire.

*Tout d'abord, ce travail ne serait pas riche et n'aurait pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de **Mme. NESRINE BELBACHIR**, nous adressons nos plus sincères remerciements pour la qualité de son encadrement exceptionnel, sa patience, sa rigueur, son partage du savoir et sa disponibilité inconditionnelle durant la préparation de ce mémoire.*

Nos remerciements vont également à tous les professeurs qui nous ont enseignés durant tout au long de notre formation universitaire.

Nous remercions également les membres du jury, d'avoir lu et examiner le présent travail.

Et enfin nos remerciements vont à nos familles, nos amis pour les sacrifices fait pour que je termine mes études.

Dédicaces

Nous dédions ce modeste mémoire à nos très chers parents qui n'ont jamais cessé de nous encourager, conseiller et nous soutenir durant tout au long de notre parcours.

Nous dédions également à nos frères, sœurs, oncles et tantes pour leurs prestigieux conseils, soutiens et surtout leurs appuis moraux.

Par la même opportunité, je tiens à le dédier à mes amis et mes promotions de 2016,2017 pour les fabuleuses années qu'on a passé ensemble.

En signe de notre profonde et affectueuse reconnaissance pour toute la complicité durant nos études, que ce mémoire soit pour vous un témoignage de notre reconnaissances et gratitude.

ABDOUL MOUHSINE ZAOUI ALKER ZAOUI

MOHAMED ABDOULAYE CISSE

Abstract /Résumé

Ce projet présente une étude technique détaillée d'un bâtiment en béton armé à usage habitation, constitué de deux sous-sols et d'un rez-de chaussée plus 9 étages, implanté à la wilaya de Mostaganem. Cette région est classée comme zone de sismicité moyenne (zone IIa) selon le RPA version 2003.

Le travail est basé sur une étude complète de la conception et implantation de la structure, qu'est divisé en plusieurs chapitres :

- ✓ *L'introduction et la description de la structure ainsi que les caractéristiques des matériaux ;*
- ✓ *Descente des charges et prédimensionnement des éléments structuraux ;*
- ✓ *L'étude des éléments secondaires ;*
- ✓ *L'étude dynamique de la structure réalisée à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTUIRAL ANALYSYS version 2023 ;*
- ✓ *L'étude des éléments structuraux ;*
- ✓ *La dernière partie comprend l'étude des éléments résistants de l'infrastructure.*

Pour finir, on traduit les résultats conceptives de toute la structure sur des plans d'exécution à l'aide du logiciel AUTOCAD version 2023.

Cette étude à été mené en tenant compte des recommandations du BAEL91 modifiée99 et les règles parasismiques algériens RPA99/V2003.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, murs porteurs, Robot, Autocad, séisme, RPA99V2003

This project presents a detailed technical study of a reinforced concrete building for residential use, consisting of two basements and a ground floor plus 9 floors, located in the wilaya of Mostaganem. This region is classified as a zone of medium seismicity (zone IIa) according to the RPA version 2003.

The work is based on a complete study of the design and layout of the structure, which is divided into several chapters:

- ✓ The introduction and description of the structure as well as the characteristics of the materials;
- ✓ Load descent and pre-sizing of structural elements;
- ✓ The study of secondary elements;
- ✓ The dynamic study of the structure carried out using the ROBOT STRUCTUIRAL software ANALYSYS version 2023;
- ✓ The study of structural elements;
- ✓ The last part includes the study of the resistant elements of the infrastructure.

Finally, we translate the design results of the entire structure into execution plans using AUTOCAD software version 2023.

This study was carried out taking into account the recommendations of the modified BAEL9199 and the Algerian seismic rules RPA99/V2003.

Keywords: Building, Reinforced concrete, load-bearing walls, Robot, AutoCAD, earthquake, RPA99V2003

Sommaire

<i>Remerciements</i>	<i>i</i>
<i>Dédicaces</i>	<i>ii</i>
<i>Abstract /Résumé</i>	<i>iii</i>
<i>Sommaire</i>	<i>v</i>
<i>Liste des symboles</i>	<i>x</i>
<i>Liste des figures</i>	<i>xii</i>
<i>Liste des tableaux</i>	<i>xvi</i>
<i>Introduction générale</i>	<i>1</i>
<i>Introduction générale</i>	<i>2</i>
<i>Chapitre 1 Généralité</i>	<i>3</i>
<i>I.1 Présentation de l'ouvrage :</i>	<i>4</i>
<i>I.2 Caractéristiques géométriques :</i>	<i>4</i>
<i>I.3 Conception de la structure</i>	<i>7</i>

I.4	<i>Caractéristiques mécaniques des matériaux</i>	9
I.5	<i>Les logiciels utilisés :</i>	13
I.6	<i>Les règlements utilisés :</i>	14
	<i>Chapitre 2 Prédimensionnements et descente des charges :</i>	15
II.1	<i>Introduction</i>	16
II.2	<i>Dimensionnement des voiles :</i>	16
II.3	<i>Dimensionnement des poutres</i>	18
II.4	<i>Dimensionnement des planchers</i>	20
II.4.1.1	<i>Plancher étage courant en dalle pleine</i>	21
II.4.1.2	<i>Plancher terrasse inaccessible en dalle pleine</i>	21
II.5	<i>Mur</i>	24
	-----	25
	<i>Chapitre 3 Etude des Planchers</i>	26
III.1	<i>Plancher dalle pleine</i>	27
III.2	<i>Méthode de calcul :</i>	27

<i>III.3</i>	<i>Evaluation des charges et combinaisons fondamentales</i>	<i>28</i>
<i>III.4</i>	<i>Calcul des sollicitations :</i>	<i>29</i>
<i>III.5</i>	<i>Calcul du ferrailage :</i>	<i>38</i>
<i>III.6</i>	<i>Vérification des contraintes de cisaillement :</i>	<i>45</i>
<i>III.7</i>	<i>Vérification de la flèche : (Pour le panneau le plus défavorable)</i>	<i>46</i>
<i>Chapitre 4</i>		<i>50</i>
<i>Etude des éléments non structuraux</i>		<i>50</i>
<i>IV.1</i>	<i>Etude de l'acrotère :</i>	<i>51</i>
<i>IV.2</i>	<i>Etude du balcon :</i>	<i>59</i>
<i>IV.3</i>	<i>Etude des escaliers :</i>	<i>66</i>
<i>Chapitre 5</i>		<i>82</i>
<i>Etude dynamique</i>		<i>82</i>
<i>V.1</i>	<i>Introduction</i>	<i>83</i>
<i>V.2</i>	<i>Coefficient d'accélération de zone A :</i>	<i>89</i>
<i>V.3</i>	<i>Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen (D):</i>	<i>89</i>

V.4	<i>Calcul de la résultante des forces</i>	-----90
V.5	<i>Coefficient de comportement R :</i>	-----90
V.6	<i>Spectre de réponse de calcul :</i>	-----92
V.7	<i>Etude des variantes :</i>	-----93
V.8	<i>Vérification de la période :</i>	-----96
V.9	<i>La résultante des forces sismiques :</i>	-----97
V.10	<i>Calcul et vérification des déplacements</i>	-----97
V.11	<i>Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (RPA99 version 2003/art.5.9) :</i>	-----99
V.12	<i>Vérification au renversement :</i>	----- 101
Chapitre 6		----- 103
<i>Etude des éléments structuraux</i>		----- 103
VI.1	<i>Ferraillage des poutres :</i>	----- 104
VI.2	<i>Ferraillage des poteaux</i>	----- 115
VI.3	<i>Ferraillage des voiles</i>	----- 116
Chapitre 7		----- 133

<i>Etude des fondations</i> -----	133
VII.1 <i>Introduction</i> -----	134
VII.2 <i>Choix du type de fondation</i> -----	134
VII.3 <i>Étude du radier</i> -----	135
VII.4 <i>Prédimensionnement des poutres :</i> -----	138
VII.5 <i>Détermination des sollicitations :</i> -----	138
VII.6 <i>Vérification des contraintes sous radier :</i> -----	140
VII.7 <i>Ferraillage du radier</i> -----	143
<i>Conclusion générale</i> -----	154
<i>Conclusion générale</i> -----	155
<i>Bibliographie</i> -----	156

Liste des symboles

ELU : Etat limite ultime de résistance

ELS : Etat limite de service

G : Charge permanents

Q ; P : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

qu : Chargement ultime

qs : Chargement de service

Mf : Moment fléchissant

Mt : Moment de flexion en travée

Ma : Moment de flexion en appui

Md : Moment en appui droite

Mg : Moment en appui gauche

N : Effort normal

Td : Effort tranchant à droit du point considéré

Tg : Effort tranchant à gauche du point considéré

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

h : Hauteur des éléments (poteaux, poutres)

b : Largeur des éléments

h₀ : Hauteur de la table de compression

σ_b : Contrainte de calcul dans le béton

σ̄_b : Contrainte admissible limite dans le béton

σ_s : Contrainte de calcul dans l'acier

σ̄_s : Contrainte admissible limite dans l'acier

τ_u : Contrainte tangentielle de calcul

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle limite
 Φ_t : Diamètre des armatures
 S : Espacement entre armatures transversales
 A_u : Armatures calculées à l'ELUR
 A_s : Armatures calculées à ELS
 A_a : Armatures en appuis
 A_t : Armatures en travées
 I_{xx} : Inertie par rapport à l'axe des abscisses
 I_{yy} : Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
 M_{zz} : Inertie massique
 L_f : Longueur de flambement
 B_r : Section réduite
 L_x : La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
 L_y : La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
 I_0 : Moment d'inertie de la section homogène
 I_f : Moment d'inertie fictif
 f : Flèche due à une charge considérée (g ; j ; p)
 Δ_{ft} : Flèche total
 ζ : Rapport entre deux dimensions (L_x/L_y)
 λ : Elancement

 W : Poids total de la structure.

 β : Coefficient de pondération.

Liste des figures

Figure I-1 Plan sous-sol 1et 2	5
Figure I-2 Façade Principale	5
Figure I-3 Plan Etage courant.....	5
Figure I-4 Plan du RDC.....	6
Figure II-1 section transversale de la poutre	18
Figure II-2 section transversale de la poutre	19
Figure II-3 Coupe du mur extérieur.....	25
Figure II-4 Coupe du mur intérieur	25
Figure III-1 Dimensions d'un panneau de dalle pleine.....	27
Figure III-2 : Hypothèse de calcul.....	28
Figure III-3 Combinaisons fondamentales bas sous-sol 1.....	29
Figure III-4 Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant.	29
Figure III-5 Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant.	29

Figure III-6 Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés.....	30
Figure III-8 Panneau de rive appuyé sur 4 cotés.....	30
Figure III-9 Panneau de rive appuyé sur 4 cotés.....	30
Figure III-10 Panneau de rive appuyé sur 4 cotés.....	32
Figure III-11 Panneau de rive appuyé sur 4 cotés.....	32
Figure III-12 Coupe ferrailage de la dalle pleine.....	49
Figure IV-1 Dimension et schéma statique de l'acrotère.....	51
Figure IV-2 Dimension et schéma statique de l'acrotère.....	51
Figure IV-3 Position du point d'application de l'effort normal N_u	53
Figure IV-5 Position du point d'application de l'effort normal N_s	55
Figure IV-7 Position du point d'application de l'effort normal N_s	58
Figure IV-9 Figure : Coupe transversal du Balcon.....	59
Figure IV-11: Ferrailage du balcon.....	65
Figure IV-13 Schéma d'une cage d'escalier.....	68
Figure IV-15 Schémas statique d'un escalier à paillasse avec un palier de l'étage courant.	70
Figure IV-17 Section de calcul.....	73

Figure IV-19 Ferrailage de l'escalier	77
Figure IV-21 Schémas statique de la poutre palière.....	77
Figure IV-22 Schémas statique de la poutre palière.....	77
Figure -IV-23 Section de calcul	79
Figure IV-25 Dessin de ferrailage	81
Figure V-1 Modélisation en 3D de la structure	84
Figure -V-3 Spectre de réponse	92
Figure -V-5 Dispositions des voiles	93
Figure -V-7 Disposition Finale des voiles	94
Figure VI-1 Section Poutre ceinture	107
Figure VI-3 Dessin de ferrailage poutre ceinture	113
Figure VI-5 Ferrailage poutre noyée	114
Figure VI-7 Ferrailage du poteau 40x40	115
Figure VI-9 Ferrailage du poteau 45x45	115
Figure VI-11 Disposition des armatures verticales dans les voiles.	117
Figure VI-13 Section de voile le plus défavorable	120
Figure VI-14 Section de voile le plus défavorable	120

Figure VI-15 Section des calculs suivant x-x.....	121
Figure VI-17 Schéma des contraintes appliquées sur le voile au 1er cas.....	122
Figure VI-19 Schéma des contraintes appliquées sur le voile au 2e cas.	125
Figure VI-21 Schéma des contraintes appliquées sur le voile au 3e cas.	128
Figure VI-23 Schéma de ferrailage du voile	132
Figure VII-1 Dimensions du radier	137
Figure VII-3 Dimension des poutres	138

Liste des tableaux

Tableau II-1 Charge plancher étage courant.....	21
Tableau II-2 Charges du plancher terrasse.....	22
Tableau II-3 Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon	23
Tableau II-4 Charges appliquées sur la dalle pleine des parkings	24
Tableau III-1 Récapitulatif des sollicitations maximales du type 02.....	32
Tableau III-2 Récapitulatif des sollicitations maximales du type 03.....	34
Tableau III-3 Calculs des moments fléchissant pour le premier type.....	35
Tableau III-4 Tableau III-5 Calculs des moments fléchissant pour le deuxième type.....	36
Tableau III-6 Tableau III-7 Calculs des moments fléchissant pour le troisième type	37
Tableau III-8 Récapitulatif des sollicitations maximales.....	38
Tableau IV-1 Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon.	61
Tableau IV-2 ferrailage du balcon	63
Tableau IV-3 Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS.	71
Tableau IV-4 Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section I-I.	71
Tableau IV-5 Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section II-II....	72

Tableau IV–6 Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appui.	72
Tableau V–1 Tableau du Valeur des pénalités	91
Tableau V–2 Période et facteurs de participation massique du deuxième modèle.	95
Tableau V–3 Tableau de Vérification de l’effort P suivant x-x	100
Tableau V–4 Vérification de l’effort P suivant y-y	101
Tableau VI–1 Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.	105
Tableau VI–2 Tableau récapitulatif de ferrailages	113
Tableau VI–3 Tableau récapitulatif des sollicitations max.	120
Tableau VI–4 Les efforts du voile le plus défavorable suivant X-X.....	121
Tableau VI–5 Tableau récapitulatif de ferrailage longitudinal	131
Tableau VI–6 Tableau récapitulatif de ferrailage transversal	132
<i>Tableau VII–1 Tableau récapitulatif des sollicitations à l’ELU.</i>	<i>139</i>
Tableau VII–2 Tableau récapitulatif des sollicitations à l’ELS.	140
Tableau VII–3 Tableau récapitulatif des sollicitations à l’état accidentel.....	140
Tableau VII–4 Ferrailage du radier	153

Introduction générale

Introduction générale

Construire a été toujours le souci primordial de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été le sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas de la structure adéquate et la mieux adaptée parmi celles qui existent.

La construction est l'ensemble des techniques qui permettent de bâtir un refuge pour l'homme et qui nécessite un bon aménagement. Il est donc, nécessaire d'une part de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites, leurs coûts et d'autre part, de recenser et d'évaluer les contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposer à des imprévus pendant les exécutions.

En somme, L'étude d'une structure en béton armé à usage multiple ou d'habitation ou commerciale est une étape clé et un passage primordial dans l'acte de la construction des ouvrages quelconque, elle nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Cette étude a pour but de mettre en œuvre nos connaissances acquises durant tout notre cursus universitaire. L'ouvrage en question consiste à étudier et à calculer tous les éléments structuraux d'une tour en béton armé composé de deux sous-sol comme parking et un rez-de-chaussée, avec 9 étages à usage d'habitation et trois blocs (A, B et C) en s-sols+RDC à usage commerciale.

Ce chapitre a pour but de donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

Chapitre 1

Généralité

I Généralité

I.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage présent consiste à étudier et à calculer les éléments structuraux d'une tour de R+9+2 Sous-Sols.

Constitué de :

Trois blocs (A, B, C) en 02 sous-sol+RDC+09 étages (à usage d'habitation) et trois blocs en s-sols+RDC (à usage commerciale).

- Deux sous-sols utilisés comme un parking,
- Du RDC au 9^{-ème} étage à usage d'habitation.

Ce bâtiment, est implanté dans la wilaya de Mostaganem dans la commune de Belvédère.

La zone d'implantation est considérée à sismicité moyenne (zone II.a) selon la classification sismique donnée par le règlement parasismique Algérien RPA 99/ version 2003 (art 3.1).

Les blocs sont classés dans le groupe 2 selon la classification du RPA 99 (Article 3.2), et d'après l'étude du sol, il sera bâti sur un sol meuble (site 03). Pour notre PFE, nous avons opter pour l'étude du bloc B se trouvant entre les blocs A et C.

I.2 Caractéristiques géométriques :

- Longueur en plan : 33.68 m.
- Largeur en plan : 16.89 m.
- Hauteur du sous-sol : 3.57 m.
- Hauteur du RDC et étages courants : 3.06 m.
- Hauteur Total : 37.74 m.

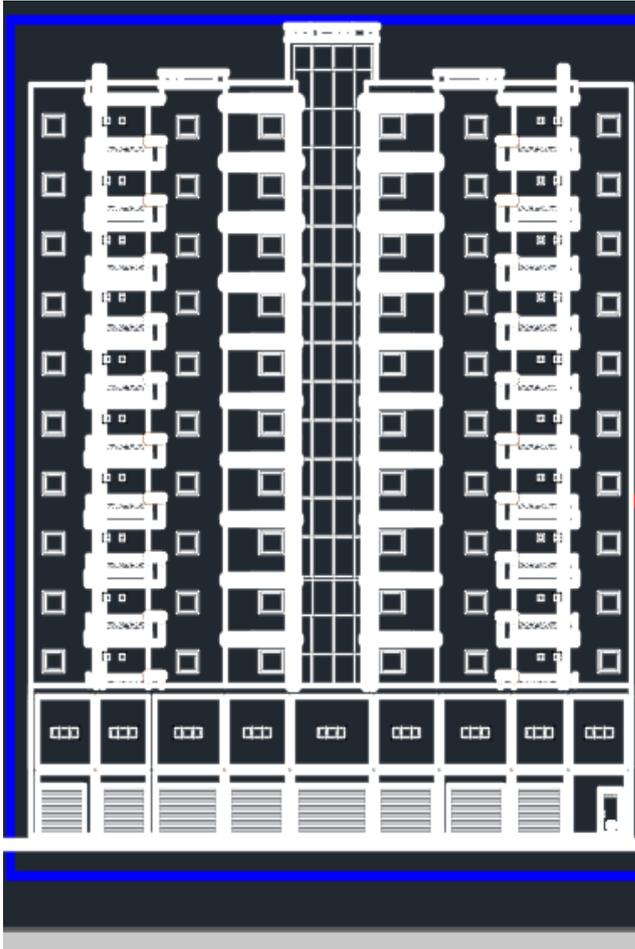


Figure I-2 Façade Principale

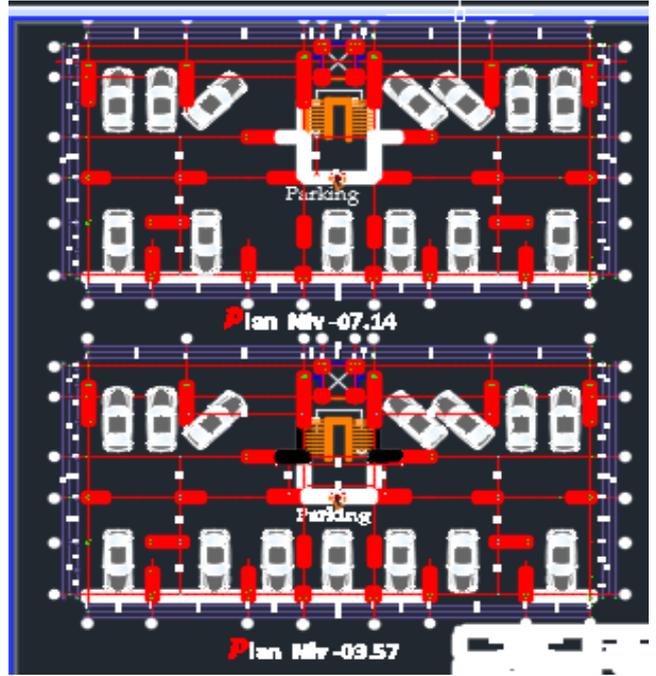


Figure I-1 Plan sous-sol 1et 2

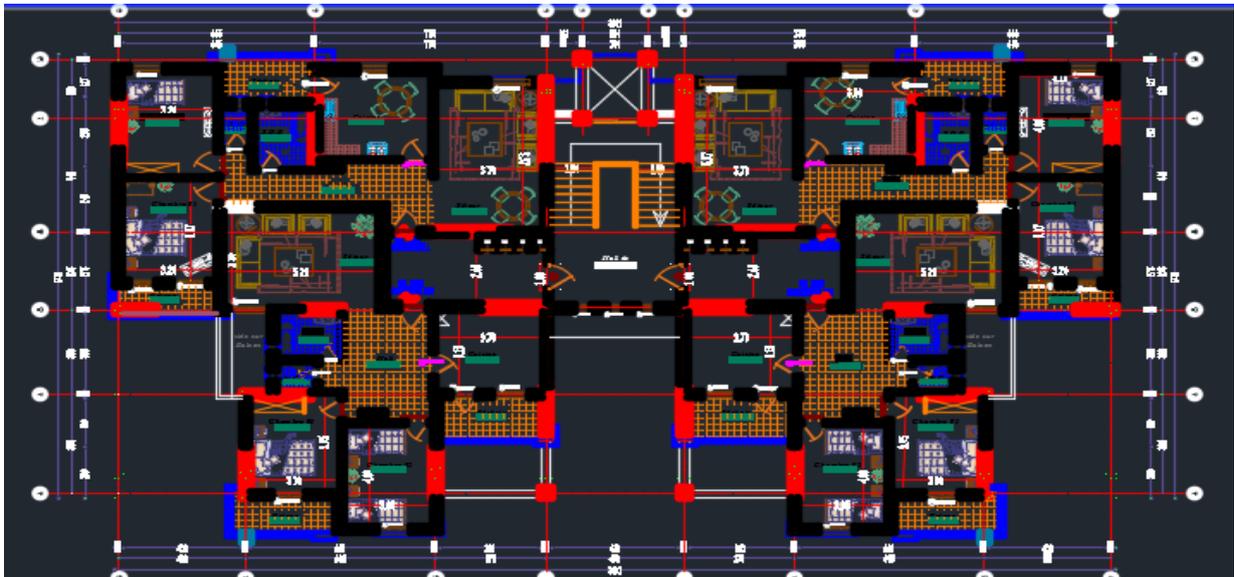


Figure I-3 Plan Etage courant

Chapitre 1

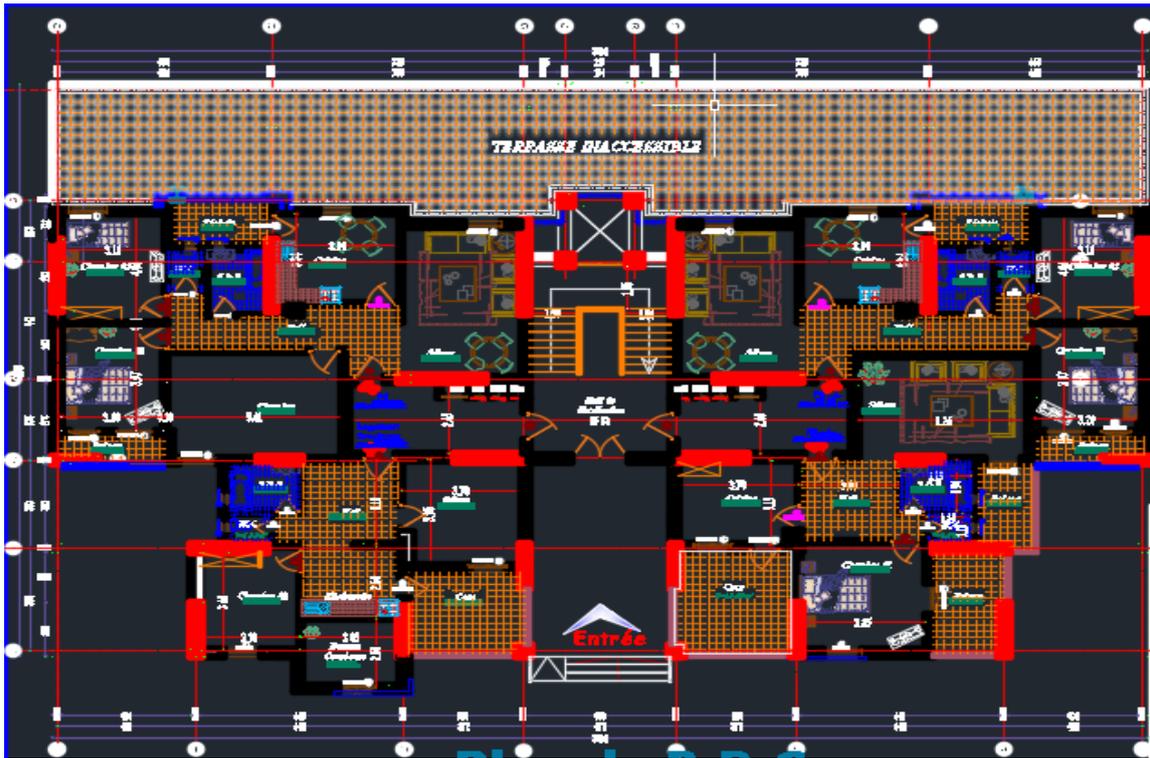


Figure I-4 Plan du RDC

I.3 Conception de la structure

I.3.1 Ossature de l'ouvrage :

La stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales, notamment les charges sismiques, est assurée par des voiles de contreventement et les planchers sont en dalle pleine pour tous les niveaux.

I.3.2 Planchers :

Un seul type de plancher a été adopté pour ce projet et c'est un plancher à dalle pleine.

I.3.3 Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les locaux humides (WC Salle De Bain Cuisine).
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable, sous une forme de pente inclinée de 1.5 % pour évacuer les eaux pluviales et éviter toutes stagnations.
- Un carrelage de 2cm pour les planchers et les escaliers

I.3.4 Poutres :

Structure porteuse horizontale en béton armé destiné à supporter des charges entre et au-delà des points d'appui, elle reçoit en général des charges verticales qu'elle transmet sur ses appuis, et il existe deux types de poutres :

- Poutres ceintures
- Poutres noyées
- Poutres chainages au niveau de la cage d'escalier.

I.3.5 Poteaux :

Un poteau est un élément de structure sur lequel se concentre de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage.

I.3.6 Maçonnerie :

I.3.6.1 Murs extérieurs :

Le remplissage de façade est réalisé en doubles cloisons composé d'une paroi extérieure en briques creuses de 15 cm d'épaisseur et une paroi intérieure en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées d'une âme d'aire de 5 cm d'épaisseur qui est une isolation thermique et acoustique.

I.3.6.2 Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.7 Escalier :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, composée de deux volées et un palier intermédiaire.

I.3.8 Acrotères :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, et aussi pour la sécurité des personnes se trouvant sur la terrasse.

I.3.9 Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable.

I.3.10 Fondation :

Les fondations d'un ouvrage sont des éléments constitutifs qui assurent la transmission des efforts au sol.

Les différents types de semelles sont :

- Les semelles filantes
- Les semelles isolées
- Les radiers

Pour notre projet nous avons opté pour un radier général.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.4.1 Béton

Le béton est constitué par un mélange intime de matériaux inertes, appelés "granulats" (sables, graviers, pierres cassées...) avec du ciment et de l'eau. Grâce à réaction du ciment, le mélange ainsi obtenu, appelé "béton frais", commence à durcir après quelques heures et acquiert progressivement ses caractères de résistance.

I.4.1.1 Principe du béton armé :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction. En effet, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues. Cette association est efficace car :

L'acier adhère très bien au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre ; Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants) et Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux ($11 \cdot 10^{-6}$ pour l'acier et 10^{-6} pour le béton).

I.4.1.2 Composition du béton :

- Le béton utilisé est un béton courant dosé à 350 kg/m^3 .
- Le béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3 .

- Ciment utilisé : CPA 325

I.4.1.3 Résistance du béton :

I.4.1.3.1 A la compression :

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression (C.B.A 93, A2.1.1.1) à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en Mpa.

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28}$; pour : $f_{c28} \leq 40$ MPa
- $f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28}$; pour : $f_{c28} > 40$ MPa
- Pour : $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1f_{c28}$.

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 20 Mpa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'où : $f_{c28} = 25$ MPa.

I.4.1.3.2 A la traction : (C.B.A 93, A2.1.1.2)

La résistance à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement défini par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ (en MPa)

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60$ MPa.

On aura donc pour : $f_{c28} = 25$ MPa $\Rightarrow f_{t28} = 2,1$ MPa.

Pour : $f_{cj} \geq 60$ MPa, $f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$.

I.4.1.4 Contrainte limite de compression :

La contrainte admissible de compression à la l'état limite ultime est donnée par :

- $\sigma_b = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$; (C.B.A 93, A.4.5.2)

Pour : $f_{c28} = 25$ MPa $\Rightarrow \sigma_b = 14,2$ MPa

Avec : $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \text{ pour les cas courants (ELU).} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$; (C.B.A 93, A.4.5.2)

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 2,1 \text{ MPa}$

I.4.1.5 Contrainte limite de cisaillement : (C.B.A 93, A.5.1.2.1)

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [2,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

I.4.1.6 Module d'élasticité : (C.B.A 93, A.2.1.2)

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

- Module instantané : pour les charges appliquées avant 24 heure.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$$

- Le module différé : pour les charges de longue durée.

$$E_{iv} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{v28} = 10818,90 \text{ MPa}$$

I.4.2 L'acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Chapitre 1

I.4.2.1 La limite élastique f_e :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Type d'acier	Nuances	Fe (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barres HA	FeE400	400

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE400 type 1 (limite d'élasticité Fe = 400 MPa), et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE235 (limite d'élasticité Fe = 235 MPa).

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » et pris égal à :

$E_s = 2.10^5$ MPa (C.B.A 93, A.2.2.2).

I.4.2.2 Contraintes limites :

I.4.2.2.1 Etat limite ultime (ELU) : (C.B.A 93, A.4.3.2)

- Si $\varepsilon_s < \varepsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par une droite d'équation : $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$
- Si $\varepsilon_s \geq \varepsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par l'horizontale d'ordonnée : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

ε_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 %.

E_s : module d'élasticité longitudinal de l'acier, $E_s = 200000$ MPa

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \text{ (Situation durable et transitoire).}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \text{ (Situations accidentelles).}$$

I.4.2.2.2 Etat limite de service : (C.B.A 93, A.4.5.3)

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée, alors aucune vérification n'est requise pour les aciers.

- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$; [MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(0,5f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$; [MPa]

η : Coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1 & \rightarrow \text{pour l'acier rond lisse (RL)} \\ 1,6 & \rightarrow \text{pour l'acier haute adhérence (HA)} \end{cases}$$

I.4.2.3 Protection des armatures (Art A.6-3 CBA 93) :

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

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

I.5 Les logiciels utilisés :

Les logiciels utilisés durant notre travail sont :

- Logiciel Autodesk ROBOT structural Analysis Professional 2023 ;
- AutoCAD 2023 et 2016 ;
- Office 2016.

I.6 Les règlements utilisés :

- Règles Parasismiques Algériennes : RPA99/V 2003
- Règles De Conception et de Calcul des Structures en Béton Arme : C.B. A. 9 3
- Document Technique Règlementaire : DTR B.C. 2.2,
- Conception et Calcul de Structure de Bâtiment : Henry Thonier.
- BAEL 91 (version 2003)

Chapitre 2

Prédimensionnements et descente des charges :

II Prédimensionnements et descente des charges :

II.1 Introduction

Avant d'entreprendre tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure (les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles), pour cela, des règlements en vigueur, notamment le <<RPA99 version 2003>> et le <<CBA93>>, Ainsi sont réunies les conditions requises, pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économiques. Cette première étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage soumis aux différentes sollicitations.

II.2 Dimensionnement des voiles :

II.2.1 Voiles :

Le dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par l'article 7.7 du RPA99 version 2003.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre une part des efforts verticaux (dans notre bâtiment les voiles sont porteurs et ils reprennent 100% des charges verticales), qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA99 version 2003 article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition : $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_{et} et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

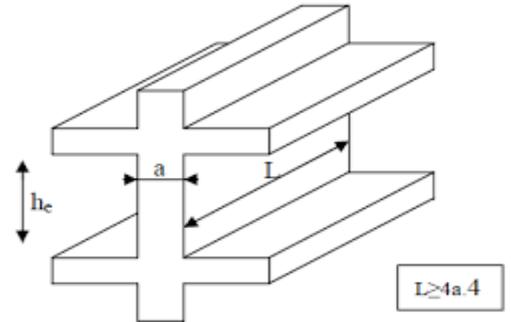
Avec :

L : longueur de voile.

a: épaisseur du voile.

he: hauteur libre d'étage.

Dans notre cas on des voiles linéaires où le RPA exige que l'épaisseur $a \geq h_e/20$



Figures I.1 : Coupe d'un voile en élévation

Où

he = hauteur d'étage/RDC – l'épaisseur du plancher

$$he = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

L = longueur entre l'axe de voiles – deux fois la moitié de dimension de voile

$$\begin{cases} h = 306 \text{ cm} \\ hd = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow he = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a \leq \frac{L}{4} = \frac{725}{4} = 181,25 \text{ cm} \quad L \geq 4a = 4 * 30 = 120 \text{ cm...CV}$$

$$a \geq \frac{he}{hd} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

Alors on prend $a = 30 \text{ cm}$

II.2.2 Voile périphérique :

C'est un élément d'infrastructure, continu entre le niveau des fondations et le niveau de base de la construction. Ce voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

$$he = 3,57 - 20 = 337 \text{ cm}$$

- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Epaisseur $\geq 15 \text{ cm}$
- $a \geq he/25 \Rightarrow 30 \geq 337/25 = 13,48 \text{ cm} \Rightarrow 30 > 13,48$
On prend $a = 15 \text{ cm}$

II.3 Dimensionnement des poutres

Les poutres sont éléments porteurs horizontaux et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment ou d'un tablier de pont. Elles sont généralement de forme élancée, généralement de section rectangulaire transmettent les charges verticales aux poteaux sous forme de réactions d'appuis. Il existe deux types de poutres, **principales et secondaires (Chaînages)**.

En construction les poutres doivent avoir des sections régulières, soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes :

- Critère de rigidité
- Condition du règlement parasismique Algérien R P A99 version 2003

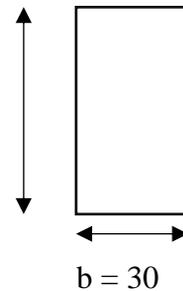
II.3.1 Poutres ceintures

Elles supportent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,8h \end{cases}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$



$$b = 30$$

Avec :

Figure II-1 section transversale de la poutre

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

On a $L_{\max} = 7,85 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{785}{15} \leq h \leq \frac{785}{10} \\ 52,33 \leq h \leq 78,5 \end{cases} \quad \text{on prend } h = 60 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} 0,4 * 60 \leq b \leq 0,8 * 60 \\ 24 \leq b \leq 48 \end{cases} \quad \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Conditions imposées par le R P A99 version 2003 :

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de l'R P A 99 (version 2003) suivant :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \left(\frac{h}{b}\right) \leq 4 \end{cases}$$

- $60 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow \dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- $30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow \dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- $\left(\frac{60}{30}\right) = 2 < 4 \Rightarrow \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

II.3.2 Poutres chainages :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

II.3.3 Chainages au niveau de l'ascenseur :

Critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,8h \end{cases}$$

Avec :

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

On a $L_{\max} = 2,19 \text{ m}$

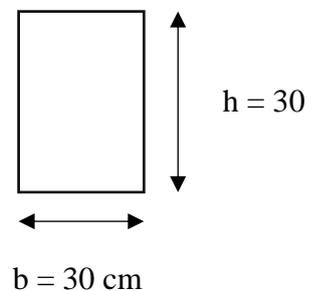


Figure II-2 section transversale de la poutre

Donc : $\begin{cases} \frac{219}{15} \leq h \leq \frac{219}{10} \\ 14,6 \leq 21,9 \end{cases}$ on prend $h = 30 \text{ cm}$

$\begin{cases} 0,4 * 30 \leq b \leq 0,8 * 30 \\ 12 \leq b \leq 24 \end{cases}$ On prend $b = 30 \text{ cm}$

Conditions imposées par le R P A99 version 2003 :

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de l'R P A 99 (version 2003) suivant :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \left(\frac{h}{b}\right) \leq 4 \end{cases}$$

- $30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \Rightarrow \dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- $20 \text{ cm} = 21 \text{ cm} \Rightarrow \dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- $\left(\frac{30}{21}\right) = 1,43 < 4 \Rightarrow \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

II.3.4 Poutres noyées :

Sont des poutres intégrées à l'intérieur d'un plancher (sans retombée)

On prend $h=20 \text{ cm}$, $b=50\text{cm}$

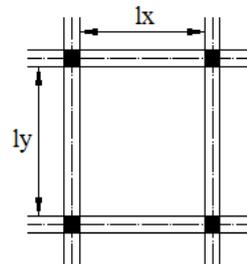
II.4 Dimensionnement des planchers

$L_x = 6,36 \text{ m}$; $L_y = 7,85 \text{ m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{636}{785} = 0,8 > 0,4$

→ La dalle est considérée comme portant dans deux directions → $\frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{30}$

→ $\frac{636}{50} \leq e_p \leq \frac{636}{30} \rightarrow 12,72 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,2 \text{ cm}$, On prend : $e_p = 20 \text{ cm}$.



II.4.1 Les charges des différents planchers

La charge permanente et la charge d'exploitation de chaque étage sont déterminées à partir du document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R B.C.2.2 ».

II.4.1.1 Plancher étage courant en dalle pleine

N°	Désignation	P (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Dalle de sol	/	/	0,24	
2	Mortier de pose	20	0,01	0,20	
3	Dalle pleine	25	0,20	5,00	
4	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20	
5	Cloisons intérieures	10	0,1	1,00	
	Charge permanent G			6,64	(KN/m ²)
	Charge d'exploitation Q			1,50	(KN/m ²)

Tableau II-1 Charge plancher étage courant

II.4.1.2 Plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

La terrasse inaccessible est réalisée en plancher à corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Chapitre 2

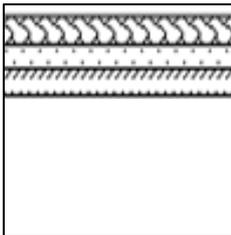
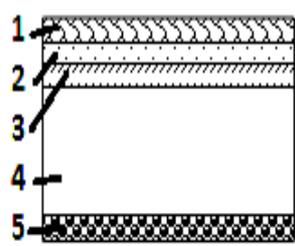
N°	Désignation	P (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Protection gravillon	18	0,05	0,9	
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12	
3	Forme de pente	22	0,1	2,20	
4	Isolation thermique en Polystyrène	4	0,04	0,16	
5	Dalle pleine	25	20	5,00	
6	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2	
Charge permanent G				8,58	(KN/m²)
Charge d'exploitation Q				1,00	(KN/m²)

Tableau II-2 Charges du plancher terrasse

II.4.1.3 Plancher en dalle pleine du balcon

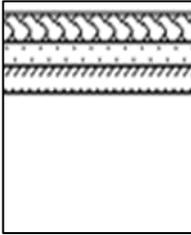
N°	Désignation	P (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Dalle de sol	/	/	0,24	
2	Mortier de pose	20	0,01	0,20	

Chapitre 2

4	Dalle pleine	25	0,21	5,25	
3	Enduit en ciment	18	0,02	0.36	
Charge permanent G				6.05	(KN/m²)
Charge d'exploitation Q				3.5	(KN/m²)

Tableau II-3 Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon

II.4.1.4 Plancher en dalle pleine des Parking

N	°	P (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
Désignation					
1		40	0,0 5	2	
2	Asphalte coulé en béton bitumeux (ep=5 cm)				
2	Etanchéité multicouche (ep= 2 cm)	6	0,0 2	0,12	
3	Dalle pleine	25	0.2 0	5,00	
4	Enduit en plâtre	10	0,0 2	0,20	

5	Isolation thermique	4	0,0 4	0,16	
Charge permanent G				7,48	(KN/m²)
Charge d'exploitation Q				2,50	(KN/m²)

Tableau II-4 Charges appliquées sur la dalle pleine des parkings

II.5 Mur

II.5.1 Murs extérieurs

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison).

1-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{KN/m}^3$) 0,36KN/m²

2-Parois en brique creuse (e=15 cm)1,30KN/m²

3-Lame d'air (e=5cm)0,00KN/m²

4-Parois en briques creuses (e=10cm)0,90KN/m²

G=2,92KN/m²

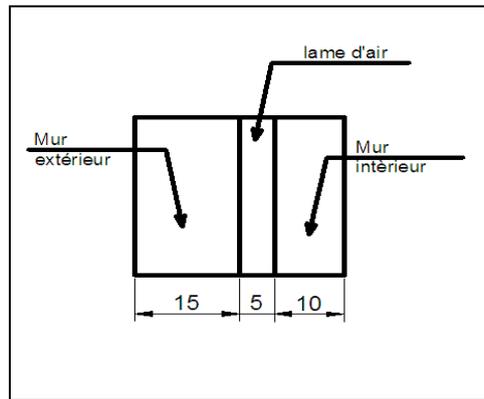


Figure II-3 Coupe du mur extérieur

II.5.2 Murs intérieurs

La maçonnerie utilisée est en brique (en simple cloison).

1-Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{KN/m}^3$) $0,36\text{KN/m}^2$

2-Parois en briques creuses ($e=10\text{cm}$) $0,90\text{ KN/m}^2$

3-Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{KN/m}^3$) $0,36\text{KN/m}^2$

G=1,62 KN/m²

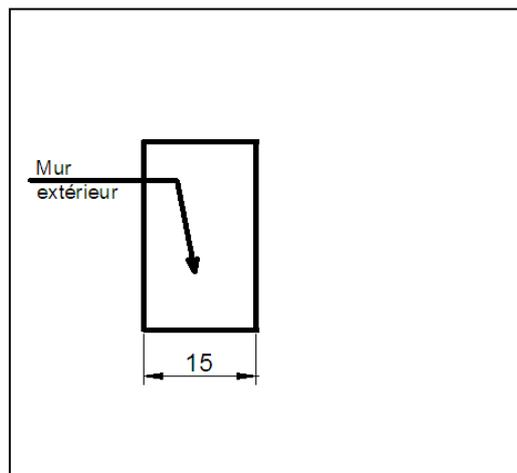


Figure II-4 Coupe du mur intérieur

Chapitre 3

Etude des Planchers

III Etude des Planchers Plancher dalle pleine

Les dalles pleines sont des planchers rectangulaires de dimensions L_x et L_y dont ($L_x \leq L_y$) et d'une épaisseur h_d dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé.

- Pour $\rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions.

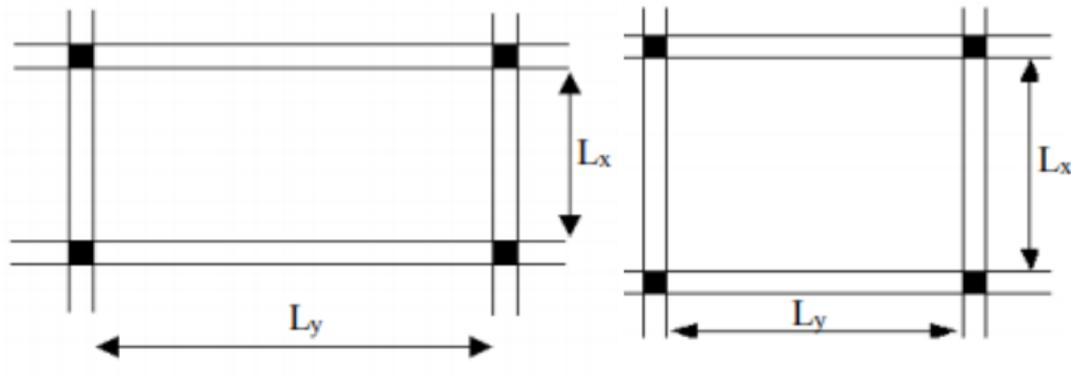


Figure III-1 Dimensions d'un panneau de dalle pleine.

III.2 Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$.

Les dalles de notre structure portent suivant une et deux directions (voir chap. II), et le calcul se fait en flexion simple.

Le principe du calcul est basé sur :

- La dalle est considérée comme un panneau reposant sur 4 cotés
- Considérons 2 bandes :
 - Une bande suivant le sens x de longueur l_x de largeur 1 m ;
 - Une bande suivant le sens y de longueur l_y de largeur 1 m.
- Une charge élémentaire P appliquée sur une bande de 1 m perpendiculaire aux lignes d'appui à l'ELUR et à l'ELS

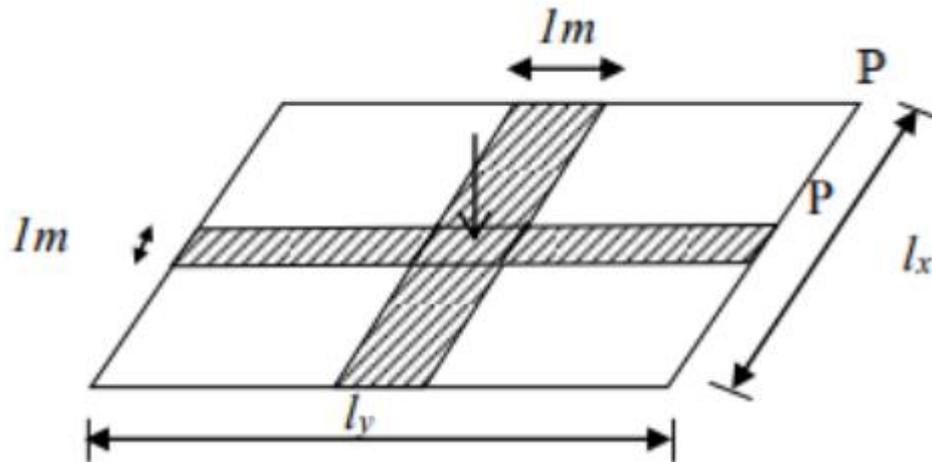


Figure III-2 : Hypothèse de calcul.

• **Constatations :**

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme.
- Chaque bande dans un sens est soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens.
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus.

III.3 Evaluation des charges et combinaisons

fondamentales

D'après la descente de charges effectuée dans le chapitre II ; on a :

Etat	Charges KN/m ²	Combinaisons fondamentales		Pour une bande de 1m de largeur
ELU	G=7,48	qu=1,35G+1,5Q	13,848 KN/m ²	13,848

ELS	Q=2.5	qser=G+Q	9,98 KN/m2	9,98
-----	-------	----------	------------	------

Figure III-3 Combinaisons fondamentales bas sous-sol I

III.4 Calcul des sollicitations :

Etat limite ultime : $\begin{cases} M_x^u = \mu_x \times qu \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x \\ M_y^u = \mu_y \times M_x^u \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$

Etat limite de service : $\begin{cases} M_x^u = \mu_x \times \overline{qser} \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x \\ M_y^u = \mu_y \times M_x^u \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$

Avec : μ_x et $\mu_y = f\left(\rho = \frac{l_x}{l_y}; \nu\right)$

Et le coefficient de poisson : $\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{pour le béton fissuré[ELU]} \\ \nu = 0,2 \rightarrow \text{pour le béton non fissuré[ELS]} \end{cases}$

- **Mode d'encastrement :**

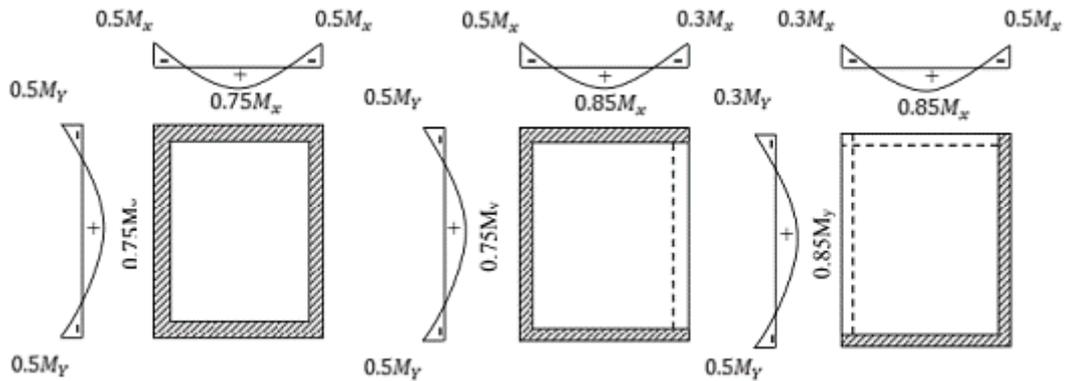


Figure III-4 Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant.

Figure III-5 Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant.

III.4.1 Calcul des sollicitations :

Type 1 : Panneau intermédiaire appuyé sur 4 côtés :

$$L_x = 2,75 \text{ m}$$

$$L_y = 7,55 \text{ m}$$

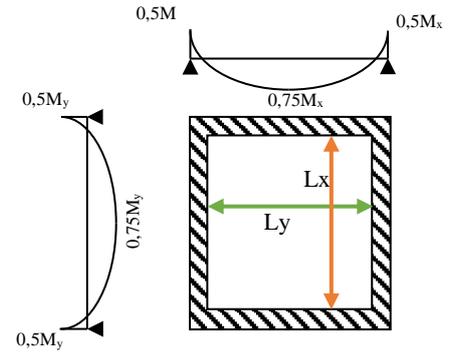


Figure III-6 Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés.

- **Calcul des sollicitations :**

$$G = 7,48 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,75}{7,55} = 0,36 \rightarrow \text{Donc la dalle travaille dans un seul sens}$$

Les moments fléchissant :

Moments en appuis :

$$\text{E.L.U : } M_o^u = qu \frac{l_x^2}{8} = 13,848 \times \frac{7,5625}{8} = 13,0907 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = -0,5 \times M_o^u = -6,5454 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.S : } M_o^{ser} = qser \frac{l_x^2}{8} = 9,98 \times \frac{7,5625}{8} = 9,4342 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{ser} = -0,5 \times M_o^{ser} = -4,7171 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

$$\text{E.L.U : } M_t^u = 0,75 \times M_o^u = 9,8180 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.S : } M_t^{ser} = 0,75 \times M_o^{ser} = 7,0757 \text{ KN.m}$$

Type 2 : Panneau de rive appuyé sur 4 cotés :

$$L_x = 3,54 \text{ m}$$

$$L_y = 6,15 \text{ m}$$

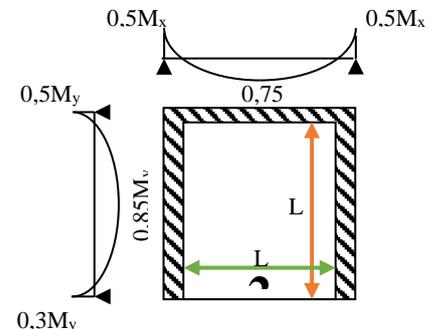


Figure III-7 Panneau de rive appuyé sur 4 cotés.

Chapitre 4

- **Calcul des sollicitations :**

$$G=7,48 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,54}{6,15} = 0,576 \rightarrow \text{Donc la dalle travaille suivant deux sens}$$

E.L.U:

$$qu=13,848 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = 0,0857 \quad ; \quad \mu_y = 0,2650$$

E.L.S:

$$qser=9,98 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = 0,0903$$

$$\mu_y = 0,4416$$

En sens y-y :

Mo	ELU	$M_x^u = \mu_x \times qu \times l_x^2 = 0,0857 \times 13,848 \times 3,54^2$ $= 14,8722 \text{ KN.m}$
	ELS	$M_x^s = \mu_x \times qser \times l_x^2 = 0,0903 \times 9,98 \times 3,54^2$ $= 11,2934 \text{ KN.m}$
En travee	ELU	$M_t^u = 0,85M_x^u = 12,6414 \text{ KN.m}$
	ELS	$M_t^s = 0,85M_x^s = 9,5994 \text{ KN.m}$
En appuis	ELU(Nord)	$M_a^u = 0,5M_x^u = 7,4361 \text{ KN.m}$
	ELS(Nord)	$M_a^s = 0,5M_x^s = 5,6467 \text{ KN.m}$
	ELU(Sud)	$M_a^u = 0,3M_x^u = 4,4617 \text{ KN.m}$
	ELS(Sud)	$M_a^s = 0,3M_x^s = 3,3880 \text{ KN.m}$

Chapitre 4

En sens x-x :

Mo	ELU	$M_y^u = \mu_y \times M_x^u = 0,2650 \times 14,8722 = 3,9411 \text{ KN.m}$
	ELS	$M_y^s = \mu_y \times M_x^s = 0,4416 \times 11,2934 = 4,9872 \text{ KN.m}$
En travee	ELU	$M_t^u = 0,75M_y^u = 2,9558 \text{ KN.m}$
	ELS	$M_t^s = 0,75M_y^s = 3,7404 \text{ KN.m}$
En appuis	ELU(Ouest)	$M_a^u = 0,5M_y^u = 1,9706 \text{ KN.m}$
	ELS(Ouest)	$M_a^s = 0,5M_y^s = 2,4936 \text{ KN.m}$
	ELU(Est)	$M_a^u = 0,5M_y^u = 1,9706 \text{ KN.m}$
	ELS(Est)	$M_a^s = 0,5M_y^s = 2,4936 \text{ KN.m}$

Sens	E.L.U		E.L.S	
	M _{appui} (KN.m)	M _{travee} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	M _{travee} (KN.m)
X-X	1,9706	2,9558	2,4936	3,7404
Y-Y	7,4361	12,6414	5,6467	9,5994

Tableau III-1 Récapitulatif des sollicitations maximales du type 02

Type 3 : Panneau de rive appuyé sur 4 cotés

$$L_x = 4,95 \text{ m}$$

$$L_y = 6,36 \text{ m}$$

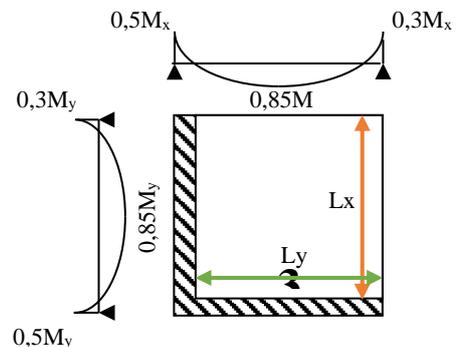


Figure III-9 Panneau de rive appuyé sur 4 cotés.

Chapitre 4

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,95}{6,36} = 0,778 \rightarrow \text{Donc la dalle travaille suivant deux sens}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$G=7,48 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=2,5 \text{ KN/m}^2$$

E.L.U:

$$q_u=13,848 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = 0,0586 \quad ; \quad \mu_y = 0,5579$$

E.L.S:

$$q_{ser}=9,98 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = 0,0652$$

$$\mu_y = 0,6819$$

En sens y-y :

Mo	ELU	$M_x^u = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0586 \times 13,848 \times 4,95^2$ $= 19,8836 \text{ KN.m}$
	ELS	$M_x^s = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0,0652 \times 9,98 \times 4,95^2$ $= 15,9437 \text{ KN.m}$
En travee	ELU	$M_t^u = 0,85M_x^u = 16,9011 \text{ KN.m}$
	ELS	$M_t^s = 0,85M_x^s = 13,5521 \text{ KN.m}$
En appuis	ELU(Nord)	$M_a^u = 0,3M_x^u = 5,9651 \text{ KN.m}$
	ELS(Nord)	$M_a^s = 0,3M_x^s = 4,7831 \text{ KN.m}$
	ELU(Sud)	$M_a^u = 0,5M_x^u = 9,9418 \text{ KN.m}$
	ELS(Sud)	$M_a^s = 0,5M_x^s = 7,9719 \text{ KN.m}$

Chapitre 4

En sens x-x :

Mo	ELU	$M_y^u = \mu_y \times M_x^u = 0,5579 \times 19,8836 = 11,0931 \text{ KN.m}$
	ELS	$M_y^s = \mu_y \times M_x^s = 0,6819 \times 15,9437 = 10,8720 \text{ KN.m}$
En travée	ELU	$M_t^u = 0,85M_y^u = 9,4291 \text{ KN.m}$
	ELS	$M_t^s = 0,85M_y^s = 9,2412 \text{ KN.m}$
En appuis	ELU(Ouest)	$M_a^u = 0,5M_y^u = 5,5466 \text{ KN.m}$
	ELS(Ouest)	$M_a^s = 0,5M_y^s = 5,436 \text{ KN.m}$
	ELU(Est)	$M_a^u = 0,3M_y^u = 3,3279 \text{ KN.m}$
	ELS(Est)	$M_a^s = 0,3M_y^s = 3,2616 \text{ KN.m}$

Sens	E.L.U		E.L.S	
	Mappuis en (KN.m)	Mtravée en (KN.m)	Mappuis en (KN.m)	Mtravée en (KN.m)
X-X	5,5466	9,4291	5,436	9,2412
Y-Y	9,9418	16,9011	7,9719	13,5521

Tableau III-2 Récapitulatif des sollicitations maximales du type 03

- **Calcul des moments fléchissant :**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Chapitre 4

Type 1 : Panneau appuyé et continu sur 4 côtés

Panneaux	Longueur		UN seul Sens	Rapport Lx/Ly	ELU			ELS		
	l(m)				M_o^u (KN.m)	Moment en appui	Moment en travée	M_o^{ser} (KN.m)	Moment en appui	Moment en travée
	lx	ly			M_a^u (KN.m)	M_t^u (KN.m)	M_a^{ser} (KN.m)	M_t^{ser} (KN.m)		
1	lx	2,75	Y	0,364	13,0907	-6,5454	9,8180	9,4342	-4,7171	7,0757
	ly	7,55								
2	lx	3,00	Y	0,397	15,5790	-7,7895	11,6843	11,2275	-5,6138	8,4206
	ly	7,55								

Tableau III-3 Calculs des moments fléchissant pour le premier type

Chapitre 4

Type 2 : Panneau continu sur 3 côtés, appuyé sur 4 côtés

Panneaux	Longueur		Sens	Rapport Lx/Ly	ELU					ELS				
					μ	M0x et M0y (KN.m)	Moment en appui		Moment en travée	μ	M0x et M0y (KN.m)	Moment en appui		Moment en travée
	Mag (KN.m)	Mad (KN.m)					Mt (KN.m)	Mag (KN.m)	Mad (KN.m)			Mt (KN.m)		
1	lx	4,30	X	0,629	0,0781	19,9979	9,9990	9,9990	14,9984	0,0833	15,3667	7,6834	7,6834	11,5250
	ly	6,84	Y		0,3320	6,6395	1,9919	3,3198	5,6436	0,4989	7,6664	2,2999	3,8332	6,5164
2	lx	3,35	X	0,946	0,0413	6,4231	3,2116	3,2116	4,8174	0,0486	5,4425	2,7213	2,7213	4,0819
	ly	3,54	Y		0,8796	5,6501	1,6950	2,8250	4,8026	0,9181	4,9969	1,4991	2,4985	4,2474
3	lx	2,75	Y	0,432	0,1059	10,7690	5,3845	5,3845	8,0767	0,1084	8,1824	4,0912	4,0912	6,1368
	ly	6,36	X		0,2500	2,6922	0,8077	1,3461	2,2884	0,2335	1,9103	0,5731	0,9551	1,6237
4	lx	3,00	Y	0,472	0,1006	12,5333	6,2666	6,2666	9,4000	0,1036	9,3050	4,6525	4,6525	6,9788
	ly	6,36	X		0,2500	3,1333	0,9400	1,5667	2,6633	0,3417	3,1796	0,9539	1,5898	2,7027
5	lx	3,54	Y	0,576	0,0857	14,8722	4,4617	7,4361	12,6414	0,0903	11,2934	3,3880	5,6467	9,5994
	ly	6,15	X		0,2650	3,9411	1,9706	1,9706	2,9558	0,4416	4,9872	2,4936	2,4936	3,7404

Tableau III-4 Tableau III-5 Calculs des moments fléchissant pour le deuxième type

Chapitre 4

Type 3 : Panneau continu sur 2 côtés, appuyé sur 4 côtés

Panneaux	Longueur		Sens	Rapport Lx/Ly	ELU					ELS				
	l(m)				μ	M0x et M0y (KN.m)	Moment en appui		Moment en travée Mt (KN.m)	μ	M0x et M0y (KN.m)	Moment en appui		Moment en travée Mt (KN.m)
	lx	ly					Mag (KN.m)	Mad (KN.m)				Mag (KN.m)	Mad (KN.m)	
1	lx	3,54	Y	0,576	0,0857	14,8747	7,4374	4,4624	12,6435	0,0903	11,2897	5,6449	3,3869	9,5963
	ly	6,15	X		0,2650	3,9416	1,1825	1,9708	3,3504	0,4416	4,9856	1,4957	2,4928	4,2377
2	lx	3	Y	0,472	0,1006	12,5333	6,2666	3,7600	10,6533	0,1036	9,3050	4,6525	2,7915	7,9093
	ly	6,36	X		0,2500	3,1333	0,9400	1,5667	2,6633	0,3417	3,1796	0,9539	1,5898	2,7027
3	lx	3,54	Y	0,883	0,0473	8,2119	2,4636	4,1060	6,9801	0,0543	6,7971	3,3986	2,0391	5,7776
	ly	4,01	X		0,7493	6,1532	3,0766	1,8460	5,2302	0,8256	5,6115	2,8057	1,6834	4,7698
4	lx	4,95	Y	0,656	0,0743	25,2148	12,6074	7,5644	21,4326	0,0798	19,5061	9,7531	5,8518	16,5802
	ly	7,55	X		0,3692	9,3088	2,7926	4,6544	7,9125	0,5300	10,3388	3,1016	5,1694	8,7880
5	lx	4,95	Y	0,778	0,0586	19,8836	9,9418	5,9651	16,9011	0,0652	15,9437	7,9719	4,7831	13,5521
	ly	6,36	X		0,5579	11,0931	5,5466	3,3279	9,4291	0,6819	108720	5,436	3,2616	9,2412

Tableau III-6 Tableau III-7 Calculs des moments fléchissant pour le troisième type

Remarque :

On prend le cas le plus défavorable pour le calcul du ferrailage de la dalle pleine.

Le plus grand panneau des 3 types.

Plancher	Sens	Appuyé Sur	E.L.U		E.L.S	
			Mappuis en (KN.m)	Mtravee en (KN.m)	Mappuis en (KN.m)	Mtravee en (KN.m)
Haut	X-X	4 Appuis	4,6544	7,9125	5,1694	8,7880
Sous-sol 2	Y-Y	4 Appuis	12,6074	21,4326	9,7531	16,5802

Tableau III-8 Récapitulatif des sollicitations maximales.

III.5 Calcul du ferrailage :

- **Diamètre des armatures :**

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

D'après l'article A.7.2,2 BAEL91, on a :

$$\Phi \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec : } h_d = 20 \text{ cm} \rightarrow \Phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prendra : $\Phi = 1 \text{ cm}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable : $a = 1 \text{ cm}$

- **Calcul de l'enrobage :**

$$C_x = a + \frac{\Phi}{2} \rightarrow C_x = \left(10 + \frac{10}{2}\right) \text{ mm} = 15 \text{ mm}$$

$$C_y = a + \Phi + \frac{\Phi}{2} \rightarrow C_y = \left(10 + 10 + \frac{10}{2}\right) \text{ mm} = 25 \text{ mm}$$

- **Hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - c_x = 20 - 1,5 = 18,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - c_y = 20 - 2,5 = 17,5$$

Sens x-x :

1. En travée :

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 7,9125 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{7912,5}{14,17 \times 100 \times (18,5)^2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 < \mu_1 = 0,392 (\text{Acier Fe400}) \rightarrow A' \text{ n' existepas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0202$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{7912,5}{348 \times 0,992 \times 18,5} = 1,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)**

[CBA91/A4.2.1] :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0,23 \times b_o \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\rightarrow A_{tx_{min}} = 2,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Conclusion :**

$$A_{tx} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = \max(2,23 ; 1,24) = 2,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement maximal des armatures :**

L'écartement des armatures : $e \leq \min(3hd; 33\text{cm}) = \min(3 \times 20; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$

- **Choix des Armatures :**

$$6T10/\text{ml} \rightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Chapitre 3

(T10 → e= 16 cm)

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{tx}^s = 8,7880 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu préjudiciable → Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans } A' \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{7,9125}{8,7880} = 0,90$$

$$\frac{0,90-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,2 > \alpha = 0,0202 \text{ (Condition vérifiée)}$$

- **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune verification pour } \sigma_s) \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculees a L'E. L. U seront maintenues.

2.Appuis

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ap} = 4,6544 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{4654,4}{14,17 \times 100 \times (18,5)^2} = 0,0096$$

$$\mu = 0,0096 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier Fe400)} \rightarrow A' \text{ n'existepas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4654,4}{348 \times 0,995 \times 18,5} = 0,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)**
[CBA91/A4.2.1] :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\rightarrow A_{ap_{min}} = 2,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Conclusion :**

$$A_{ax} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = \max(2,23; 0,73) = 2,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement maximal des armatures :**

L'écartement des armatures : $e \leq \min(3hd; 33\text{cm}) = \min(3 \times 20; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$

- **Choix des Armatures :**

$$6\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 16 \text{ cm})$$

- **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{ap}^s = 5,1694 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu préjudiciable \rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans } A' \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{4,6544}{5,1694} = 0,90$$

$$\frac{0,90-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,2 > \alpha = 0,012 \text{ (Condition vérifiée)}$$

- **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à l'E. L. U seront maintenues.

Sens y-y :

1. En travée :

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ty}^u = 21,4326 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{21432,6}{14,17 \times 100 \times (17,5)^2} = 0,049$$

$$\mu = 0,049 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier Fe400)} \rightarrow A' \text{ n' existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,063$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,975$$

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{21432,6}{348 \times 0,975 \times 17,5} = 3,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)**

[CBA91/A4.2.1] :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0,23 \times b_o \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\rightarrow A_{ty_{min}} = 2,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Chapitre 3

- **Conclusion :**

$$A_{ty} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = \max(2,11; 3,61) = 3,61 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement maximal des armatures :**

$$\text{L'écartement des armatures : } e \leq \min(3hd; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 20; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Choix des Armatures :**

$$6\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 16 \text{ cm})$$

- **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{ty}^s = 16,5802 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu préjudiciable \rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans } A' \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{21,4326}{16,5802} = 1,29$$

$$\frac{1,29-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,895 > \alpha = 0,063 \text{ (Condition vérifiée)}$$

- **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right.$$

\Rightarrow Les armatures calculées à l'E. L. U seront maintenues.

2.Appuis

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{ap} = 12,6074 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

Chapitre 3

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{12607,4}{14,17 \times 100 \times (17,5)^2} = 0,029$$

$$\mu = 0,029 < \mu_1 = 0,392 (\text{Acier Fe400}) \rightarrow A'n' \text{ existepas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,037$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,985$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{12607,4}{348 \times 0,985 \times 17,5} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)**

[CBA91/A4.2.1] :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0,23 \times b_o \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\rightarrow A_{ap_{min}} = 2,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Conclusion :**

$$A_{ay} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = \max(2,10 ; 2,11) = 2,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement maximal des armatures :**

L'écartement des armatures : $e \leq \min(3hd; 33\text{cm}) = \min(3 \times 20; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$

- **Choix des Armatures :**

$$6\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T10 $\rightarrow e = 16 \text{ cm}$)

- **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{ap}^s = 9,7531 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu préjudiciable \rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans } A' \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{12607,4}{9753,1} = 1,29$

$$\frac{1,29-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,395 > \alpha = 0,037 \text{ (Condition vérifiée)}$$

- **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune verification pour } \sigma_s) \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

III.6 Vérification des contraintes de cisaillement :

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

Avec : $T_{\max} = \max(T_x ; T_y)$ et $\alpha \geq 0,4$

$$\left. \begin{array}{l} T_x = \frac{\bar{q}_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ T_y = \frac{\bar{q}_u \times L_x}{3} \leq T_x \end{array} \right\} T_x = \frac{\bar{q}_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{13,848 \times 4,95}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,656}{2}}$$

$$= 25,81 \text{ KN/ml}$$

$$T_x = 25,81 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = \frac{\bar{q}_u \times L_x}{3} \leq T_x \rightarrow T_y = \frac{13,848 \times 4,95}{2} = 22,85 \text{ KN/ml} \leq T_x$$

Donc : $T_{u \max} = 25,81 \text{ KN/ml}$

- **Calcul de τ_u**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d_x \times 100} = \frac{25,81}{100 \times 18,5 \times 100} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} = 1,75 \text{ MP}$$

$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,75 \text{ MPa}$ } \Rightarrow Les armatures transversales ne
Il n'ya pas de reprise de betonnage }
sont pas nécessaires.

III.7 Vérification de la flèche : (Pour le panneau le plus défavorable)

- **Conditions de la flèche (A.B.7.5 BAEL 91) :**

- $\frac{h}{Lx} > \frac{1}{16}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} (f_e \text{ en MPa})$

- **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

$$\frac{20}{495} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,063 \Rightarrow \text{Condition non Vérifiée}$$

\rightarrow Le calcul de la flèche est nécessaire :

- **Calcul de la flèche :**

- $\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$

- **Calcul des charges :**

G : charge permanente après la mise en place des cloisons

$$G = 748 \times 1,00 = 7,48 \text{ KN/ml}$$

j : charge permanente avant la mise en place des cloisons

$$j = (g - 100) \times 1,00 = 6,48 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

P : charge total (G+Q)

$$P = (7,48 + 2,5) = 9,98 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

$$Mt_g^{ser} = 0,85 \times M_{tx} = 0,85 \times \mu_x \times g \times l_x^2 = 0,85 \times 7,48 \times 4,95^2 \times 0,0798 = 12,4318 \text{ KN.m}$$

$$Mt_j^{ser} = 0,85 \times M_{tx} = 0,85 \times \mu_x \times j \times l_x^2 = 0,85 \times 6,48 \times 4,95^2 \times 0,0798 = 10,7698 \text{ KN.m}$$

$$Mt_p^{ser} = 0,85 \times M_{tx} = 0,85 \times \mu_x \times p \times l_x^2 = 0,85 \times 9,98 \times 4,95^2 \times 0,0798 = 16,5868 \text{ KN.m}$$

- **Modules de déformations longitudinaux :**

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

- **Calcul du moment d'inertie (I_0) :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666,66 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{M^{ser}_I}{A \times \beta_1 \times d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{4,71}{100 \times 18,5} = 0,255 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0,9150 \text{ par}$$

interpolation .

$$\sigma_s^g = \frac{M_s^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{12431,8}{4,71 \times 0,9150 \times 18,5} = 155,927 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_s^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{10769,8}{4,71 \times 0,9150 \times 18,5} = 135,081 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_s^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{16586,8}{4,71 \times 0,9150 \times 18,5} = 208,041 \text{ MPa}$$

- **Calcul de μ_g , μ_j , μ_p :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Avec } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00255 \times 135,081 + 2,1} = 0,0042$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00255 \times 155,9270 + 2,1} = -0,0567$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00255 \times 208,041 + 2,1} = 0,1296$$

- **Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f) :**

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda\mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{5 \times 0,00255} = 8,24$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 8,24 = 3,296$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1,1 \times 66666,66}{1 + 3,296 \times 0,0042} = 72332,01939 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1,1 \times 66666,66}{1 + 8,24 \times 0,0042} = 70880,3006 \text{ cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1,1 \times 66666,66}{1 + 8,24 \times (-0,0567)} = 137639,6905 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1,1 \times 66666,66}{1 + 8,24 \times 0,1296} = 35462,6356 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des flèches partielles :**

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{fgv}} = \frac{12431,8 \times 495^2}{10 \times 10818,87 \times 72332,01939} = 0,38 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fgi}} = \frac{12431,8 \times 495^2}{10 \times 32164,2 \times 70880,3006} = 0,134 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10E_i \times I_{fji}} = \frac{10769,8 \times 495^2}{10 \times 32164,2 \times 137639,6905} = 0,06 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10E_v \times I_{fpi}} = \frac{16586,8 \times 495^2}{10 \times 32164,2 \times 35462,6356} = 0,36 \text{ cm}$$

- **La flèche totale :**

Chapitre 3

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (0,38 - 0,06) + (0,36 - 0,134) = 0,55 \text{ cm}$$

$$4,95 \text{ m} < 5,00 \text{ m} \Rightarrow \Delta f_{t \max} = \frac{495}{500} = 0,99 \text{ cm}$$

$\Delta f_t < \Delta f_{t \max} \Leftrightarrow 0,55 \text{ cm} < 0,99 \text{ cm} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

Dessin de ferrailage :

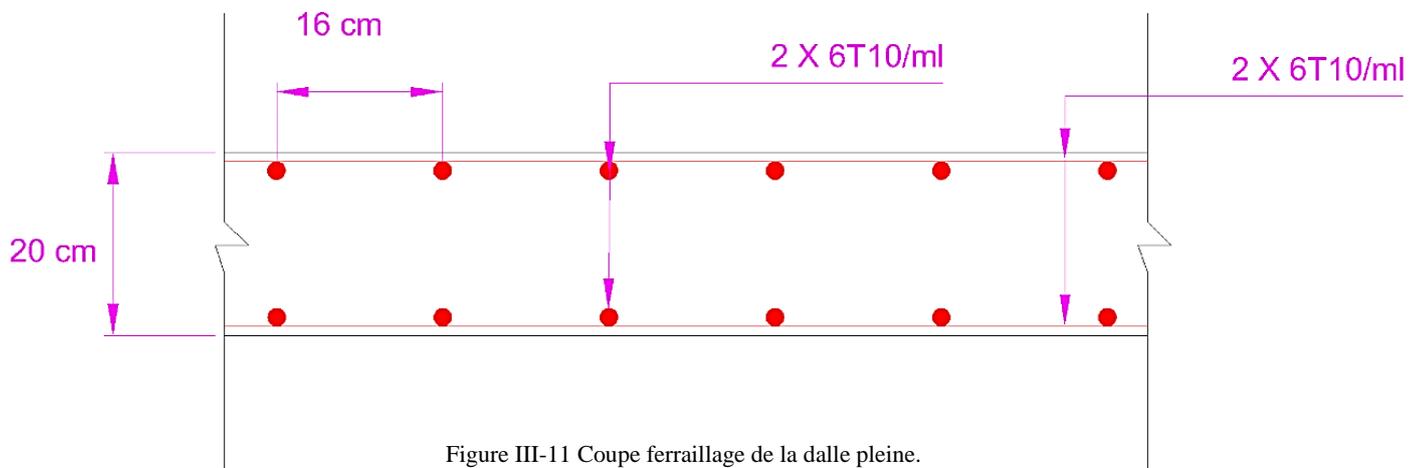


Figure III-11 Coupe ferrailage de la dalle pleine.

Chapitre 4

Etude des éléments non structuraux

IV Etude des éléments non structuraux

IV.1 Etude de l'acrotère :

IV.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément décoratif en béton armé qui coiffe le bâtiment tout en chaînant le mur façade ; il est assimilé à une console verticale encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Cette dernière est soumise à un effort normal dû à son poids propre et à un moment dû à une force horizontale donnée par l'RPA 99 (version 2003). L'acrotère est un élément exposé aux intempéries et sera calculé en considérant les fissurations comme préjudiciable. Le ferrailage de la section et celle de l'encastrement sera calculé comme pour une section rectangulaire d'une largeur de 1mètre travaillant en flexion composé.

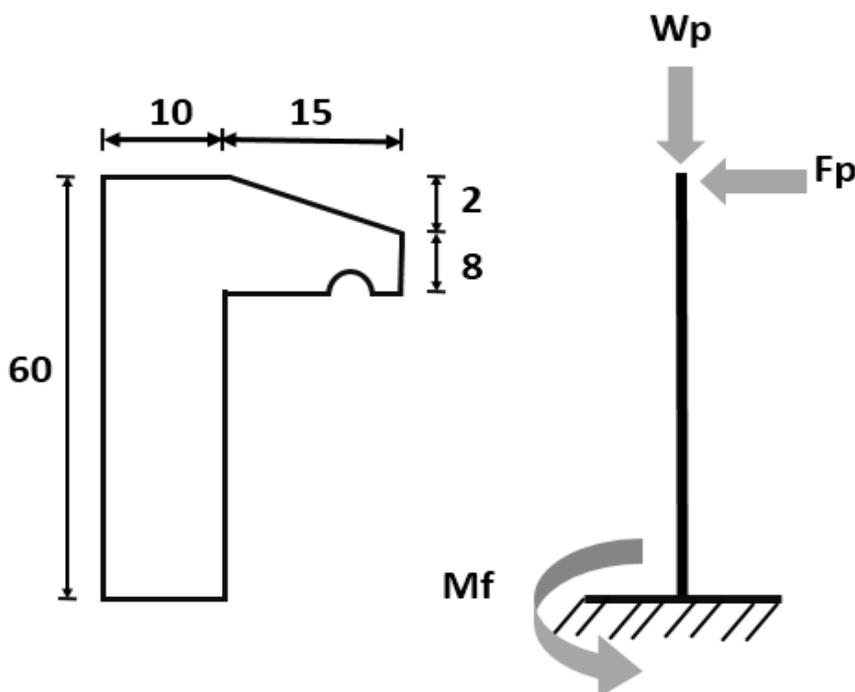


Figure IV-1 Dimension et schéma statique de l'acrotère

IV.1.2 Détermination des sollicitations :

D'après l'Art 6.2.3 de RPA (version 2003)

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Telle que :

A : Coefficient d'accélération de la zone ;

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 ;

Elément en console → C_p = 0,8

W_p : Poids de l'élément considéré et

F_p : Force statique équivalente horizontale.

S_a : Surface de l'acrotère.

γ_b : Poids volumique du béton

L'ouvrage est implanté à Mostaganem Zone IIa }
Ouvrage d'habitation : Groupe d'usage 2 } ⇒ A = 0,15

Le poids propre de l'élément W_p :

$$W_p = \gamma_b \times S_a$$

$$W_p = 25 \left[(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,15) - \left(\frac{0,15 \times 0,02}{2} \right) \right] = 1,8375 \text{ KN}$$

Force statique équivalente horizontale :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,8375 = 88,2 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow M = F_p \times l = 88,2 \times 0,6 = 52,92 \text{ daN.m}$$

Effort normal et moment fléchissant :

Etat limite ultime (ELU) :

$$M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 52,92 = 79,38 \text{ daN.m}$$

$$N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 183,75 = 248,06 \text{ daN}$$

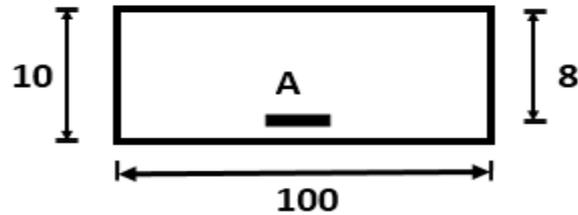
Etat limite de service (ELS) :

$$M_s = M = 52,92 \text{ daN.m}$$

$$N_s = W_p = 183,75 \text{ daN}$$

IV.1.2.1 Détermination des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm, la section de calcul est (100x10) cm².



Section de calcul

Etat limite ultime :

Vérification de l'existence des armatures :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{79,38}{248,06} = 0,32m$$

$$e_0 = 29 \text{ cm} > \frac{h}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouve à l'extérieur de la section

⇒ La section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait à la flexion simple avec un moment fictif M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

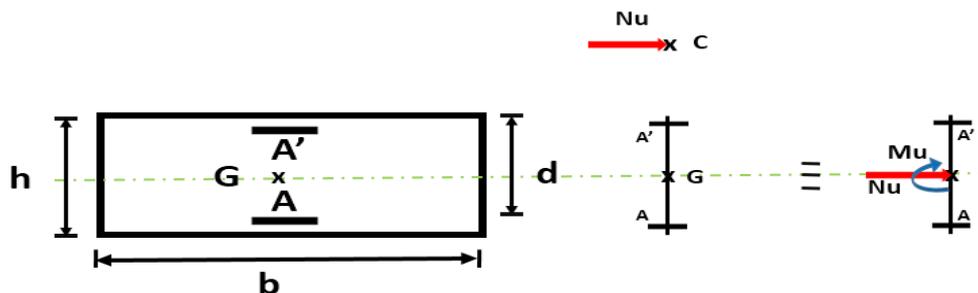


Figure IV-3 Position du point d'application de l'effort normal Nu

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_f = N_u \left(e_0 + \frac{h}{2} - c \right) = 248,06 \times \left(0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 86,821 \text{ daN.m}$$

Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{86,821 \times 10}{14,17 \times 100 \times 8^2} = 0,00957 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,995$$

Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{86,821 \times 10}{348 \times 0,995 \times 8} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée) :

$$A_{cal} = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,31 - \frac{248,06 \times 10}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armés d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0,25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2,4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton. – Pourcentage de 0,25 % de la section de béton. [CBA93/B5.3].

$$A_{min} = 0,25\% \times S = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,24 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,24 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 1,008 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_u = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5T10/\text{ml} \rightarrow A_u = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

T10 $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition ;

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5T8/\text{ml} \rightarrow A_r = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

T8 $\rightarrow e = 16 \text{ cm}$

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u = F_p = 88,2 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{88,2 \times 10}{100 \times 8 \times 100} = 0,01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 3 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \\ \text{Il n'ya pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Etat limite de service :

Position du point d'application de l'effort normal (Ns) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{52,92}{183,75} = 0,29 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,01}{2} = 0,005 \text{ m}$$

\Rightarrow Le point d'application de l'effort normal de compression Ns se trouve à l'extérieur de la section, donc on dit que la section est partiellement comprimée.

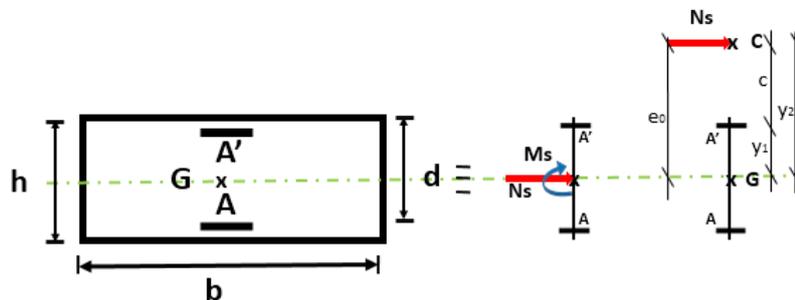


Figure IV-4 Position du point d'application de l'effort normal Ns

C : Centre de pression (point d'application) ;

Chapitre 4

c : La distance du point C à l'arête la plus comprimée et

y_2 : La distance du point C à l'axe neutre : $y_2 = y_1 + c$

N est un effort de compression $\Rightarrow y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section $\Rightarrow c$ sera considéré comme négatif.

Calcul des contraintes :

$$P = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

Avec :

$$A' = 0$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24 \text{ cm} \rightarrow c = -24 \text{ cm}$$

AN:

$$P = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 3,93}{100}(8 + 24) = -1614,82 \text{ N/mm}^2$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d') - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

AN:

$$q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = -2(-24)^3 - \frac{90 \times 3,93}{100}(8 + 24)^2 = 24026,112 \text{ N/mm}^2$$

A' : armatures comprimées = 0

A : armature tendue 2

y_2 est la solution de l'équation $y_2^3 + Py_2^2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1614,82y_2 + 24026,112 = 0$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

$$\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = (24026,112)^2 + \frac{4 \times (-1614,82)^3}{27} = -46579288,9 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \cos \varphi = \frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}} = \frac{3 \times 24026,112}{2 \times (-1614,82)} \sqrt{\frac{-3}{-1614,82}} = -0,962$$

$$\Rightarrow \varphi = 164,15^\circ$$

Après itération on trouve :

$$Y_{2,1} = a \cos(\varphi/3) = 46,40 \times \cos(54,71) = 26,81 \text{ cm}$$

$$Y_{2,2} = a \cos(\varphi/3 + 120^\circ) = -46,202 \text{ cm}$$

$$Y_{2,3} = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 19,396 \text{ cm}$$

$$y_2 = \max(Y_{2,1}; Y_{2,2}; Y_{2,3}) = 26,81 \text{ cm}$$

Avec :

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 2 \sqrt{\frac{1614,82}{3}} = 46,40$$

$$0 < y_1 = y_2 + c < 10 \text{ cm} \Rightarrow 0 < y_1 = 26,81 - 24 = 2,81 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

D'où la position de l'axe de neutre est : $y_1 = 2,81 \text{ cm}$

Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times 2,81^2}{2} - 15 \times 3,93(8 - 2,81) = 88,85 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{183,75 \times 10}{100 \times 88,85} = 0,21$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,21 \times 2,81 = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,21 \times (8 - 2,81) = 16,3485 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Avec : FeE400 : $\eta = 1,6$ acier HA ; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

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

Avec :

Conclusion :

$$\sigma_b = 0,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 16,3485 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon BAEL91 (A.E.5.2).

$$T_u^{max} = 1,5 \cdot F_P = 1,5 \times 88,2 = 132,3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{132,3 \times 10}{100 \times 8 \times 100} = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Dessin de ferrailage :

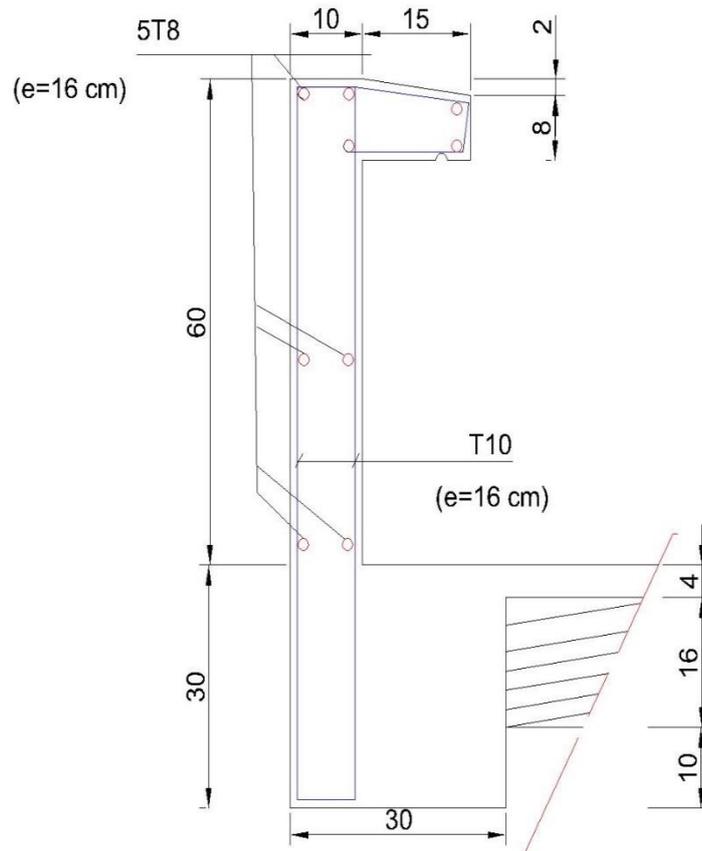


Figure IV-5 Position du point d'application de l'effort normal N_s

IV.2 Etude du balcon :

IV.2.1 Introduction :

Un balcon est une plateforme, qui se dégage(déborde) du mur de façade d'un bâtiment, ce qui en fait un ouvrage en hauteur. Les balcons sont conçus, soit béton armée, en bois ou charpente métallique. Ils peuvent être à l'extérieur ou l'intérieur (dans le cas d'une galerie de spectacle...etc.) d'un bâtiment. Le plus souvent ils sont considérés comme étant encastrés aux poutres, et sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicité par une charge permanente "G", une charge d'exploitation " Q", et une charge concentrée " P " (charge du garde-corps).

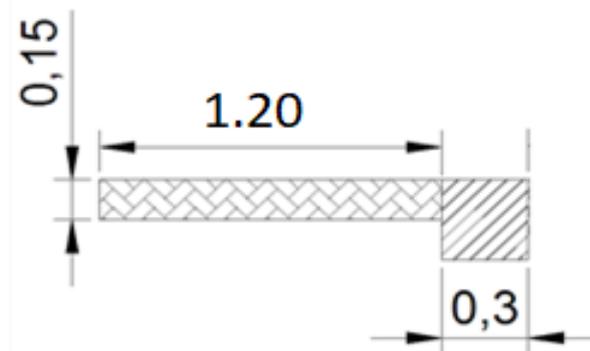


Figure IV-6 Figure : Coupe transversal du Balcon

IV.2.2 Descente des charges du balcon :

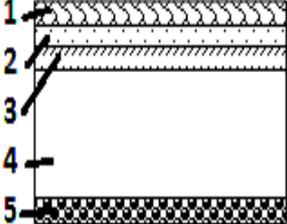
Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$L / 15 < e < (L / 20) + 7 \text{ on a : } L = 1,20\text{m}$$

$$8 < e < 13$$

On adopte un $e = 15 \text{ cm}$

Plancher en dalle pleine du balcon :

N°	Désignation	P (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Dalle de sol	/	/	0.24	
2	Mortier de pose	20	0,01	0.20	
4	Dalle pleine	25	0,20	5	
3	Enduit en ciment	18	0,02	0.36	
Charge permanent G				5,8	(KN/m²)

Chapitre 4

Charge d'exploitation Q	3.5	(KN/m²)
--------------------------------	------------	---------------------------

Tableau IV-1 Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon.

Charge permanente $G_T = 5,8 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q_T = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $G = G_T \times 1,00 = 5,8 \text{ daN/ml}$

Surcharge(charge) d'exploitation :

Pour Balcon à usage d'habitation $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $Q = Q_T \times 1,00 = 3,5 \times 1,00 = 350 \text{ daN/ml}$

Calcul des sollicitations :

Force concentrée (poids de la garde du corps):

$$P = (0,15 \times 1,10 \times 8,6) + (2 \times 0,02 \times 1,10 \times 20) \rightarrow P = 2,29 \sim 2,30 \text{ KN/m}$$

ELU :

$$qu1 = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,8 + 1,5 \times 3,5 \rightarrow qu1 = 13,08 \text{ KN/m}$$

$$Pu = 1,35P = 3,105 \text{ KN/m.}$$

ELS :

$$qs1 = G + Q = 5,8 + 3,5 \rightarrow qs1 = 9,3 \text{ KN/m}$$

$$Ps = P = 2,30 \text{ KN/m}$$

Charges uniformément réparties

ELU :

$$Mu = \frac{qu l^2}{2} + Pu l = \frac{13,08 \times 1,2^2}{2} + 3,105 \times 1,2 = 13,144 \text{ KN.m}$$

$$Tu = qu \times l + Pu = 18,801 \text{ kN}$$

ELS :

$$Ms = \frac{qs l^2}{2} + Psl = \frac{9,3 \times 1,2^2}{2} + 2,30 \times 1,2 = 9,456 \text{ KN.m}$$

$$T_s = q_s \times l + P_s = 9,3 \times 1,2 + 2,30 = 13,46 \text{ KN}$$

IV.2.3 Calcul du ferrailage :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

- **Diamètre des armatures :**

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

D'après l'article A.7.2,2 BAEL91, on a :

$$\Phi \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec : } h_d = 15 \text{ cm} \rightarrow \Phi \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm}$$

On prendra : $\Phi = 1 \text{ cm}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable : $a = 1 \text{ cm}$

- **Calcul de l'enrobage :**

$$c = a + \frac{\Phi}{2} \rightarrow c_x = \left(10 + \frac{10}{2}\right) \text{ mm} = 15 \text{ mm}$$

- **Hauteurs utiles :**

$$d = h_d - c_x = 15 - 1,5 = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13144}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,051 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,051}) = 0,065$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,067 = 0,974$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = M_u / (\beta d \sigma_s) = 13144 / (0,974 \times 13,5 \times 348) = 2,872 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2.$$

Le R.P.A 99 V 2003 exige que : $A_{min} = 0,5\%(b \times h)$ dans toute la section

$$ARPA = (0,005 \cdot 100 \cdot 15) = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}; ARPA)$$

$$A = 7,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 7HA12 ($A=7,91 \text{ cm}^2$)

Espacement = 14,28 cm

Chapitre 4

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte 4HA12/ml \rightarrow 4,52 cm²/ml Avec : $e = 25 \text{ cm}$

Espacement = 25 cm

A choisi (cm ²)	Espacement (cm)	A répartition (cm ²)	Espacement (cm)
7 HA12 (7.91)	14,28	4 HA12 (4,52)	25

Tableau IV-2 ferrailage du balcon

Vérification des contraintes :

M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	$A's$ (cm ²)
13.144	9,456	7,91	7,91

On doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot F_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- Calcul de la position de l'axe neutre : $S = \frac{b}{2} y^2 + n A's (D-c') - n A_s (d-D) = 0$
- Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + n A's (D-c')^2 + n A_s (d-D)^2$

$$I = \frac{100}{3} \cdot 1,19^3 + 15 \cdot 7,91 \cdot (1,19 - 1,5)^2 + 15 \cdot 7,91 \cdot (13,5 - 1,19)^2$$

$$I = 16616,414 \text{ cm}^4$$

Où : As : section d'armatures tendue

A's : section d'armatures comprimées

n : 15 coefficient d'équivalence

• **Calcul des contraintes :**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 7,91}{100} = 1,19$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 13,5 \cdot 1,19 = 32,13$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,19 + \sqrt{1,19^2 + 32,13} = 4,60$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{9456}{16616,414} \cdot 4,60 = 2,62 \text{ MPa}$$

Après calcul on trouve : $y_1 = 4,60 \text{ Mpa}$ et $I = 16616,414 \text{ cm}^4$

- $\sigma_b = 2,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$... La contrainte de compression du béton est vérifiée

Contrainte maximale de traction des aciers :

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - D) = \frac{15 \cdot 9456}{16616,414} \cdot (13,5 - 1,19) = 105,08 \text{ MPa}$$

- $\sigma_s = 105,08 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$... La contrainte de traction des aciers est vérifiée

Donc les armatures calculées en E.L.U conviennent à l'E.L.S.

Vérification au cisaillement :

$$T_u = 18,801 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable, τ_u doit être ou inférieure égale à $\bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$\tau_u = \frac{18801}{1000 \cdot 135} = 0,139 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$... CV, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

Vérification de la flèche :

Avant de passer à la vérification de la flèche, on doit examiner les conditions de non

Vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ cv}$$

$$b) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{7,91}{100 \times 13,5} = 0,0058 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ cv}$$

Alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

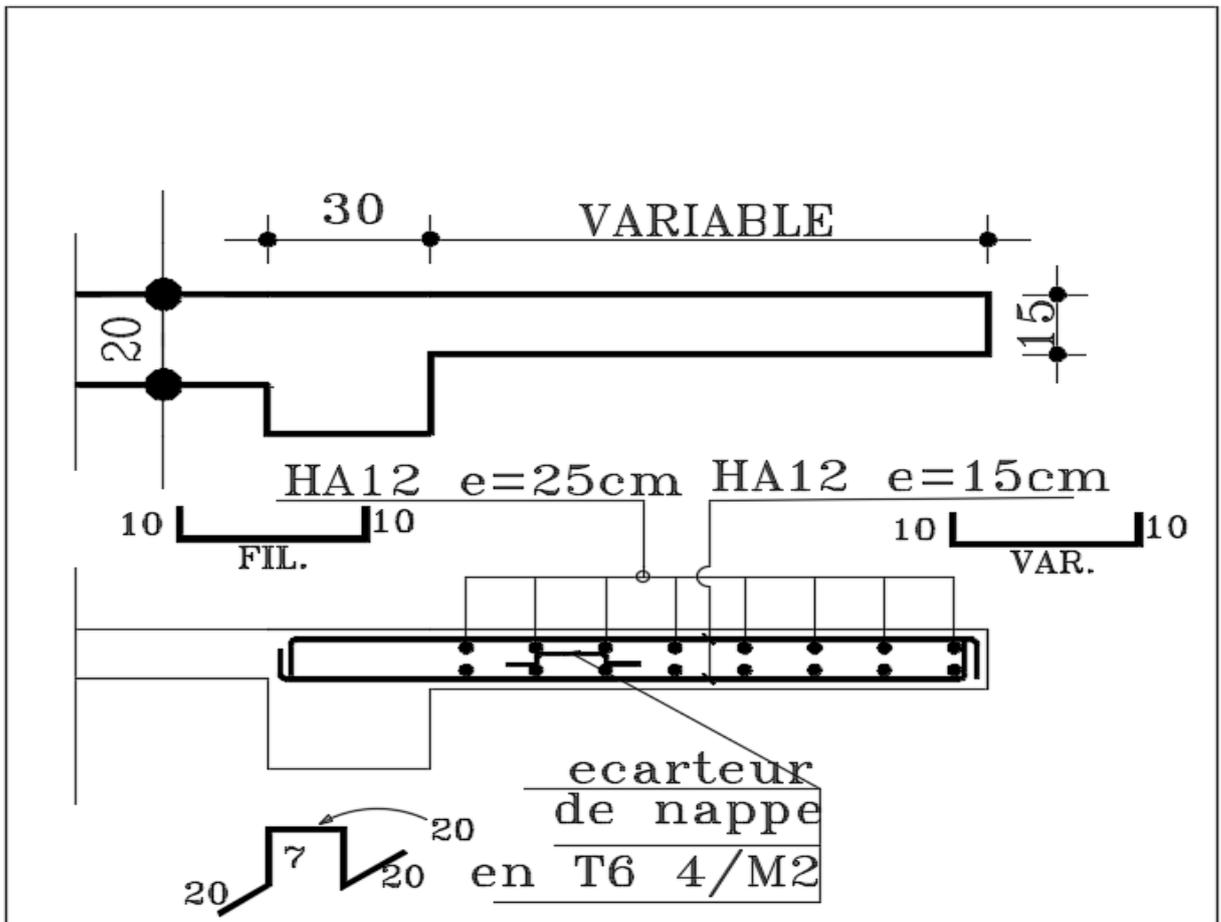


Figure IV-7: Ferrailage du balcon

IV.3 Etude des escaliers :

IV.3.1 Introduction :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Ils permettent le mouvement et la circulation verticale des personnes et des objets dans un immeuble.

Les escaliers sont des éléments importants, ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes, équipements).

Les escaliers se composent de :

- **Volée** : C'est une suite de marche (avec 20 marches au maximum).
- **Palier de repos** : C'est la partie horizontale d'un escalier entre 2 volées.
- **Palier d'arrivée** : Plateforme ménagée de distance en distance et spécialement à chaque étage.
- **Paillasse** : dalle inclinée supportant les marches et contremarches d'un escalier et assurant la transmission des charges et surcharges.
- **La marche** : c'est la surface plane horizontale sur laquelle on pose le pied
- **Contre marche** : La partie verticale d'une marche.
- **Emmarchement** : La longueur de la marche.

IV.3.2 Prédimensionnement :

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de « BLONDEL » :

- $59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \quad (1)$

- $g + 2h = 64 \text{ cm} \quad (2)$

- $g = \frac{L}{n-1} \quad (3)$

- $h = \frac{H}{n} \quad (4)$

Avec :

he : la hauteur d'étage. (3,06 m)

Chapitre 4

h : la hauteur des contres marche.

g : giron (la largeur de la marche).

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage,

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

n : Nombre de contre marche

AN :

$$H = \frac{he}{2} = \frac{3,06}{2} = 153 \text{ cm}$$

$$L = 240 \text{ cm}$$

En remplaçant (3) et (4) dans (2) on obtient :

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

$$\text{Ceci implique : } \Delta = b^2 - 4ac = 293764 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 542 \Rightarrow \begin{cases} n = \frac{b+\sqrt{\Delta}}{2a} = -0,53 \\ n = \frac{b-\sqrt{\Delta}}{2a} = 9 \end{cases}$$

D'où n est un nombre entier positif, donc $n = 9$

$$\text{Alors on a : } \begin{cases} n = 9 \text{ (contres marches)} \\ n - 1 = 8 \text{ (marches)} \end{cases}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

Inclinaison de la paillasse :

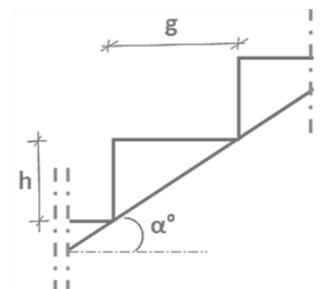
$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$L_R = \sqrt{H^2 + L^2} = 2,85 \text{ m}$$

$$l = L_R + L_{\text{Palier}} = 4,42 \text{ m}$$

Epaisseur de la paillasse :



Chapitre 4

Condition de résistance :

$$\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{442}{30} \leq e_p \leq \frac{442}{20} \Rightarrow 14,73 \text{ cm} \leq e_p \leq 22,1 \text{ cm}$$

On prend $e_p = 18 \text{ cm}$ (Paillasse et Palier).

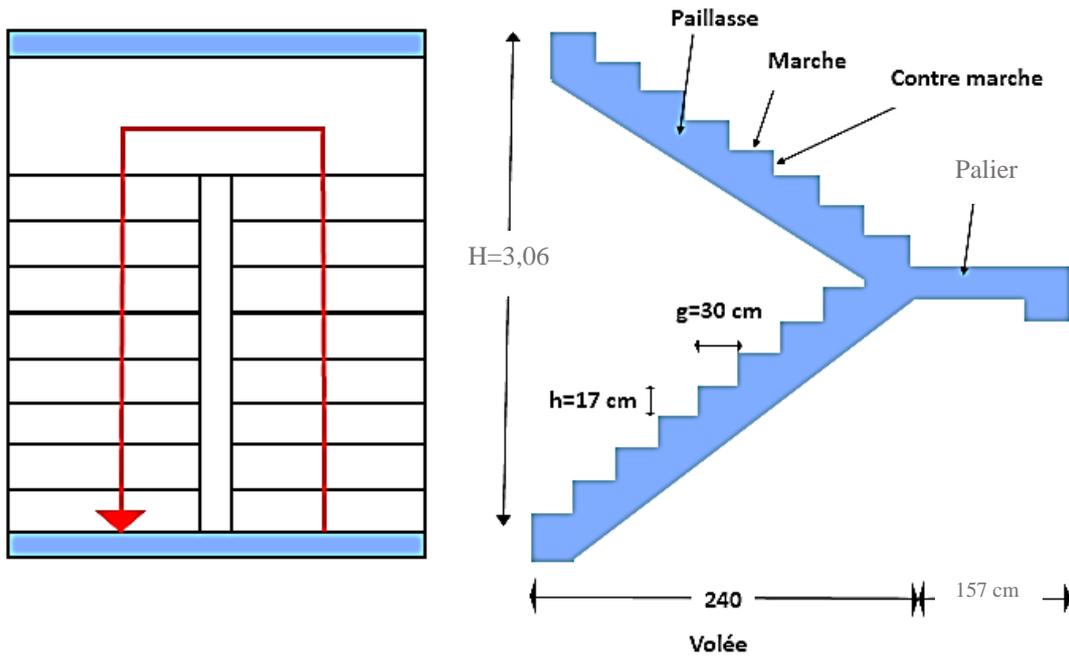


Figure IV-8 Schéma d'une cage d'escalier

IV.3.3 Descente des charges

Volée :

	Matériaux	G (daN/m ²)
	Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)	104
	Revêtement vertical $\left(104 \times \frac{h}{g}\right)$	58,93
	Poids propre des marches $\left(2200 \times \frac{h}{2}\right)$	187
	Poids propre de la paillasse $\left(2500 \times \frac{e_p}{\cos\alpha}\right)$	344,82
	Enduit au ciment $\left(18 \times \frac{1,5}{\cos\alpha}\right)$	31,03
	Charge permanente G	725,78
	Surcharge d'exploitation Q	250
ELU	$q_u = (1,35G + 1,5Q)$	1354,80
ELS	$q_s = (G+Q)$	975,78

Palier :

	Matériaux	G (daN/m ²)
	Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)	104
	Poids propre du palier $(2500 \times e_p)$	300
	Enduit au ciment $(18 \times 1,5)$	27
	Charge permanente G	431
	Surcharge d'exploitation Q	250
ELU	$q_u = (1,35G + 1,5Q)$	956,85
ELS	$q_s = (G+Q)$	681

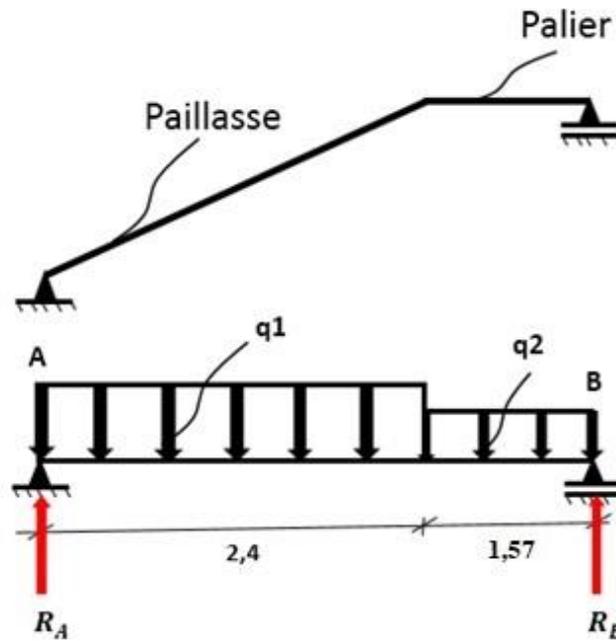


Figure IV-9 Schémas statique d'un escalier à paillasse avec un palier de l'étage courant.

IV.3.4 Ferrailage des escaliers :

Calcul des réactions :

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = \frac{q_1 \times \frac{2,4^2}{2} + q_2 \times 1,57 \times \left(\frac{1,57}{2} + 2,4\right)}{3,97}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = \frac{q_2 \times \frac{1,57^2}{2} + q_1 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1,57\right)}{3,97}$$

$$\sum F_v = 0$$

Avec :

q_1 : Charge de paillasse

q_2 : charge de palier

Chapitre 4

		R _A (daN)	R _B (daN)	vérification
Formule		$\sum M/B = 0$	$\sum M/A = 0$	$\sum F_v = 0$
Valeur	ELU	2565,74	2188,04	<i>condition vérifiée</i>
	ELS	1845,41	1565,63	<i>condition vérifiée</i>

Tableau IV-3 Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS.

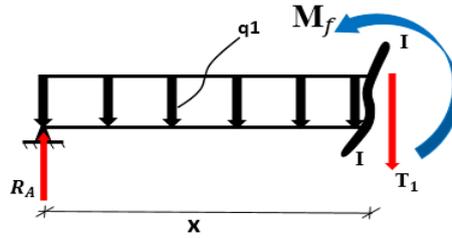
IV.3.5 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant :

Section I-I : $0 \leq x \leq 2,4$ [m]

Avec :

$$q_1^u = 1354,80 \text{ daN/m}$$

$$q_1^{ser} = 975,78 \text{ daN/m}$$



		Formule	Valeur	
			x = 0 m	x = 2,4 m
$M_f(x)$ [daN.m]	ELU	$R_A x - q_1 \times \frac{x^2}{2}$	0	2255,95
	ELS		0	1618,74
T(x) [daN]	ELU	$R_A - q_1 x$	2565,74	-685,78
	ELS		1845,41	-496,46

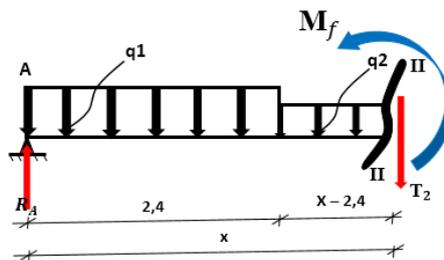
Tableau IV-4 Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section I-I.

Section II-II : $2,4 \leq x \leq 3,97$ [m]

Avec :

$$q_1^u = 1354,80 \text{ daN/m}$$

$$q_1^{ser} = 975,78 \text{ daN/m}$$



Chapitre 4

$$q_2^u = 956,85 \text{ daN/m}$$

$$q_2^{ser} = 681 \text{ daN/m}$$

		Formule	Valeur	
			x = 2,4 m	x = 3,97 m
$M_f(x)$ [daN.m]	ELU	$R_A x - q_1 \left(x - \frac{2,4}{2}\right) 2,4 - q_2 \frac{(x - 2,4)^2}{2}$	2255,95	0
	ELS		1618,74	0
T(x) [daN]	ELU	$R_A - q_1 \times 2,4 - q_2(x - 2,4)$	-685,78	-2188,04
	ELS		-496,46	-1565,63

Tableau IV-5 Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section II-II

IV.3.6 Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\max} = M'(x_m) \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow R_A - q_1 x = 0 \Rightarrow 2565,74 - 1354,80x = 0$$

$$\Rightarrow x_m = 1,89 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A x - q_1 \times \frac{x^2}{2} = 2565,74 \times 1,89 - 1354,80 \times \frac{1,89^2}{2} = 2429,509 \text{ daN.m}$$

$$T(x_m) = R_A - q_1 x = 2565,74 - 1354,8 \times 1,89 = 5,17 \text{ daN}$$

	x_m [m]		M_{\max} [daN.m]	M_t [daN.m]	M_a [daN.m]
	formule	valeur			
ELU	$T(x_m) = 0$	1,89	2429,509	1943,61	-485,90
ELS		1,89	1745,033	1396,03	-349,01

Tableau IV-6 Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appui.

IV.3.7 Calcul des ferrailages

En travée

En Etat Limite Ultime (ELU) :

$$M_t^u = 1943,61 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{19436,1}{14,2 * 100 * 16^2} = 0,0535 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FE400)}$$

⇒ A' n'existe pas

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0688$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,973$$

$$A_{cal}^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{19436,1}{348 * 0,973 * 16} = 3,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}^u ; A_{min}) = 3,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

$$6T10/\text{ml} \rightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

Etat limite de service (ELS)

$$M_t^{ser} = 1396,03 \text{ daN.m}$$

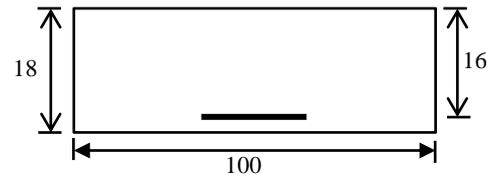


Figure IV-10 Section de calcul

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FE400} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \text{ si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{1943,61}{1396,03} = 1,39$$

$$\alpha = 0,0688 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

Conclusion

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{(la fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s)) \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow A = 25 \text{ cm})$$

En appuis

En Etat limite ultime (ELU)

$$M_a^u = -485,90 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{4859}{14,2 * 100 * 16^2} = 0,0134 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FE400)}$$

⇒ A' n'existe pas

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,017$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,993$$

$$A_{cal}^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{4859}{348 * 0,993 * 16} = 0,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}^u ; A_{min}) = 1,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

$$6T10/\text{ml} \rightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

Etat limite de service (ELS)

$$M_a^{ser} = -349,01 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Acier FE400

Section rectangulaire avec A'≠∅

Fussuration peu nuisible

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FE400} \\ \text{Section rectangulaire avec A'≠∅} \\ \text{Fussuration peu nuisible} \end{array} \right\} \text{ si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{4859}{3490,1} = 1,39$$

$$\alpha = 0,017 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

Conclusion

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{la fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s \text{)} \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1,69}{4} = 0,423 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

Vérification des contraintes de cisaillement (A.5.1.2.1.1 CBA 93)

$$T_{\max}^u = 2188,04 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b * d} = \frac{21880,4}{100 \times 16 \times 100} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \\ \text{Il n'ya pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Dessin de ferrailage

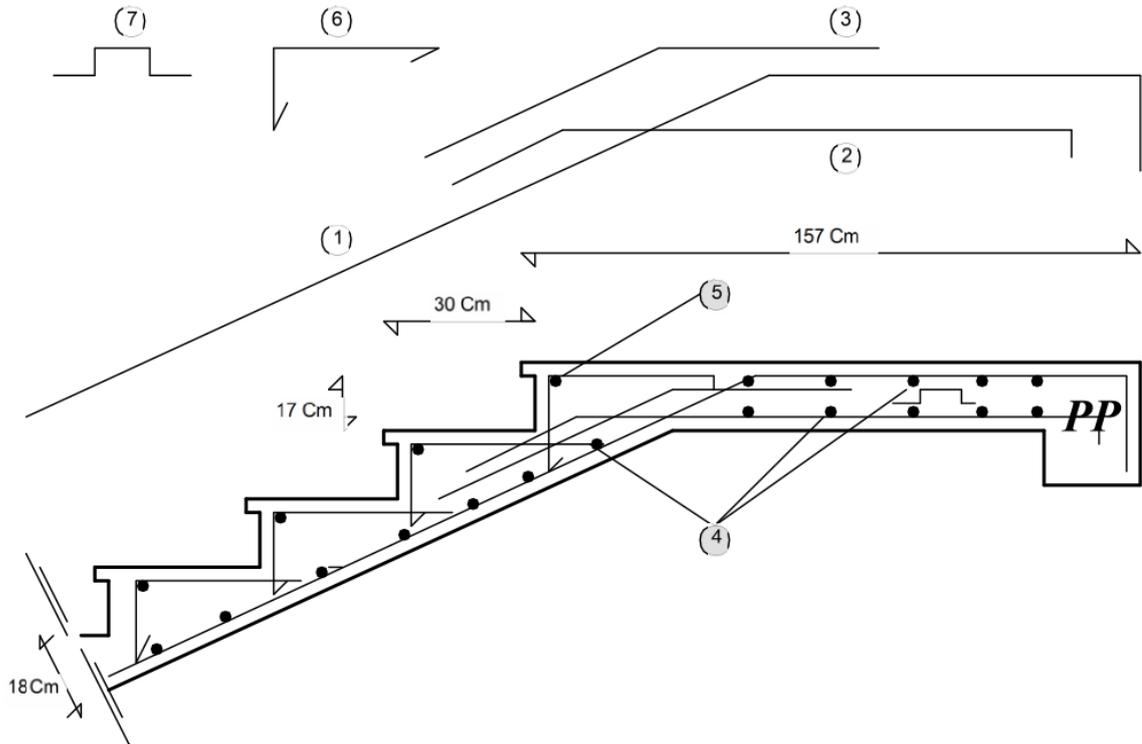


Figure IV-11 Ferrailage de l'escalier

Nomenclature des aciers		
Repère	Diamètre	Espacement
1)	T10	20 cm
2)	T10	20 cm
3)	T10	20 cm
4)	T8	25 cm
5)	T10	/Marche
6)	T10	25 cm
7)	T8	1/m ² Ecarteurs

IV.3.8 Etude de la poutre palière

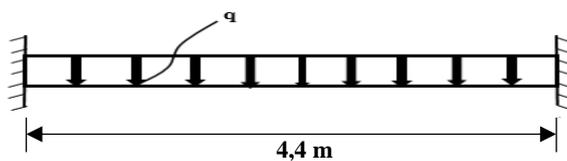


Figure IV-12 Schémas statique de la poutre palière.

Chapitre 4

Dimensionnement

La hauteur de la poutre doit respecter la condition de la flèche suivante : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur b doit être comprise entre : $0,4h \leq b \leq 0,8h$

h et b doivent vérifier les conditions du RPA99 :

- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4,00$

Avec : $L=440 \text{ cm}$

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29,34 < h < 44 \Rightarrow \text{On prend } \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

D'où la poutre palière est de dimension $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

$$\left. \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4,00 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Evaluation des charges

	ELU	ELS
g (KN/mL)	$0,30 \times 0,30 \times 25 \times 1,35 = 3,04$	$0,30 \times 0,30 \times 25 \times 1 = 2,25$
Poids du mur	$2,92 \times 1,35 = 3,94$	2,92
R_B	218,804	156,563
Charge totale q	$q_u = 225,784$	$q_s = 161,733$

IV.3.8.1 Calcule des sollicitations :

	M_t [KN.m]	M_a [KN.m]	T [KN]
Formule	$0,8 \times \frac{q \times l^2}{8}$	$-0,2 \times \frac{q \times l^2}{8}$	$\frac{q \times l}{2}$
ELU	437,119	-109,280	496,725
ELS	313,115	-78,279	355,813

IV.3.8.2 Calcul des armatures :

En travée :

$$M_t^u = 43712 \text{ N.m}$$

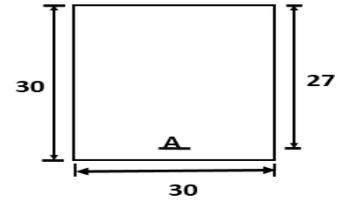


Figure -IV-14 Section de calcul

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{43712}{14,2 \times 30 \times 27^2} = 0,1408$$

$$\mu = 0,1408 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,1905$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,924$$

Détermination des armatures :

$$A_{cal} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{43712}{348 \times 0,924 \times 27} = 5,035 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [CBA 93]

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 5,035 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$5T12 \rightarrow A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (ELS) :

$$M_t^s = 31312 \text{ N.m}$$

On a:

Flexion simple

Section rectangulaire avec A' ≠ ∅

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400 Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{43712}{31312} = 1,40$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 > \alpha = 0,1905 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

En appuis :

$$M_a^u = -10928 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10928}{14,2 \times 30 \times 27^2} = 0,0352$$

$$\mu = 0,0352 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0450$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,982$$

Détermination des armatures :

$$A_{cal} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10928}{348 \times 0,982 \times 27} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1] :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,19 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3T12 \rightarrow A_t = 3,39 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (ELS) :

$$M_a^s = -7827,9 \text{ N.m}$$

On a:

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{10928}{7827,9} = 1,4$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 > \alpha = 0,0450 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Dessin de ferrailages :

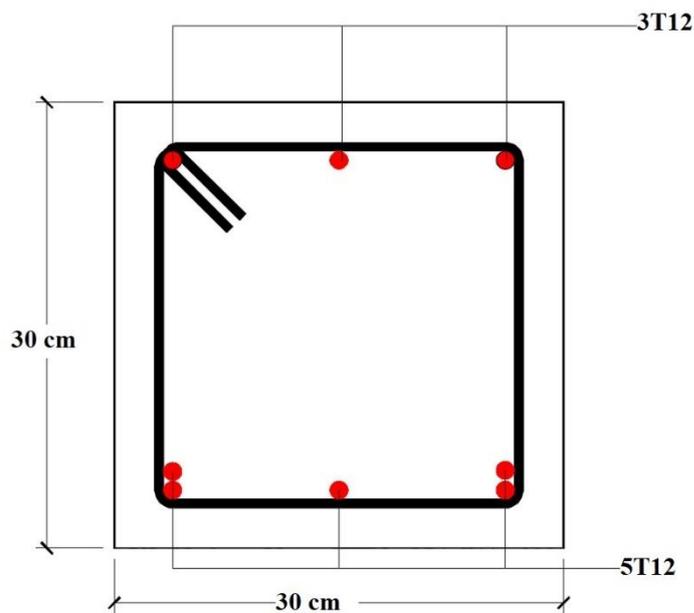


Figure IV-15 Dessin de ferrailage

Chapitre 5

Etude dynamique

V Etude dynamique

V.1 Introduction

Un tremblement de terre est un mouvement brusque ou secousse soudaine et rapide de la surface terrestre. Vu que notre projet est situé à Mostaganem qui est une zone de moyenne sismicité IIa, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à ce phénomène et cela impose l'étude du comportement dynamique de la structure afin d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de l'ouvrage et de définir un modèle structural qui vérifie les conditions et les critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

Etude sismique

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape importante dans l'étude d'un ouvrage dans une zone sismique, qui a pour objectif de déterminer les caractéristiques dynamiques.

L'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul, alors on utilise un logiciel préétabli avec une modélisation adéquate de la structure qui peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023.

Présentation du logiciel

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis (nommé Robot) est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques,

Chapitre 5

Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques etc...

Etape de la modélisation

Les différentes étapes de la modélisation sont :

La définition des lignes de construction de la structure suivant les trois directions ;

La définition des sections des éléments qui constituent la structure (éléments barres ou panneaux) ;

La représentation et le dessin de la structure graphiquement par les éléments définis ;

La définition des appuis dans la structure ;

La définition des cas de charge et des combinaisons et application des charges sur la structure ; Calcul ; Résultat d'analyse.

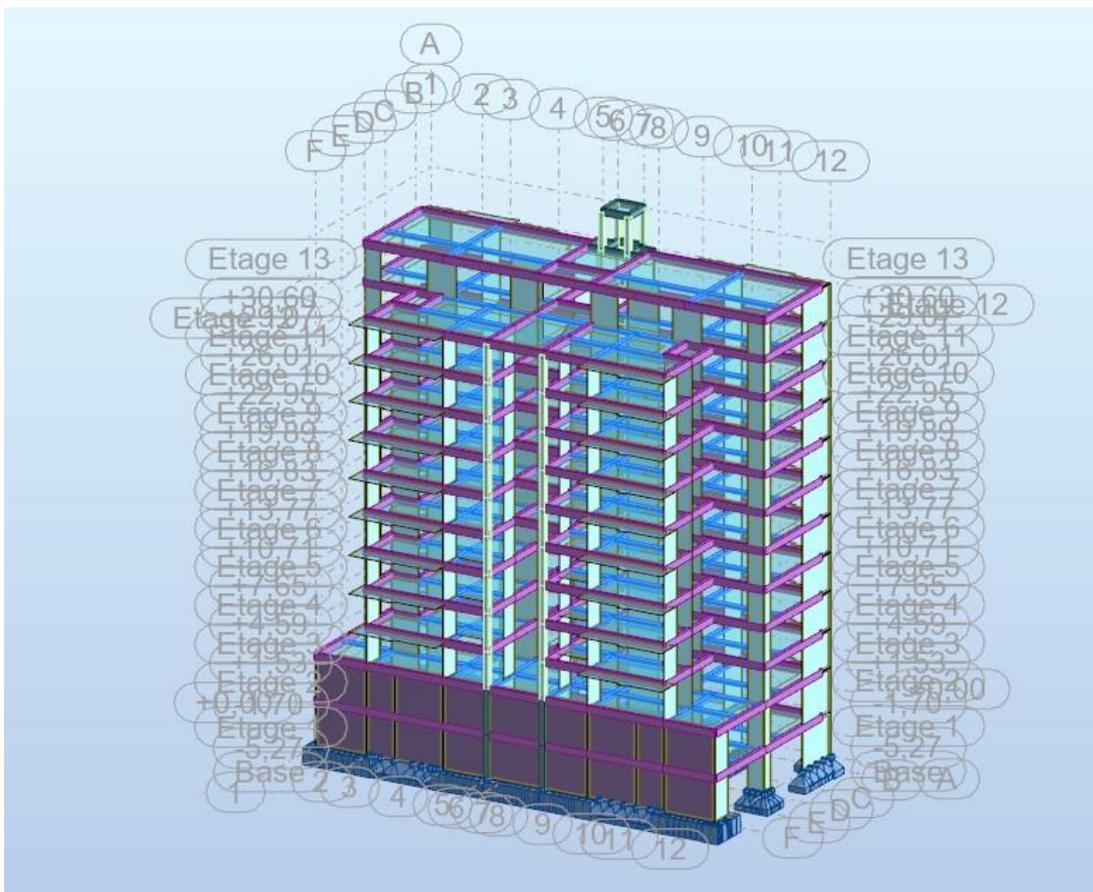


Figure V-1 Modélisation en 3D de la structure

Détermination des charges

Charge permanente G :

Contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres ceintures et aux poutres noyées.

Surcharge d'exploitation Q :

Les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

Force sismique V :

Contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).

Combinaison des charges

ELU :

- $1.35G+1.5Q$

ELS :

- $G+Q$

Accidentelles :

- $G + Q \pm V_{x,y}$
- $G + Q \pm 1.2V_{x,y}$
- $0.8G \pm V_{x,y}$

Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 modifié en 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

Chapitre 5

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en 1, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous les groupes

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3.
- Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donnée par la formule suivante :

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

Avec :

V : force sismique totale

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

W : Poids total de la structure.

Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égale à 90% ;
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ s}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Classification des ouvrages selon leur importance :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. D'après l'RPA le type de la structure est classée dans le groupe 2 définit : ouvrages courants ou d'importance moyenne, donc on à la zone IIa avec un groupe d'usage 2. En fonction des propriétés mécaniques de sols qui les constituent. Catégories et critères de classification d'après RPA99, le site et classés en catégorie S3 (site meuble).

Utilisation de La méthode d'analyse modale spectrale :

Nombre de modes à considérer : (RPA.99 / Version 2003 4.3.4)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes vibration à retenir dans chacune des deux (2) directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives doit être supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes :

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq \sqrt{N}$

Avec :

N : le nombre de niveau au-dessus du sol (N=11)

$$K \geq 3\sqrt{13} \cong 11 \text{ modes}$$

Interprétation des résultats :

Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99 (version 2003) /4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport.

Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente : (RPA99/4.2.3) :

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

V.2 Coefficient d'accélération de zone A :

Donné par (Tableau 4.1p40 RPA 99 ver 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique: IIa} \\ \text{Groupe d'usage: 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$$

V.3 Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen

(D):

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases} \quad ((4.2) \text{ RPA99 version 2003}).$$

$$T = \begin{cases} T_x = 0,59 \\ T_y = 0,76 \end{cases} \Rightarrow D = \begin{cases} D_x = 1,719 \\ D_y = 1,443 \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

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

$$\eta = \sqrt{(7/(2 + \xi))} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0,0,7638 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

$\xi = 10\%$ (Portique béton armée et maçonnerie).

$$\text{Site meuble (S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{Tableau 4.7 RPA99 version 2003})$$

V.4 Calcul de la résultante des forces

Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques. Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4} ; T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau qui est

égale à 37,74m ;

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré, tel que : $D_x = 33,68 \text{ m}$ et $D_y = 16,89 \text{ m}$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage (Tableau 4.6 RPA 99 ver 2003), On a contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé alors $C_T = 0.05$

AN:

$$T_x = \min \left(0.05 \times 37,74^{3/4} ; 0.09 \frac{37,74}{\sqrt{33,68}} \right) = (0,76 ; 0,59) = 0.59 \text{ s}$$

$$T_y = \min \left(0.05 \times 37,74^{3/4} ; 0.09 \frac{37,74}{\sqrt{16,89}} \right) = (0,76 ; 0,83) = 0.76 \text{ s}$$

V.5 Coefficient de comportement R :

On a une structure en voile porteur alors $R = 3.5$ [RPA99 (version2003)/tableau 4.3].

V.5.1 Facteur de qualité Q :

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 et
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ [RPA99 (version2003) /tableau 4.4].

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

critère de qualité q		P_q	
		P_{qx}	P_{qy}
1	Condition minimale sur les files de contreventement	0.00	0.00
2	Redondance en plan	0.00	0.00
3	Régularité en plan	0.05	0.05
4	Régularité en élévation	0.00	0.00
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
Total		0.2	0.2

Tableau V-1 Tableau du Valeur des pénalités

D'où $Q = 1 + 0.20 = 1.20$

Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad [\text{RPA99version2003/formule 4.5}].$$

Avec :

W_i : le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i » ;

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

ΣG_i : Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes ;

ΣW_{Qi} : Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation ;

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

On a $\beta = 0.2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (**Tableau 4.5**) (*RPA99ver2003*).

V.6 Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article (4.3.3 du RPA 99 / version 2003) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \dots \text{(RPA 99 version 2003 / formule 4.13)} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

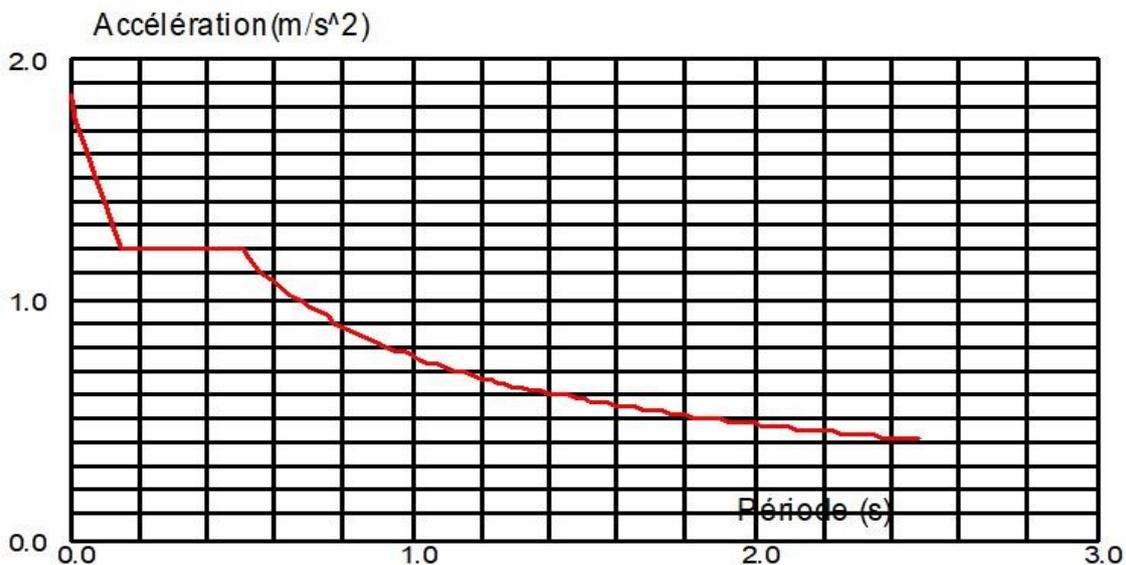


Figure -V-2 Spectre de réponse

Avec :

S_a / g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

T : Période fondamentale de la structure

V.7 Etude des variantes :

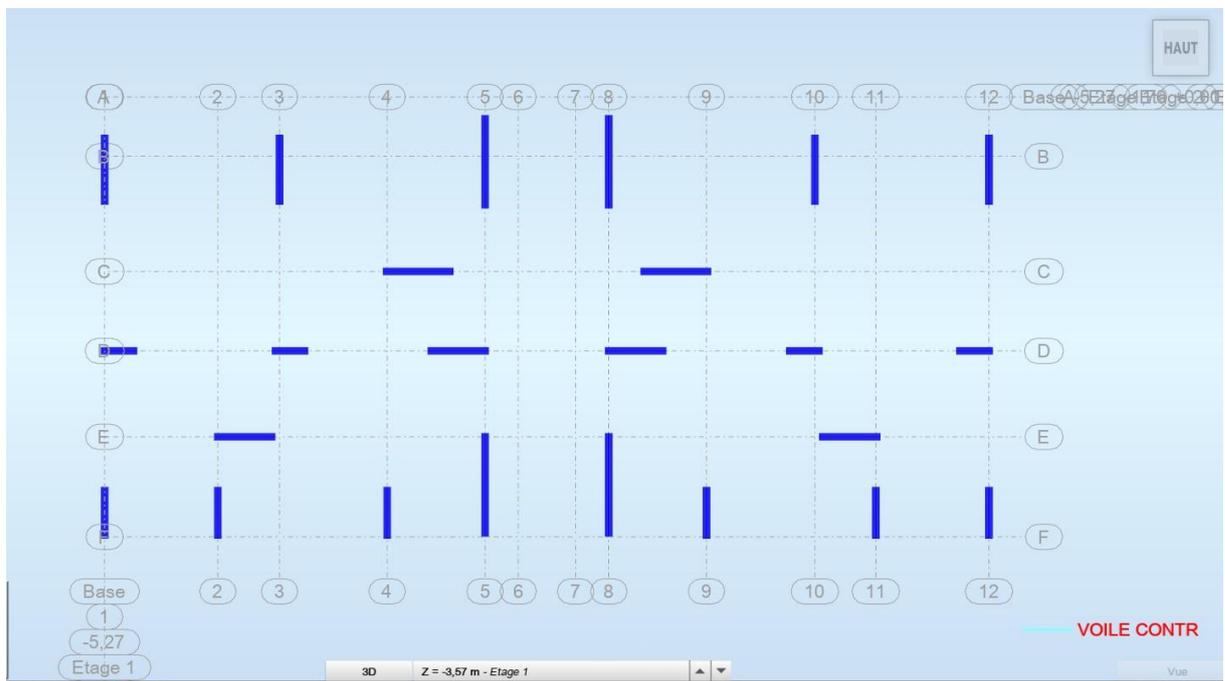


Figure -V-3 Dispositions des voiles

Etude du premier Modèle : $T=1,21s$

Constations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

La participation massique n'atteint pas les 90% à partir du 100ème mode suivant X-X et suivant Y-Y.

Le 1^{er} mode est un mode de torsion.

Le 2^{er} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.

Chapitre 5

Le 3^e mode est un mode de torsion.

Etude du deuxième modèle :

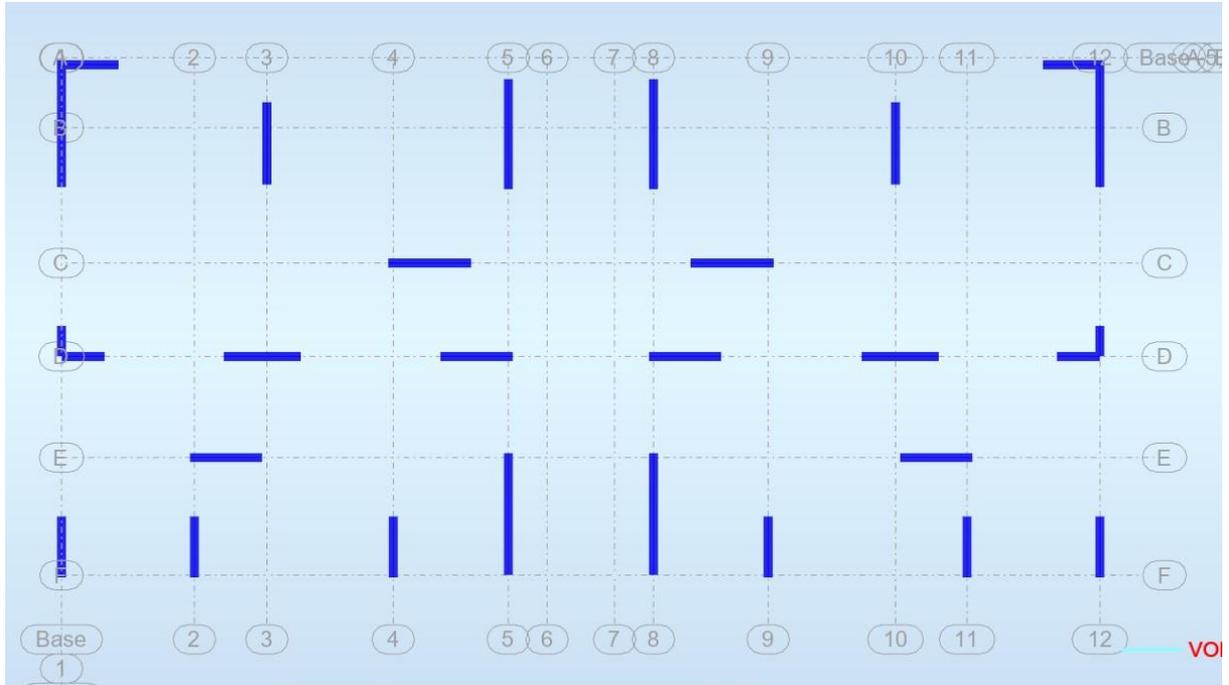


Figure -V-4 Disposition Finale des voiles

Caractéristiques dynamique propres du modèle finale :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]
4/ 1	1,08	0,92	62,62	0,00	0,00	62,62	0,00	0,00	7551512,46

Chapitre 5

Cas/Mod e	Fré- quenc e [Hz]	Périod e [sec]	Masses Cumulée s UX [%]	Masses Cumulée s UY [%]	Masses Cumulée s UZ [%]	Masse Modal e UX [%]	Mass e Modal e UY [%]	Masse Modal e UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]
4/ 2	1,20	0,84	62,62	67,58	0,00	0,00	67,58	0,00	7551512,46
4/ 3	1,31	0,77	66,70	67,58	0,00	4,08	0,00	0,00	7551512,46
4/ 4	3,85	0,26	77,78	67,58	0,00	11,08	0,00	0,00	7551512,46
4/ 5	4,38	0,23	77,78	81,78	0,04	0,00	14,20	0,04	7551512,46
4/ 6	5,07	0,20	77,79	81,78	0,04	0,00	0,00	0,00	7551512,46
4/ 7	7,87	0,13	83,93	81,78	0,04	6,14	0,00	0,00	7551512,46
4/ 8	8,82	0,11	83,93	82,29	36,32	0,00	0,50	36,28	7551512,46
4/ 9	8,91	0,11	83,95	82,35	36,39	0,03	0,06	0,07	7551512,46
4/ 10	8,95	0,11	83,96	87,97	38,11	0,00	5,62	1,72	7551512,46
4/ 11	10,04	0,10	83,96	88,03	44,48	0,00	0,06	6,37	7551512,46

Tableau V-2 Période et facteurs de participation massique du deuxième modèle.

Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

La participation n'a pas atteint le seuil des 90% de participation massique, on passe à la vérification de la deuxième condition :

$$K \geq 3\sqrt{n} \cong 11 \text{ modes et } T_k \leq 0,20$$

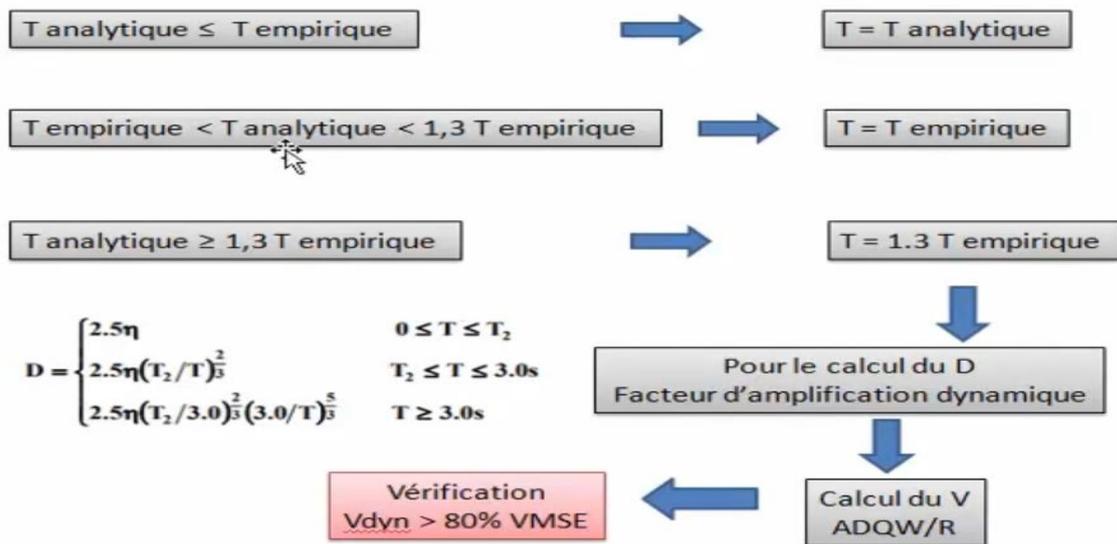
$$T_{11} = 0,10 \leq 0,20\text{s (Condition vérifiée)}$$

Le 1^{er} mode est mode de translation pure suivant le sens X-X.

Le 2^e mode est mode de translation pure suivant le sens Y-Y.

Le 3^e mode est un mode de torsion.

V.8 Vérification de la période :



$$T_{X(analytique)} = 0,92 \text{ s} \geq 1,3 T_{X(empirique)} = 0,767 \text{ s} \rightarrow T = 1,3 T_{X(empirique)}$$

$$T_{Y(empirique)} < T_{Y(analytique)} = 0,84 \text{ s} < 1,3 T_{Y(empirique)} = 1,079 \text{ s} \rightarrow T = T_{Y(empirique)}$$

V.9 La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier ROBOT 2023, la résultante des forces sismiques à la base est égale à : $V = \frac{ADQ}{R} W$

Données :

$A = 0.15$	$D_x = 1,14359$
$R = 3.5$	$D_y = 1,14375$
$W = 75515,13 \text{ KN}$	$Q_x = Q_y = 1.2$

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,14359 \times 1,2}{3,5} \times 75515,13 = 4441,2865 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,14375 \times 1,2}{3,5} \times 75515,13 = 4441,9078 \text{ KN}$$

D'après le fichier des résultats donné par le logiciel ROBOT 2014 on a :

Sens x-x :

$$V_{x \text{ dyn}} = 5334,84 \text{ KN}$$

Sens y-y :

$$V_{y \text{ dyn}} = 4671,51 \text{ KN}$$

Vérification :

$V_{x \text{ dyn}} = 5334,84 \text{ KN} \geq 80\%V_x = 0,8 \times 4441,2865 = 3553,0292 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$V_{y \text{ dyn}} = 4671,51 \text{ KN} \geq 80\%V_y = 0,8 \times 4441,9078 = 3553,5263 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

V.10 Calcul et vérification des déplacements

Le déplacement admissible = 1% de la hauteur de l'étage.

Chapitre 5

Sens y-y :

ETAGE	Uy (cm)	dry	h	1%h	
1	0,193	0,193	357	3,57	Vérifié
2	0,614	0,421	357	3,57	Vérifié
3	1,196	0,583	306	3,06	Vérifié
4	1,899	0,702	306	3,06	Vérifié
5	2,664	0,765	306	3,06	Vérifié
6	3,454	0,79	306	3,06	Vérifié
7	4,239	0,785	306	3,06	Vérifié
8	4,999	0,76	306	3,06	Vérifié
9	5,72	0,721	306	3,06	Vérifié
10	6,39	0,67	306	3,06	Vérifié
11	7,013	0,623	306	3,06	Vérifié
12	7,62	0,607	306	3,06	Vérifié
13	8,271	0,651	306	3,06	Vérifié

Sens x-x :

ETAGE	Ux (cm)	drx	h	1%h	
1	0,171	0,171	357	3,57	Vérifié
2	0,627	0,456	357	3,57	Vérifié
3	1,529	0,903	306	3,06	Vérifié
4	2,599	1,069	306	3,06	Vérifié
5	3,765	1,167	306	3,06	Vérifié
6	4,909	1,143	306	3,06	Vérifié
7	6,036	1,128	306	3,06	Vérifié
8	7,077	1,04	306	3,06	Vérifié
9	8,003	0,927	306	3,06	Vérifié
10	8,806	0,802	306	3,06	Vérifié
11	9,461	0,655	306	3,06	Vérifié
12	10,686	1,225	306	3,06	Vérifié
13	11,858	1,172	306	3,06	Vérifié

V.11 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (RPA99 version

2003/art.5.9) :

Les effets du second ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k (Obtenue par ROBOT).

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

h_K : Hauteur de l'étage k.

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$$V_K = \sum_{i=K}^n F_i \quad \rightarrow \quad F_i = \frac{W_i \times h_i \times (V_t - F_t)}{\sum W_i \times h_i}$$

Avec :

W_i : Poids propre de l'étage ;

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

V_t : Force sismique totale.

D'après (RPA99 version 2003/4.2.5) :

Remarque :

Si : $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être prise en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$.

Si $\theta_K > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Chapitre 5

Étage	P	P+	Δ_K	V _x	H	θ_K	Vérification
1	-74055,04	74055,04	0,171	5335,02	357	0,00664885	vérifié
2	-66265,22	66265,22	0,456	5272,05	357	0,01605472	vérifié
3	-58200,17	58200,17	0,903	5110,69	306	0,03360555	vérifié
4	-52967,24	52967,24	1,069	4945,16	306	0,03741823	vérifié
5	-47599,03	47599,03	1,167	4720,42	306	0,03845625	vérifié
6	-42230,82	42230,82	1,143	4430,9	306	0,03560101	vérifié
7	-35850,04	35850,04	1,128	4014,89	306	0,03291574	vérifié
8	-29469,07	29469,07	1,04	3540	306	0,02829274	vérifié
9	-23088,26	23088,26	0,927	2989,15	306	0,02339924	vérifié
10	-16706,82	16706,82	0,802	2354,73	306	0,0185954	vérifié
11	-10325,92	10325,92	0,655	1634,97	306	0,01351882	vérifié
12	-4335,02	4335,02	1,225	814,96	306	0,0212946	vérifié

Tableau V-3 Tableau de Vérification de l'effort P suivant x-x

Étage	P	P+	Δ_K	V _y	H	θ_K	Vérification
1	-74055,04	74055,04	0,193	4671,54	357	0,00857006	vérifié
2	-66265,22	66265,22	0,421	4604,81	357	0,01697023	vérifié
3	-58200,17	58200,17	0,583	4431,63	306	0,02502119	vérifié

Chapitre 5

4	-52967,24	52967,24	0,702	4276,85	306	0,02841182	vérifié	
5	-47599,03	47599,03	0,765	4074,95	306	0,02920222	vérifié	
6	-42230,82	42230,82	0,79	3822,93	306	0,0285193	vérifié	
7	-35850,04	35850,04	0,785	3465,61	306	0,02653739	vérifié	
8	-29469,07	29469,07	0,76	3059,67	306	0,02392126	vérifié	
9	-23088,26	23088,26	0,721	2593,14	306	0,02097872	vérifié	
10	-16706,82	16706,82	0,67	2053,19	306	0,01781632	vérifié	
11	-10325,92	10325,92	0,623	1420,11	306	0,01480381	vérifié	
12	-4335,02	4335,02	0,607	691,84	306	0,01242947	vérifié	

Tableau V-4 Vérification de l'effort P suivant y-y

D'après le tableau ci-dessus :

$\theta < 0.1$ L'effet P- Δ est négligeable.

Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions.

V.12 Vérification au renversement :

Sens y-y :

ETAGES	EFFORT Vy	Effort Fey	H	MR	W	Dy	MS	K	VERIFICATION
1	4671,54	66,73	3,57	238,2261					
2	4604,81	173,18	7,14	1236,5052					
3	4431,63	154,78	10,2	1578,756					
4	4276,85	201,9	13,26	2677,194					
5	4074,95	252,02	16,32	4112,9664					
6	3822,93	357,32	19,38	6924,8616	75515,1246	7,45	562587,678	4,51588474	vérifié
7	3465,61	405,94	22,44	9109,2936					
8	3059,67	466,53	25,5	11896,515					

Chapitre 5

9	2593,14	539,95	28,56	15420,972					
10	2053,19	633,08	31,62	20017,9896					
11	1420,11	728,27	34,68	25256,4036					
12	691,84	691,84	37,74	26110,0416					

Sens xx :

ETAGES	EFFORT Vx	Effort Fex	H	MR	W	Dx	MS	K	VERIFICATION
1	5335,03	62,97	3,57	224,8029					
2	5272,06	161,37	7,14	1152,1818					
3	5110,69	165,53	10,2	1688,406					
4	4945,16	224,74	13,26	2980,0524					
5	4720,42	289,52	16,32	4724,9664					
6	4430,9	416,01	19,38	8062,2738	75515,1246	16,84	1271674,70	8,85516508	vérifié
7	4014,89	474,89	22,44	10656,5316					
8	3540	550,85	25,5	14046,675					
9	2989,15	634,43	28,56	18119,3208					
10	2354,72	719,75	31,62	22758,495					
11	1634,97	820,01	34,68	28437,9468					
12	814,96	814,96	37,74	30756,5904					

Vérification au renversement :

$$MS = W \times DX ; Ms = \sum Fi \times hi ; k = Ms/Mr \geq 1,5$$

$$V = \sum Fi$$

Conclusion :

L'étude sismique nous a permis d'évaluer le risque sismique et d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception qui résiste à de tels phénomènes et un comportement parasismique optimal, et cela par une disposition idéale des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment. Les constructions parasismiques doivent suivre un ensemble de règles (RPA99 ver 2003).

Chapitre 6

Etude des éléments structuraux

VI Etude des éléments structuraux

VI.1 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

Combinaison des charges :

Selon le CBA93 : (situation durable et transitoire)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \dots \dots \dots 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS} \dots \dots \dots G + Q \end{array} \right.$$

Selon le RPA99/Version 2003 : (situation accidentelle)

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 \pm E \end{array} \right.$$

La combinaison (1,35G+1.5Q) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.

La combinaison (G + Q ± E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

Remarque :

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Robot.

VI.1.1 Vérification des règlements :

Règlement du [RPA99/V2003]

Armatures longitudinales : [Article7.5.2.1]

Armatures minimales : 0,5 % B en toute section et en zone IIa,

Chapitre 6

$$\text{Armatures minimales : } \begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courant} \\ 6\% & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

Longueur de recouvrement est de $40 \varnothing$ pour la zone IIa.

Avec :

B : section de la poutre

Armatures transversales : [Article 7.5.2.2]

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0,003 \times S \times b$$

Avec

S : l'espacement des armatures transversales.

b : Largeur de la section

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \varnothing \right)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$

Règlement [CBA93/Article 6.1] :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

Sollicitation	Moment maximal en (KN.m)						Effort Tranchant (KN)
	ELU		ELS		ACC		
	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a	T
Poutre ceinture	119,20	-187,01	86,91	-136,29	135,14	-201,29	30,33

Tableau VI-1 Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.

Les types de poutres :

On distingue deux types des poutres :

Poutres principales (Poutres ceintures) : $(30 \times 60) \text{ cm}^2$.

Poutres noyées : $(21 \times 50) \text{ cm}^2$.

Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donnés par le logiciel "ROBOT", on obtient les résultats suivants :

Armatures longitudinales :

Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

Poutres principales (Poutres Ceintures) $\rightarrow A_{min} = 0,005 \times 30 \times 60 = 9 \text{ cm}^2$

Poutres noyées $\rightarrow A_{min} = 0,005 \times 21 \times 50 = 5,25 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

Conditions imposées par le CBA93:

Poutres principales (PP) $\rightarrow A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 54 = 1,96 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires (PS) $\rightarrow A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 36 = 1,30 \text{ cm}^2$.

VI.1.2 Exemple de calcul :

On prend comme exemple la poutre ceinture de dimensions 30x60 cm², sous les sollicitations (moment fléchissant et l'effort tranchant) les plus défavorables, et pour les autres poutres leurs résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessus (Référence).

En travée :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 119,20 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{119200}{14,2 \times 30 \times 54^2} = 0,0959$$

$$\mu = 0,0959 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,126$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,949$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11920}{348 \times 0,948 \times 54} = 0,71 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^s = 86,91 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400 Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

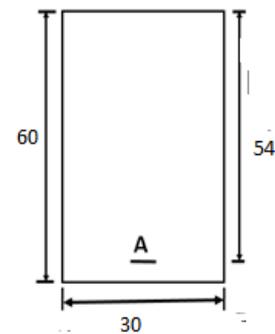


Figure VI-1 Section Poutre ceinture

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{119,20}{86,91} = 1,47$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,47-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,485 > \alpha = 0,130 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Situation accidentelle (ACC) :

$$M_t^{Acc} = 135,14 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{Acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13514}{18,48 \times 30 \times 36^2} = 0,0188$$

$$\sigma_b = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 18,48 \text{ MPa} / \gamma_b = 1,15 \text{ (Situation accidentelle).}$$

$$\mu = 0,0188 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} / \gamma_s = 1 \text{ (Situation accidentelle).}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,024$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,990$$

Détermination des armatures :

$$A_t^{Acc} = \frac{M_t^{Acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13514}{400 \times 0,990 \times 56} = 0,609 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = \max(0,71; 0,609; 9) = 9 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6HA14 \rightarrow A_t = 9,24 \text{ cm}^2$$

En appuis :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -187,01 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18701}{14,2 \times 30 \times 54^2} = 0,0151$$

$$\mu = 0,0151 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0190$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{18701}{348 \times 0,987 \times 54} = 1,003 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^s = -136,29 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \quad \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{187,01}{136,29} = 1,37$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 > \alpha = 0,130 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Situation accidentelle (ACC) :

$$M_a^{Acc} = -201,29 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{Acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20129}{18,48 \times 30 \times 54^2} = 0,0125$$

$$\sigma_b = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 18,48 \text{ MPa} / \gamma_b = 1,15 \text{ (Situation accidentelle).}$$

$$\mu = 0,0125 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} / \gamma_s = 1 \text{ (Situation accidentelle).}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0157$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

Détermination des armatures :

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a^{Acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20129}{400 \times 0,994 \times 54} = 0,94 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_t = \max(A_{cal} ; A_{acc} ; A_{min}) = \max(1,003 ; 0,94 ; 9) = 9 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6HA14 \rightarrow A_t = 9,24 \text{ cm}^2$$

VI.1.3 Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{max} = 30,33 \text{ KN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u^{max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 54 = 48,6 \text{ cm}$$

D'où :

$$T_u^{max} = 30,33 \text{ KN} < 0,267 \times 48,6 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 973215 \text{ N} = 973,215 \text{ KN}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

[Article CBA93/A.5.1.3.2] :

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u^{max} + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_1 = 9,24 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[30330 + \frac{187010}{0,9 \times 54} \right] \times 10^{-2} = 0,983 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

[Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1] :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{100 \times b \times d} = \frac{30330}{100 \times 30 \times 54} = 1,87 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales : [Article CBA93/4.2.3]

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{1 \min}\right) = \min\left(\frac{60}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2\right) = 1,2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre +1 étrier).

L'espacement des armatures transversales : [Article CBA93/A.5.1.2.2/ A.5.1.2.3]

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{tj} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}, \text{ Avec } \begin{cases} K = 1 \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,9 \times 235}{30(1,87 - 0,3 \times 2,1)} = 11,43 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 54 ; 40) = 40 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 (version 2003) :

Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi\right) = \min(15 ; 16,8) = 15 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} \delta_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{En zone nodale} \\ \delta_t = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{En zone courante} \end{cases}$$

Vérification des armatures transversales :

Zone nodale :

$$A_{t \min} = 0,003 \times \delta_{t4} \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

Chapitre 6

Zone courante :

$$A_{t\ min} = 0,003 \times \delta_{t5} \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8\ cm^2$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \times \phi_{L\ max}$$

Types des poutres		$A_{min}\ (cm^2)$		$A_{cal}\ (cm^2)$		Ferrailage	$A\ (cm^2)$	Longueur de recouvrement (cm)
		CBA93	RPA	A_{S1}	A_{S2}			
PP	Travée	1,96	9	9	9	6T14	9,24	56
	Appuis			9	9	6T14	9,24	56

Tableau VI-2 Tableau récapitulatif de ferrailages

Dessins de ferrailage des poutres :

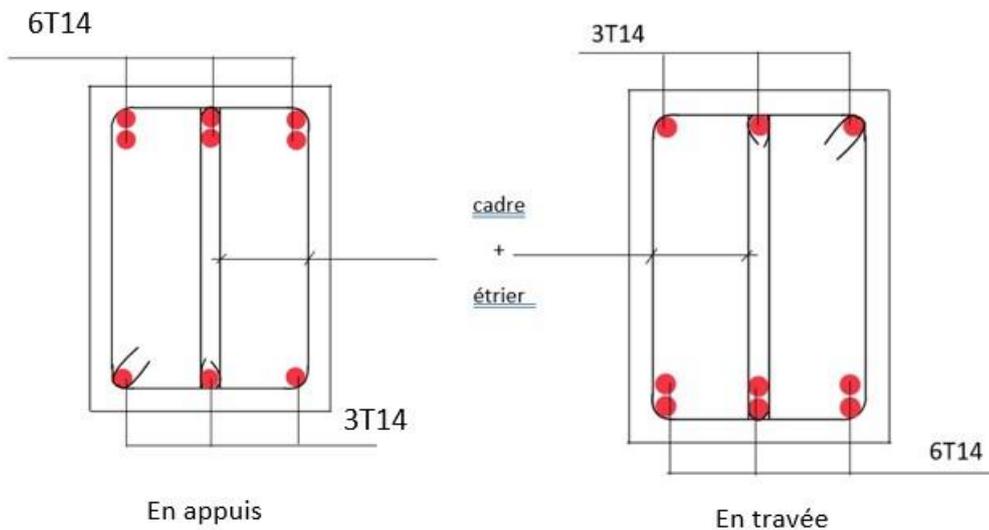


Figure VI-2 Dessin de ferrailage poutre ceinture

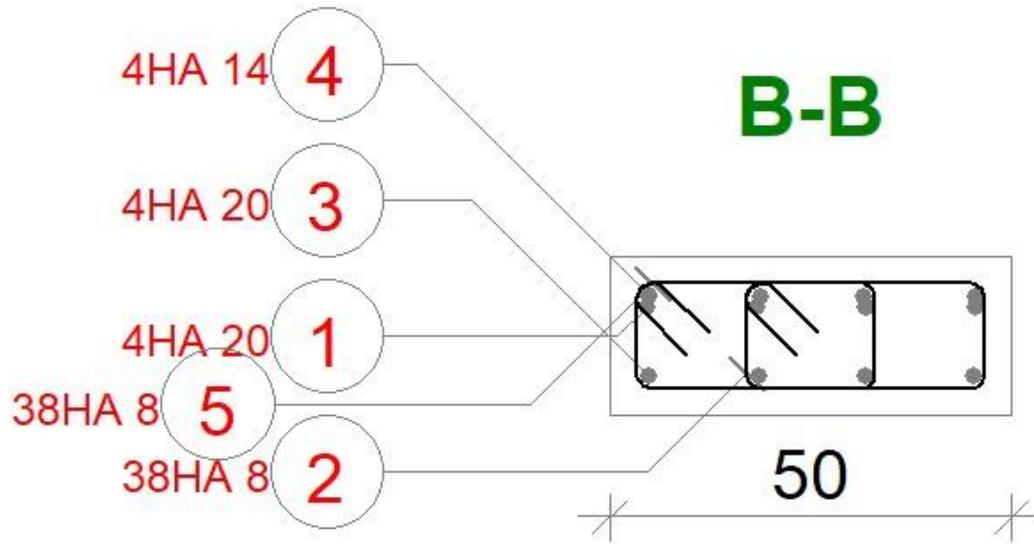


Figure VI-3 Ferrailage poutre noyée

VI.2 Ferrailage des poteaux

Combinaison défavorable :

Poteaux 45x45 :

Combinaison	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
ELU	255,68	-5,59	-0,16

Poteaux 40x40 :

Combinaison	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
ELU	772,15	-5,54	-10,33

Dessin de ferrailage :

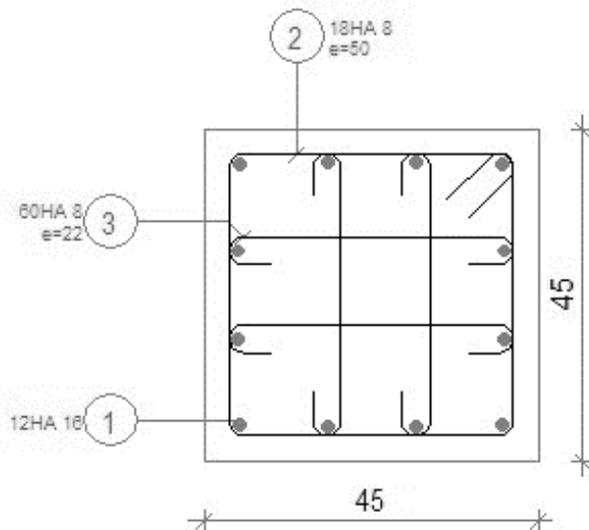


Figure VI-5 Ferrailage du poteau 45x45

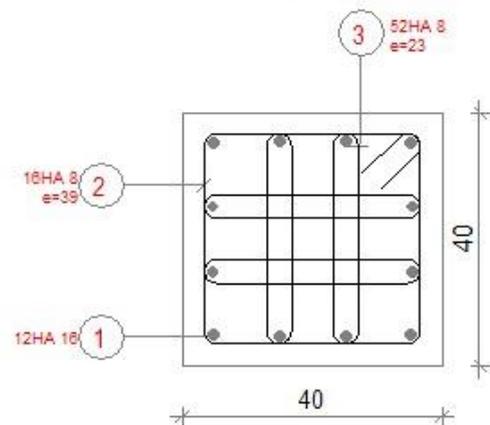


Figure VI-4 Ferrailage du poteau 40x40

VI.3 Ferrailage des voiles

VI.3.1 Introduction

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux en béton armé, ils peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est négligeable devant les deux autres.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Leur rôle principal est de rassurer essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations, et de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme, vent et la poussée des terres.

Voile de contreventement :

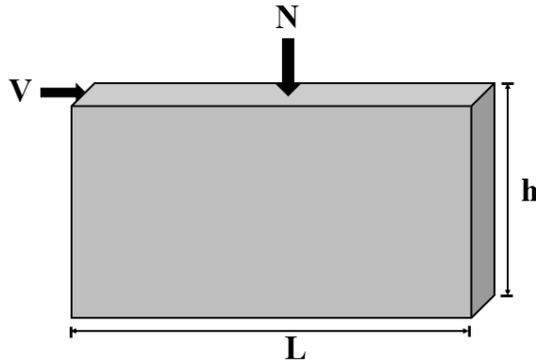
Notre structure est contreventée par des voiles et des portiques qui assurent la stabilité (la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales. A cet effet, notre structure est contreventée par des voiles porteurs car les voiles reprennent plus de 90% des charges verticales. Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, le ferrailage vertical sera calculé à la flexion composée sous un effort normal de compression N et des moments de flexion M_{x-x} et M_{y-y} , tandis que le ferrailage horizontal sera calculé pour résister à l'effort tranchant V issues des combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \rightarrow [\text{RPA99/2003/V. 5. 2}]$$

Le ferrailage des voiles en béton armé est composé de :

- ✓ Armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v) ;
- ✓ Armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, uniformément réparties de pourcentage ρ_H ;

- ✓ Armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).



Armatures verticales :

Les armatures du voile sont sollicitées suivant deux sens, elles seront destinées à reprendre les effets de la flexion composée combinés avec les efforts tranchants [RPA99/ Article 7.7.4], ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles [RPA99/Article7.7.1.1].

Condition du RPA99 (version 2003) [Article 7.7.4.1] :

A chacune des extrémités du voile $A_v \geq 4HA10$.

En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux pois du voile) :

- $A1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$.
- $A2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_v$.
- $A'_v = \max (A1; A2)$.

Espacement des barres verticales :

$S = \min(1,5e ; 30cm) \rightarrow$ en zone courante.

A chaque extrémité du voile (trumeau) : l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.

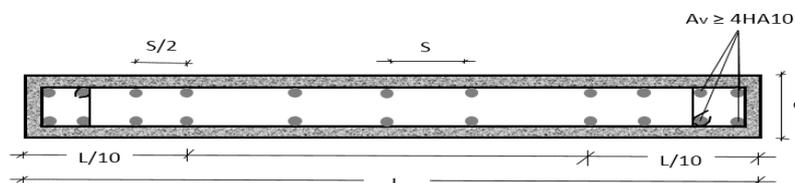


Figure VI-6 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.3.2 Calcul des armatures horizontales :

Les barres horizontales sont des armatures de répartition.

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Règle commune pour les armatures verticales et horizontales :

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- ✓ Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Section minimale des armatures verticales et horizontale des trumeaux est :

- 0,15% De la section globale du voile ;
- 0,10% En zone courante.
- L'espacement des aciers horizontaux et verticaux : $St \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm})$

Longueur de recouvrement :

- ✓ 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Calcul des voiles par la méthode de contrainte :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes, elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

Méthode de calcul :

On calcul les contraintes max et min par la formule de NAVIER BERNOULLI.

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage :

- **1^{er} Cas :**

Si $(\sigma_1 ; \sigma_2) \geq 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{min} = 0,2\% a. L$).

- **2^{eme} Cas :**

Si $(\sigma_1 ; \sigma_2) \leq 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction F_t ;

La section des armatures verticales $A_V = \frac{F_t}{f_e}$;

On compare A_V avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

Si $A_V \leq A_{min} = 0,2\% a \times L \rightarrow$ on ferraille avec la section minimale.

Si $A_V > A_{min} = 0,2\% a \times L \rightarrow$ on ferraille avec A_V .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimal qui est le suivant : $A_h = 0,15\% a \times 100$ (1 ml).

- **3^e Cas :**

Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcul alors le volume des contraintes pour la zone tendue.

Sachant que :

- ✓ $N < 0$: est un effort de compression
- ✓ $N > 0$: est un effort de traction.

Disposition constructive des armatures :

On devra disposer les armatures suivantes [RPA99/version 2003/Article 7.7.4]

- ✓ Les armatures verticales
- ✓ Les armatures horizontales

VI.3.3 Calcul de ferrailage du voile de contreventement :

Pour le calcul du ferrailage, on choisit le voile le plus défavorable extrait du logiciel « ROBOT ».

Détermination des efforts ;

Les sollicitations sont tirées à partir du logiciel ROBOT :

Sens	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$			$N_{min} \rightarrow M_{corr}$			$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		
	N [KN]	M [KN.m]	T [KN]	N [KN]	M [KN.m]	T [KN]	N [KN]	M [KN.m]	T [KN]
XX	4515,0	1391,7	-99,53	195,85	190,04	-158,73	1727,1	2046,4	424,23
	2	9					8	1	
YY	6214,7	3207,9	765,95	267,65	64,51	-62,43	329,89	4036,7	-1303,21
		5						2	

Tableau VI-3 Tableau récapitulatif des sollicitations max.

Caractéristique géométrique des voiles :

Nous avons deux types de voiles qui se différencient selon leurs caractéristiques géométriques suivant :

- Suivant l'axe X-X : voile de dimension ($L = 2,5 \text{ m}$, $h = 3,57 \text{ m}$ et $e = 30 \text{ cm}$) ;
- Suivant l'axe Y-Y : voile de dimension ($L = 2,7 \text{ m}$, $h = 3,57 \text{ m}$ et $e = 30 \text{ cm}$).

$N_{max} \rightarrow M_{corr}$			$N_{min} \rightarrow M_{corr}$			$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		
N [KN]	M [KN.m]	T [KN]	N [KN]	M [KN.m]	T [KN]	N [KN]	M [KN.m]	T [KN]
4515,02	1391,79	-99,53	195,85	190,04	-158,73	1727,18	2046,41	424,2
								3

Tableau VI-4 Les efforts du voile le plus défavorable suivant X-X

VI.3.4 Exemple de calcul des armatures verticales suivant X-X

Calcul des armatures verticales

- **1^{er} Cas :**

$$N_{max} = 4515,02 \text{ KN (Traction)}$$

$$M_{max} = 2046,41 \text{ KN.m}$$

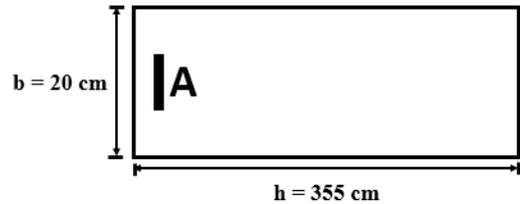


Figure VI-9 Section des calculs suivant x-x

Détermination de la section du voile

Les caractéristiques géométriques du voile :

- I : inertie du voile en cm^4

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,3 \times 2,5^3}{12} = 0,40 \text{ m}^4$$

- Ω : surface en plan du voile en (m^2)

$$\Omega = 0,30 \times 2,5 = 0,75 \text{ m}^2$$

- V : la position de l'axe neutre en (m) :

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ m}$$

Les contraintes appliquées sur le voile :

$$\sigma_a = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{4515,02}{0,75} + \frac{2046,41 \times 1,25}{0,40} = 12415,06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = \frac{4515,02}{0,75} - \frac{2046,41 \times 1,25}{0,40} = -375,05 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

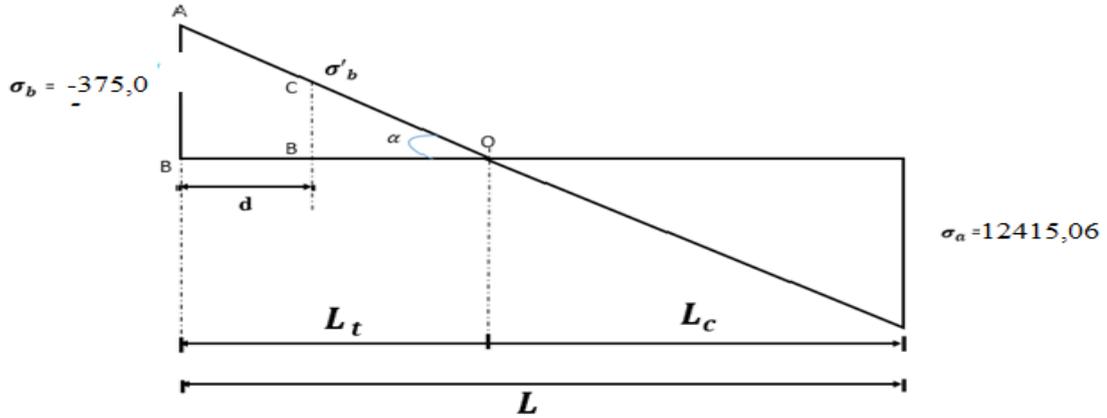


Figure VI-10 Schéma des contraintes appliquées sur le voile au 1er cas.

$\sigma_a > 0$ et $\sigma_b < 0 \Rightarrow$ La section du voile est partiellement comprimée, on calcul alors les contraintes pour la zone tendue.

- **Calcul de longueur de la zone tendue L_t :**

$$L_t = L \times \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_b + \sigma_a} \right) = 2,5 \times \left(\frac{375,05}{375,05 + 12415,06} \right) = 0,073 \text{ m}$$

- **Calcul de longueur de la zone comprimée L_c**

$$L_c = L - L_t = 2,5 - 0,073 = 2,427 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left(\frac{3,57}{2}, \frac{2}{3} \times 2,427 \right) = \min(1,79; 1,62) = 1,62 \text{ m}$$

$$\Rightarrow d = 1,62 \text{ m}$$

$$d > L_t \Rightarrow d \text{ est dans la zone comprimée alors } \sigma'_b = 0 \Rightarrow d = L_t = 0,073 \text{ m}$$

- **Calcul du moment d'inertie I' :**

$$I' = \frac{b \times d^3}{12} = \frac{0,30 \times 0,073^3}{12} = 9,73 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

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

$$V' = \frac{d}{2} = \frac{0,073}{2} = 0,0365 \text{ m}$$

- **Surface en plant Ω' :**

$$\Omega' = b \times d = 0,30 \times 0,073 = 0,0219 \text{ m}^2$$

- **L'effort N_1 :**

$$N_1 = \left(\frac{\Omega'}{2}\right) \times (\sigma_b + \sigma'_b) = \left(\frac{0,0219}{2}\right) \times (-375,05 + 0) = -4,107 \text{ KN}$$

- **Le moment M_1 :**

$$M_1 = \left(\frac{I'}{2 \times V'}\right) \times (\sigma_b - \sigma'_b) = \left(\frac{9,73 \cdot 10^{-6}}{2 \times 0,0365}\right) \times (-375,05 - 0) = -0,05 \text{ KN.m}$$

- **Excentricité e_0 :**

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{0,05}{4,107} = 0,0122 \text{ m} > \frac{d}{6} = \frac{0,073}{6} = 0,012 \text{ m} \Rightarrow \text{Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).}$$

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

Calcul des armatures :

$$\text{Soit } c = c' = 2 \text{ cm}$$

- **Calcul du moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_A = M_1 + N_1 \left(d - \frac{h}{2}\right) = -0,05 - 4,107 \times \left(0,073 - \frac{1,53}{2}\right) = 2,79 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2790}{18,48 \times 250 \times 151^2} = 0,000026$$

$$\mu = 0,000026 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,000033$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,999$$

Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_A}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2790}{400 \times 0,999 \times 151} = 0,046 \text{ cm}^2$$

Armature minimale :

Le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section :

- **Selon le RPA 99/7.7.4.1 en zone tendue :**

$$A_{ZT} = 0,20\% \times e \times L_t = 0,20\% \times 30 \times 73 = 4,38 \text{ cm}^2$$

- **Le ferrailage de la zone courante se fait par le minimum du RPA99 :**

$$L_{ZC} = L - 2L_t = 2,5 - 2 \times 0,073 = 2,354 \text{ m}$$

$$A_{ZC} = 0,15\% \times e \times L_{ZC} = 0,15\% \times 30 \times 235,4 = 10,593 \text{ cm}^2 \quad [\text{RPA99/7.7.4.3}].$$

$$\text{D'où, } A_{min} = A_{ZT} + A_{ZC} = 14,973 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_v = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 14,973 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = (RPA) / \text{ml/face} = 14,973 / (2 * 2,5) = 2,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **2^{er} Cas :**

$$N_{max} = 195,85 \text{ KN}$$

$$M_{corr} = 190,04 \text{ KN.m}$$

Détermination de la section du voile

Les caractéristiques géométriques du voile :

- **I : inertie du voile en cm⁴**

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,2 \times 2,5^3}{12} = 0,40 \text{ m}^4$$

- **Ω : surface en plan du voile en (m²)**

$$\Omega = 0,30 \times 2,5 = 0,75 \text{ m}^2$$

- V : la position de l'axe neutre en (m) :

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ m}$$

Les contraintes appliquées sur le voile :

$$\sigma_a = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{195,85}{0,75} + \frac{190,04 \times 1,25}{0,40} = 855,008 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = \frac{195,85}{0,75} - \frac{190,04 \times 1,25}{0,40} = -332,742 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$\sigma_a > 0$ et $\sigma_b < 0 \Rightarrow$ La section du voile est partiellement comprimée, on calcul alors les contraintes pour la zone tendue.

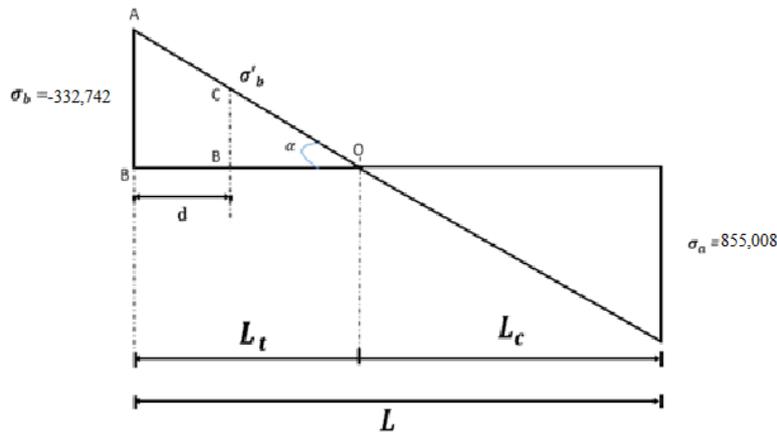


Figure VI-11 Schéma des contraintes appliquées sur le voile au 2e cas.

- Calcul de longueur de la zone tendue L_t :

$$L_t = L \times \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_b + \sigma_a} \right) = 3,55 \times \left(\frac{332,742}{332,742 + 855,008} \right) = 0,70 \text{ m}$$

- Calcul de longueur de la zone comprimée L_c

$$L_c = L - L_t = 2,5 - 0,70 = 1,8 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left(\frac{3,57}{2}, \frac{2}{3} \times 2,8 \right) = \min(1,79 ; 1,8) = 1,79 \text{ m}$$

$$\Rightarrow d = 1,79 \text{ m}$$

$$d > L_t \Rightarrow d \text{ est dans la zone comprimée alors } \sigma'_b = 0 \Rightarrow d = L_t = 0,70 \text{ m}$$

- **Calcul du moment d'inertie I'**

$$I' = \frac{b \times d^3}{12} = \frac{0,30 \times 0,70^3}{12} = 0,00858 \text{ m}^4$$

- **Position de l'axe neutre V'**

$$V' = \frac{d}{2} = \frac{0,70}{2} = 0,35 \text{ m}$$

- **Surface en plant Ω'**

$$\Omega' = b \times d = 0,30 \times 0,70 = 0,21 \text{ m}^2$$

- **L'effort N_1**

$$N_1 = \left(\frac{\Omega'}{2}\right) \times (\sigma_b + \sigma'_b) = \left(\frac{0,21}{2}\right) \times (-332,742 + 0) = -34,938 \text{ KN}$$

- **Le moment M_1**

$$M_1 = \left(\frac{I'}{2 \times V'}\right) \times (\sigma_b - \sigma'_b) = \left(\frac{0,00858}{2 \times 0,35}\right) \times (-332,742 - 0) = -4,078 \text{ KN.m}$$

- **Excentricité e_0**

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{4,078}{34,928} = 0,12 \text{ m} > \frac{d}{6} = \frac{0,70}{6} = 0,117 \text{ m} \Rightarrow \text{Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).}$$

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

Calcul des armatures :

$$\text{Soit } c = c' = 2 \text{ cm}$$

Calcul du moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_A = M_1 + N_1 \left(d - \frac{h}{2}\right) = -4,078 - 34,928 \times \left(1,51 - \frac{1,53}{2}\right) = -30,0994 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{30099,4}{18,48 \times 250 \times 151^2} = 0,00029$$

$$\mu = 0,00029 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,00036$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,999$$

Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_A}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{30099,4}{400 \times 0,999 \times 151} = 0,498 \text{ cm}^2$$

Armature minimale :

Le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la

Section :

- *Selon le RPA 99/7.7.4.1 en zone tendue :*

$$A_{ZT} = 0,20\% \times e \times L_t = 0,20\% \times 30 \times 70 = 4,2 \text{ cm}^2$$

- *Le ferrailage de la zone courante se fait par le minimum du RPA99 :*

$$L_{ZC} = L - 2.L_t = 2,5 - 2 \times 0,7 = 1,1 \text{ m}$$

$$A_{ZC} = 0,15\% \times e \times L_{ZC} = 0,15\% \times 30 \times 110 = 4,95 \text{ cm}^2 \text{ [RPA99/7.7.4.3].}$$

$$\text{D'où, } A_{min} = A_{ZT} + A_{ZC} = 9,15 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_v = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 9,15 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = (RPA) / ml / face = 9,15 / (2 * 2,5) = 1,83 \text{ cm}^2 / ml$$

3^{er} Cas :

$$N_{max} = 1727,18 \text{ KN}$$

$$M_{corr} = 2046,41 \text{ KN.m}$$

Détermination de la section du voile

Les caractéristiques géométriques du voile :

- I : inertie du voile en cm^4

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,3 \times 2,5^3}{12} = 0,40 \text{ m}^4$$

Chapitre 6

- Ω : surface en plan du voile en (m^2)

$$\Omega = 0,30 \times 2,5 = 0,75 \text{ m}^2$$

- V : la position de l'axe neutre en (m) :

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ m}$$

- **Les contraintes appliquées sur le voile :**

$$\sigma_a = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1727,18}{0,75} + \frac{2046,41 \times 1,25}{0,40} = 8697,94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1727,18}{0,75} - \frac{2046,41 \times 1,775}{0,40} = -6778,038 \text{ KN/m}^2$$

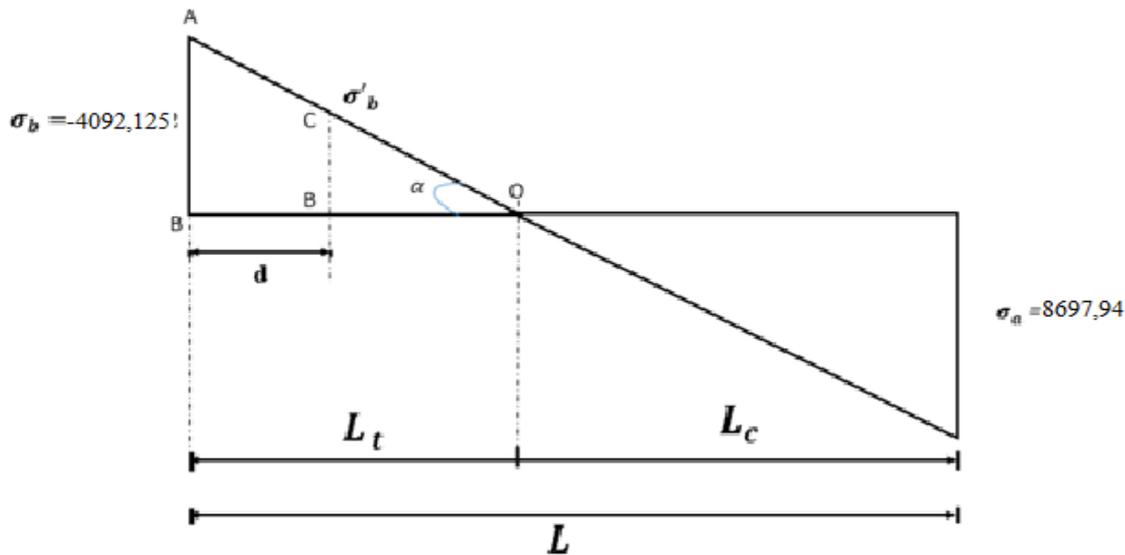


Figure VI-12 Schéma des contraintes appliquées sur le voile au 3e cas.

D'où :

$\sigma_a > 0$ et $\sigma_b < 0 \Rightarrow$ La section du voile est partiellement comprimée, on calcul alors les contraintes pour la zone tendue.

- **Calcul de longueur de la zone tendue L_t**

$$L_t = L \times \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_b + \sigma_a} \right) = 2,5 \times \left(\frac{6778,038}{6778,038 + 8697,94} \right) = 1,095 \text{ m}$$

- **Calcul de longueur de la zone comprimée L_c**

$$L_c = L - L_t = 2,5 - 1,095 = 1,405 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \min\left(\frac{3,57}{2}, \frac{2}{3} \times 1,405\right) = \min(1,79; 0,937) = 0,937 \text{ m}$$

$$\Rightarrow d = 0,937 \text{ m}$$

$$d > L_t \Rightarrow d \text{ est dans la zone comprimée alors } \sigma'_b = 0 \Rightarrow d = L_t = 1,095 \text{ m}$$

- **Calcul du moment d'inertie I'**

$$I' = \frac{b \times d^3}{12} = \frac{0,30 \times 1,095^3}{12} = 0,0328 \text{ m}^4$$

- **Position de l'axe neutre V'**

$$V' = \frac{d}{2} = \frac{1,095}{2} = 0,548 \text{ m}$$

- **Surface en plant Ω'**

$$\Omega' = b \times d = 0,30 \times 1,095 = 0,329 \text{ m}^2$$

- **L'effort N_1**

$$N_1 = \left(\frac{\Omega'}{2}\right) \times (\sigma_b + \sigma'_b) = \left(\frac{0,329}{2}\right) \times (-6778,038 + 0) = -1114,987 \text{ KN}$$

- **Le moment M_1**

$$M_1 = \left(\frac{I'}{2 \times V'}\right) \times (\sigma_b - \sigma'_b) = \left(\frac{0,0328}{2 \times 0,548}\right) \times (-6778,038 - 0) = -202,846 \text{ KN.m}$$

- **Excentricité e_0**

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{202,846}{1114,987} = 0,182 \text{ m} > \frac{d}{6} = \frac{1,095}{6} = 0,18 \text{ m} \Rightarrow \text{Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).}$$

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

Calcul des armatures :

$$\text{Soit } c = c' = 2 \text{ cm}$$

Calcul du moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_A = M_1 + N_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = -202,846 - 1114,987 \times \left(1,51 - \frac{1,53}{2} \right) = -1033,511 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1033511}{18,48 \times 250 \times 151^2} = 0,0098$$

$$\mu = 0,0098 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,604$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,7584$$

Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_A}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1033511}{400 \times 0,7584 \times 151} = 22,56 \text{ cm}^2$$

Armature minimale :

Le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la

Section :

- ✓ **Selon le RPA 99/7.7.4.1 en zone tendue :**

$$A_{ZT} = 0,20\% \times e \times L_t = 0,20\% \times 30 \times 79,9 = 6,57 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Le ferrailage de la zone courante se fait par le minimum du RPA99 :**

$$L_{ZC} = L - 2 \cdot L_t = 2,5 - 2 \times 1,095 = 0,31 \text{ m}$$

$$A_{ZC} = 0,15\% \times e \times L_{ZC} = 0,15\% \times 30 \times 90,2 = 1,395 \text{ cm}^2 \text{ [RPA99/7.7.4.3].}$$

$$\text{D'où, } A_{min} = A_{ZT} + A_{ZC} = 7,956 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_v = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 22,56 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = (RPA) / ml / face = 22,56 / (2 * 2,5) = 4,512 \text{ cm}^2 / ml$$

Conclusion générale :

$$A_{sv} = \max(A_{cas 1} ; A_{cas 2} ; A_{cas 3}) = \max(14,973 ; 9,15 ; 22,56) = 22,56 \text{ cm}^2$$

Chapitre 6

$$A_t = (RPA) / ml / face = 22,56 / (2 * 2,5) = 4,512 \text{ cm}^2 / ml$$

Espacement minimale des barres verticales et horizontales :

✓ *Dans la zone courante :*

$$S_t \leq \min (1,5e, 30\text{cm}) = 30 \text{ cm [RPA]}$$

⇒ Donc on adopte un espacement : $S_t = 20\text{cm}$.

✓ *Dans la zone d'about :*

$$S'_t \leq \frac{S_t}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

⇒ Donc on adopte un espacement : $S'_t = 10 \text{ cm}$.

Nous résumons le calcul de ferrailage longitudinale dans le tableau ci-dessous :

Type	A (cm^2)	A/face (cm^2)	Choix d'armature Par face	Espacement en zone d'about (cm)	Espacement en zone courante (cm)
I-XX	22,56	4,512	5HA12 (5,65)	10	20
II-YY	14,973	2,99	5HA10 (3,93)	10	20

Tableau VI-5 Tableau récapitulatif de ferrailage longitudinal

Contrainte limite de cisaillement :

$$T = -99,53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,4T}{e \times d} = \frac{1,4 \times -99530}{20 \times (0,9 \times 480) \times 100} = -0,161 \text{ MPa}$$

Avec :

- $d = 0,9h$
- $e = 30 \text{ cm}$
- $T = 1,4T_u$
- $\bar{\tau}_u = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

D'où : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de cisaillement.

Les armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{e \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Leftrightarrow \begin{cases} K = 0 \text{ (pas de reprise de bétonnage)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u \times (e \times S_t)}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{-0,161 \times 30 \times 20}{0,9 \times \frac{400}{1}} = -0,268 \text{ cm}^2$$

$$A_t / \text{ml} / \text{face} = 0,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ min}} (RPA) = 0,0015 \times b \times L = 0,0015 \times 30 \times 480 = 21,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ min}} (RPA) / \text{ml} / \text{face} = 21 / (2 \times 4,8) = 2,19 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (2,19 ; 1,5) = 2,19 \text{ cm}^2$$

Nous résumons le calcul de ferrailage transversale dans le tableau ci-dessous :

Type	V (KN)	τ_u (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	A (cm^2)	Choix d'armature	Espacement
I-XX	-99,53	-0,161	Vrai	1,5	2 X 5T10	20
II-YY	913,25	1,48	Vrai	1,9	2 X 5T10	20

Tableau VI-6 Tableau récapitulatif de ferrailage transversal

Dessin de ferrillages :

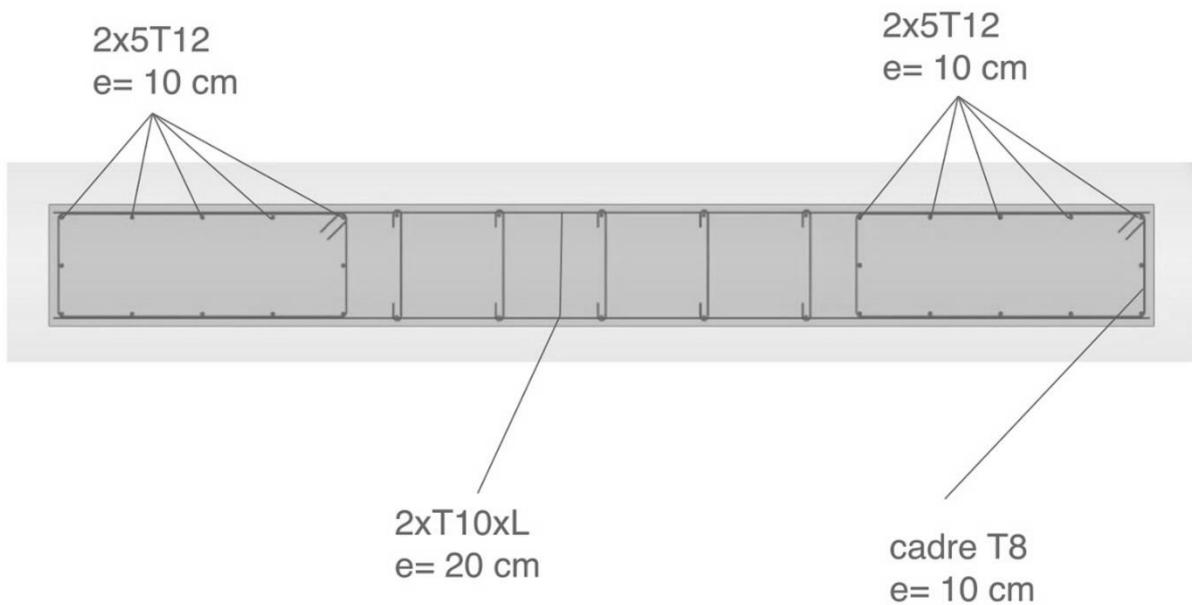


Figure VI-13 Schéma de ferrailage du voile

Chapitre 7

Etude des fondations

VII Etude des fondations

VII.1 Introduction

Les fondations sont des éléments de résistance qui viennent en contact direct avec le bon sol et lui transmettent toutes les charges qui proviennent de la superstructure à savoir :

- Le poids propre ou charge permanente ;
- Les surcharges d'exploitations ;
- Les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix de la fondation est en fonction de plusieurs paramètres à savoir :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- L'aspect économique ;
- La facilité de réalisation.

VII.2 Choix du type de fondation

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 2 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de 524,96 m², ainsi que le poids de la structure.

$W = 79836,62$ il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante ;
- Radier évidé ;
- Radier général ;

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : $\frac{S_S}{S_B} < 50\%$

Où :

S_S : est la surface de la semelle

S_B : est la surface d'impact du bâtiment

La surface de la semelle est donnée par : $S_S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Où :

N_{ser} : est l'effort résultant à l'état limite de service.

σ_{sol} : est la contrainte admissible du sol.

$$N_{ser} = 79836,62 \Rightarrow S_S = \frac{79836,62}{200} = 399,90 \text{ m}^2$$

On a:

Surface totale des semelles = 399,90 m²

Surface totale du bâtiment = 524,96 m² :

$\frac{S_S}{S_B} = \frac{399,90}{524,96} = 0,76 = 76\% \rightarrow$ Donc, il serait plus intéressant d'orienter notre choix vers un radier générale.

VII.3 Étude du radier

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles. De l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (Radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité ;
- Condition forfaitaire ;
- Condition de non cisaillement.

Condition de rigidité :

Radier rigide $\Rightarrow L_e \geq 2L_{max} / \pi$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times B}}$$

L_e : est la longueur élastique.

L_{max} : la plus grande distance entre deux voiles = 7,85 m.

b : largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

E : Module de déformation = $3,2 \cdot 10^6$ t/ml

I : inertie d'une bande d'1m du radier $I = bh_r^3/12$

h_r : Hauteur du radier.

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen.

Pour un sol de densité moyenne, $K = 40$ MN/m³ [HENRY THONIER] ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 277)

D'après les 3 expressions ci-dessous on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3,21 \cdot 10^4} \times \left(\frac{2 \times 7,85}{3,14}\right)^4} = 1,333 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow \frac{7,85}{8} = 0,98 \leq h_r \leq \frac{7,85}{5} = 1,57 \text{ m} \dots \dots \dots (2)$$

- *Condition de non cisaillement* : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{T_u^{max}}{b \times 0,9 \times h} \quad \text{[BAEL91/A5.1,1]}$$

$$\Rightarrow h_r \geq \frac{T_u^{max}}{b \times 0,9 \times \bar{\tau}_u} \quad \text{Avec} \quad T_u^{max} = \frac{q_u \times L}{2}$$

Données :

$$\begin{cases} q = 75515,13 \text{ KN} \\ Q = 2,5 \text{ KN} \end{cases}$$

q : Poids de la structure

Q : Surcharge d'exploitation

- *Combinaison fondamentale :*

$$q_u = 1,35q + 1,5Q = 1,35 \times 75515,13 + 1,5 \times 2,5 = 101949,176 \text{ KN}$$

$$q_{ser} = q + Q = 75515,13 + 2,5 = 75517,63 \text{ KN}$$

$$S_B = 524,96 \text{ m}^2$$

On a $\frac{L_x}{L_y} = \frac{6,36}{785} = 0,8$ le panneau travaille suivant les deux directions.

$$q = \frac{q_u}{S_{rad}} = \frac{101949,176}{524,96} = 194,204 \text{ KN/m}^2$$

$$D'où : T_u^{max} = \frac{194,204 \times 7,85}{2} \times 1,00 \text{ ml} = 762,251 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow h_r \geq \frac{762,251}{0,9 \times 1 \times 2,5 \cdot 10^4} = 33,74 \text{ cm}$$

Conclusion :

Pour satisfaire les 3 conditions précédentes, on prendra une hauteur du radier égale à 140 cm.

- *Hauteur de la nervure :*

$$h' \geq \frac{L}{10} = \frac{785}{10} = 78,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } h' = 80 \text{ cm}$$

- *Epaisseur de la dalle :*

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{785}{20} = 39,25 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } e = 60 \text{ cm}$$

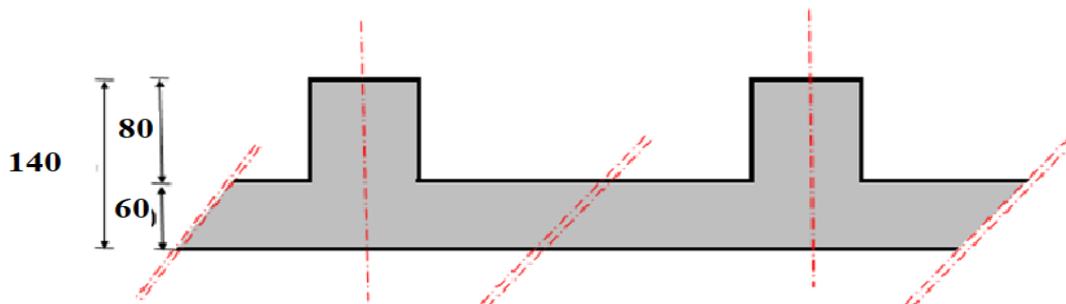


Figure VII-1 Dimensions du radier

VII.4 Prédimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3 h \leq b_0 \leq 0,7 h$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L-b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$L_x = L_y = 7,85 \text{ cm}$$

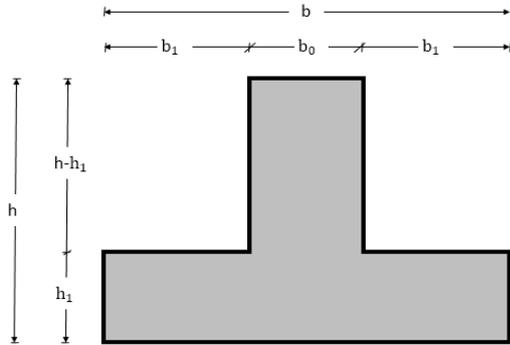


Figure VII-2 Dimension des poutres

Section	h (cm)	h ₁ (cm)	b ₀ (cm)	b ₁ (cm)	b (cm)
Poutres principales	140	60	45	50	145
poutres secondaires	140	60	45	50	145

VII.5 Détermination des sollicitations :

Caractéristiques du radier :

$$h = 140 \text{ cm} ; e = 60 \text{ cm} \text{ et } h_n = 80 \text{ cm}$$

$$\text{La surface du radier : } S = 568,8552 \text{ m}^2$$

$$\text{L'inertie du radier : } \begin{cases} I_{xx} = 13523,21 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 53773,05 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\text{L'abscisse du centre de gravité du radier : } \begin{cases} V_x = 16,84 \text{ m} \\ V_y = 8,445 \text{ m} \end{cases}$$

Calcul du poids de radier (P_r) :

- Poids du radier sans poutres : $P_1 = S \times e \times \gamma_b$
 $\Rightarrow P_1 = 568,8552 \times 0,60 \times 25 = 8532,828 \text{ KN}$
- Poids des poutres principales : $P_p = L \times h_n \times b_0 \times \gamma_b$
 $\Rightarrow P_p = 150,34 \times 0,60 \times 0,45 \times 25 = 1014,795 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaires : $P_s = L' \times h_n \times b_0 \times \gamma_b$
 $\Rightarrow P_s = 146,08 \times 0,60 \times 0,45 \times 25 = 996,04 \text{ KN}$

D'où : $P_r = P_1 + P_p + P_s = 9643,663 \text{ KN}$

Avec :

e : épaisseur du radier sans poutre ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

L : Somme de longueurs de toutes les poutres principales ;

L' : Somme de longueurs de toutes les poutres secondaires.

Surcharge d'exploitation du radier (Q_r) :

$Q_r = 2,5 \times S = 2,5 \times 568,8552 = 1422,128 \text{ KN}$

Combinaison d'action :

- **Situation durable et transitoire :**
 - **Etat limite ultime :** $\underbrace{(1,35G + 1,5Q)}_{N_u^1} + \underbrace{1,35P_r + 1,5Q_r}_{N_u^2}$

$N_u = N_u^1 + N_u^2$

Avec

- N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel ROBOT sous la combinaison ELU.
- $N_u^2 = 1,35P_r + 1,5Q_r$

	N_u^1 [KN]	N_u^2 [KN]	N_u [KN]	M_x [KN.m]	M_y [KN.m]
<i>ELU</i>	120166,24	15152,15	135318,39	-1085,53	-914,74

Tableau VII-1 Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU.

Avec :

M_x et M_y : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée.

- $M_{x/G} = \sum (M_x + F_x \times (X_i - X_g))$
- $M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \times (Y_i - Y_g))$

- **Etat limite service** : $(G + Q) + (P_r + G_r)$
- $N_s = N_s^1 + N_s^2$
- $N_s^1 = G + Q$
- $N_s^2 = P_r + G_r$

	N_s^1 [KN]	N_s^2 [KN]	N_s [KN]	M_x [KN.m]	M_y [KN.m]
<i>ELS</i>	88209,03	11065,791	99274,821	-795,26	-671,83

Tableau VII-2 Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS.

- **Situation accidentelle :**

$[(G + Q \pm E) + (P_r + G_r)]$ et $[(0,8G \pm E) + 0,8P_r]$

	N_{acc}^1 [KN]	N_{acc}^2 [KN]	N_{acc} [KN]	M_x [KN.m]	M_y [KN.m]
<i>ACC</i>	88066,06	11065,791	99131,851	-495,29	-336,97

Tableau VII-3 Tableau récapitulatif des sollicitations à l'état accidentel.

VII.6 Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure

σ_m : Contrainte moyenne

▪ **Vérification à l'état limite ultime :**

○ **Sens X-X :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = 2,39 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} = 6 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 2,37 \text{ bars} > 0 \end{cases} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_m = 1,8 \text{ bars}$$

○ **Sens Y-Y :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = 2,38 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} = 6 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 2,37 \text{ bars} < 0 \end{cases}$$

Condition vérifiée.

$$\sigma_m = 2,37 \text{ bars}$$

▪ **Vérification à l'état limite service :**

Remarque :

La contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 3. [RPA99/Version 2003 a.10.1.4].

La contrainte admissible du sol sera donc : $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \times 3 = 6 \text{ bars}$

○ **Sens X-X :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1,75 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} = 3 \times 2 = 6 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1,73 \text{ bars} > 0 \end{cases}$$

Condition vérifiée.

$$\sigma_m = 1,745 \text{ bars}$$

○ **Sens Y-Y :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1,74 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} = 2 \times 3 = 6 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1,7 \text{ bars} > 0 \end{cases}$$

Condition vérifiée.

$$\sigma_m = 1,73 \text{ bars}$$

- **Vérification à l'état limite accidentelle :**

- **Sens X-X :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1,749 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} = 2 \times 3 = 6 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1,736 \text{ bars} > 0 \end{cases}$$

Condition vérifiée.

$$\sigma_m = 1,74575 \text{ bars}$$

- **Sens Y-Y :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1,7432 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} = 2 \times 3 = 6 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1,7421 \text{ bars} > 0 \end{cases}$$

Condition vérifiée.

$$\sigma_m = 1,66 \text{ bars}$$

- **Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :**

On doit vérifier qu'il y'a une sou pression hydrostatique, le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : Poids du bâtiment ($P = 68946,4227 \text{ KN}$)

S : Surface d'assise du bâtiment ($S = 469,158 \text{ m}^2$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Ancrage du bâtiment dans le sol (sol sableux) $\Rightarrow Z = 4,00 \text{ m}$

AN:

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z = 1,5 \times 469,158 \times 10 \times 4 = 34131,312 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P = 68946,4227 \text{ KN} > 1,5 \times S \times \gamma \times Z = 34131,312 \text{ KN}$$

D'où la structure est stable.

VII.7 Ferrailage du radier

Le ferrailage du radier se calcul comme une dalle pleine. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et la fissuration est considérée comme préjudiciable.

VII.7.1 Déterminations des sollicitations :

Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m

$$qu = \sigma_m \times \frac{L}{4} \times 1,00 \text{ m}$$

- Etat limite ultime (ELU) :

$$qu = 2,37 \times \frac{785}{4} \times 1 = 465,113 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite de service (ELS) :

$$qu = 1,73 \times \frac{785}{4} \times 1 = 339,513 \text{ KN/ml}$$

- Etat accidentelle (ACC) :

$$qu = 1,66 \times \frac{785}{4} \times 1 = 325,775 \text{ KN/ml}$$

Moments :

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times q \times M_x$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ Avec } L_x \leq L_y \text{ Tel que } \rho \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x \\ \mu_y \end{cases}$$

	L_x (m)	L_y (m)	ρ	μ_x	μ_y	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
ELU	6,36	7,85	0,8	0,0743	0,3692	-1085,53	-914,74

Chapitre 7

ELS	6,36	7,85	0,8	0,0798	0,5300	-795,26	-671,83
-----	------	------	-----	--------	--------	---------	---------

Combinaison	Sens	Moment en travée	Moment en Appuis	
		$0,85 \times M_{(x,y)} \text{ (KN.m)}$	$-0,5 \times M_{(x,y)} \text{ (KN.m)}$	$-0,3 \times M_{(x,y)} \text{ (KN.m)}$
ELU	X-X	-922,7005	542,765	325,659
	Y-Y	-777,529	457,37	274,422
ELS	X-X	-675,971	397,63	238,578
	Y-Y	-571,0555	335,915	201,549

Détermination de l'enrobage :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (BAEL91).

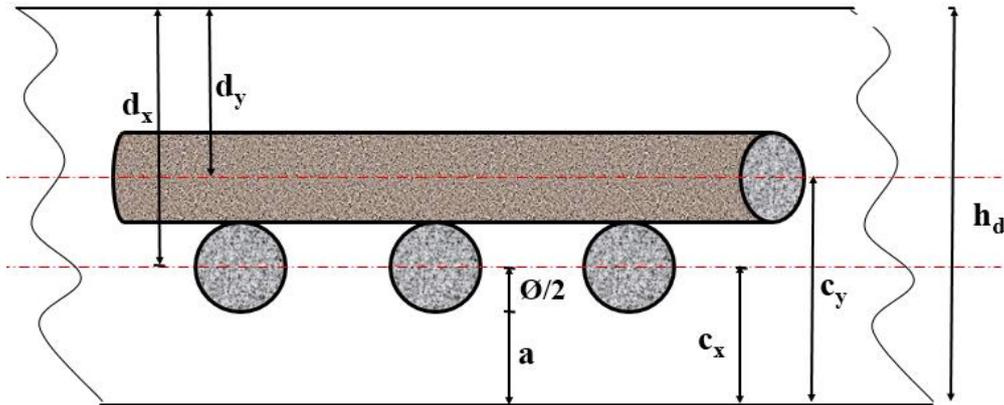
$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} ; \text{ Avec } h_d = 60 \text{ cm} \Rightarrow \phi_{max} \leq \frac{60}{10} = 6 \text{ cm}$$

Alors on prend $\phi = 20 \text{ mm}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 20 \text{ cm}$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} = 2 + \frac{2}{2} = 3 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \begin{cases} d_x = h_d - C_x = 60 - 3 = 57 \text{ cm} \\ d_y = h_d - C_y = 60 - 5 = 55 \text{ cm} \end{cases}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} = 2 + 2 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm}$$



VII.7.2 Détermination des armatures :

Sens x-x :

- *En travée :*

Etat limite ultime : $M_{tx}^u = -922,7005 \text{ KN.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimés :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{922700,5}{14,2 \times 100 \times 57^2} = 0,199$$

$$\mu = 0,199 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,280$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,888$$

$$A_t^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{922700,5}{348 \times 0,888 \times 57} = 52,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- *Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :* [CBA91/A4.2.1]

$$A_{tx \min} = 0,23 \times b \times d_x \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 57 \times \frac{2,1}{400} = 6,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{tx} = \max(A_{tx \min} ; A_{tx \text{ cal}}) = 6,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- *Choix des armatures :*
- 5T16/ml $\rightarrow A = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- (T16 $\rightarrow e = 10 \text{ cm}$)
- **Etat limite de service :** $M_{tx}^s = -675,971 \text{ KN.m}$
- **Détermination des contraintes :**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 10,05}{100} = 1,5 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 57 \times 1,5 = 171 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,5 + \sqrt{1,5^2 + 171} = 11,66 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d_x - y_1)^2 = \frac{100 \times 11,66^3}{3} + 15 \times 10,05 \times (57 - 11,66)^2$$

$$\Rightarrow I = 362740,54 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{675971}{362740,54} = 1,86$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,86 \times 11,66 = 21,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d_x - y_1) = 15 \times 1,86 \times (57 - 11,66) = 1264,986 \text{ MPa}$$

Contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(267 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 21,69 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 1264,986 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne}$$

convient pas à l'ELS alors on recalcule à l'ELS.

- **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{675971}{201,63 \times 100 \times 57^2} = 0,0103$$

$$\mu_1 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,825 \\ k_1 = 13,57 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimés :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{13,57} = 14,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times \beta_1 \times d_x} = \frac{675971}{201,63 \times 0,825 \times 57} = 71,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$15T20 + 12T20/\text{ml} \rightarrow A = 47,12 + 37,70 = 84,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \rightarrow e = 10 \text{ cm})$$

En appuis :

Etat limite ultime : $M_{ax}^u = 542,765 \text{ KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimés :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{54276,5}{14,2 \times 100 \times 57^2} = 0,0117$$

$$\mu = 0,0117 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0147$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

$$A_a^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{542765}{348 \times 0,994 \times 57} = 27,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{ax \text{ min}} = 0,23 \times b \times d_x \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 57 \times \frac{2,1}{400} = 6,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{ax} = \max(A_{ax \text{ min}} ; A_{ax \text{ cal}}) = 27,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$10T20/ml \rightarrow A = 31,42 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T20 \rightarrow e = 10 \text{ cm})$$

$$\text{Etat limite de service : } M_{ax}^s = 397,63 \text{ KN.m}$$

Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 31,42}{100} = 4,713 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 57 \times 4,713 = 537,282 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -4,713 + \sqrt{4,713^2 + 537,282} = 18,567 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d_x - y_1)^2 = \frac{100 \times 18,567^3}{3} + 15 \times 31,42 \times (57 - 18,567)^2$$

$$\Rightarrow I = 909510,66 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{397630}{909510,66} = 4,37$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 4,37 \times 18,567 = 81,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d_x - y_1) = 15 \times 4,37 \times (57 - 18,567) = 2519,28 \text{ MPa}$$

Contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(267 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 81,14 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 2519,28 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne}$$

convient pas à l'ELS alors on recalcule à l'ELS.

Détermination des armatures à l'état limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ax}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{39763}{201,63 \times 100 \times 57^2} = 0,0518$$

$$\mu_1 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,886 \\ k_1 = 28,86 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimés :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{28,86} = 6,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}^s}{\sigma_s \times \beta_1 \times d_x} = \frac{397630}{201,63 \times 0,886 \times 57} = 39,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$13T20/\text{ml} \rightarrow A = 40,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \rightarrow e = 10 \text{ cm})$$

Sens Y-Y :

En travée :

$$\text{Etat limite ultime : } M_{ty}^u = -777,529 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimés :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{45737}{14,2 \times 100 \times 57^2} = 0,009$$

$$\mu = 0,009 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0113$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

$$A_t^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{457370}{348 \times 0,995 \times 57} = 23,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{tx \text{ min}} = 0,23 \times b \times d_y \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 55 \times \frac{2,1}{400} = 6,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{ty} = \max(A_{ty \text{ min}} ; A_{ty \text{ cal}}) = 23,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$12T16/\text{ml} \rightarrow A = 24,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T16 $\rightarrow e = 10 \text{ cm}$)

Etat limite de service : $M_{ty}^s = 571,0555 \text{ KN.m}$

Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 24,13}{100} = 3,62 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 55 \times 3,62 = 398,2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3,62 + \sqrt{3,62^2 + 398,2} = 16,66 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d_y - y_1)^2 = \frac{100 \times 16,66^3}{3} + 15 \times 24,13 \times (55 - 16,66)^2$$

$$\Rightarrow I = 686186,306 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{571055,5}{686186,306} = 0,83$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,83 \times 16,66 = 13,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d_y - y_1) = 15 \times 0,83 \times (55 - 16,66) = 477,221 \text{ MPa}$$

Contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28}\right) = \min(267 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 13,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 477,221 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne}$$

convient pas à l'ELS alors on recalcule à l'ELS.

Détermination des armatures à l'état limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ty}^s}{\sigma_s \times b \times d_y^2} = \frac{571055,5}{201,63 \times 100 \times 55^2} = 0,009$$

$$\mu_1 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,825 \\ k_1 = 13,57 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimés :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{13,57} = 14,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}^s}{\sigma_s \times \beta_1 \times d_y} = \frac{571055,5}{201,63 \times 0,825 \times 55} = 59,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$13T20 + 10T20/\text{ml} \rightarrow A = 40,84 + 31,42 = 72,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T20 \rightarrow e = 10$$

En appuis :

$$\text{Etat limite ultime : } M_{ay}^u = -457,37 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimés :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{45737}{14,2 \times 100 \times 55^2} = 0,0106$$

$$\mu = 0,0106 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

$$A_a^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{457370}{348 \times 0,995 \times 55} = 24,016 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{ax \min} = 0,23 \times b \times d_y \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 55 \times \frac{2,1}{400} = 6,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{ay} = \max(A_{ay \min} ; A_{ay \text{ cal}}) = 24,016 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$8T20/\text{ml} \rightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \rightarrow e = 10 \text{ cm})$$

$$\text{Etat limite de service : } M_{ay}^s = 335,915 \text{ KN.m}$$

Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 25,13}{100} = 3,8 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 55 \times 3,8 = 418 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3,8 + \sqrt{3,8^2 + 418} = 16,9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d_y - y_1)^2 = \frac{100 \times 16,9^3}{3} + 15 \times 25,13 \times (55 - 16,9)^2$$

$$\Rightarrow I = 708078,022 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{335915}{708078,022} = 0,47$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,47 \times 16,9 = 7,943 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d_y - y_1) = 15 \times 0,47 \times (55 - 16,9) = 268,605 \text{ MPa}$$

Contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(267 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 7,943 < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 268,605 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne}$$

convient pas à l'ELS alors on recalcule à l'ELS.

Détermination des armatures à l'état limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ax}^s}{\sigma_s \times b \times d_y^2} = \frac{33591,5}{201,63 \times 100 \times 55^2} = 0,0005$$

$$\mu_1 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,885 \\ k_1 = 29,64 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimés :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{29,64} = 6,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}^s}{\sigma_s \times \beta_1 \times d_y} = \frac{335915}{201,63 \times 0,888 \times 55} = 34,11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$13T20/ml \rightarrow A = 40,84 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T20 \rightarrow e = 10 \text{ cm})$$

Dessin de ferrailages :

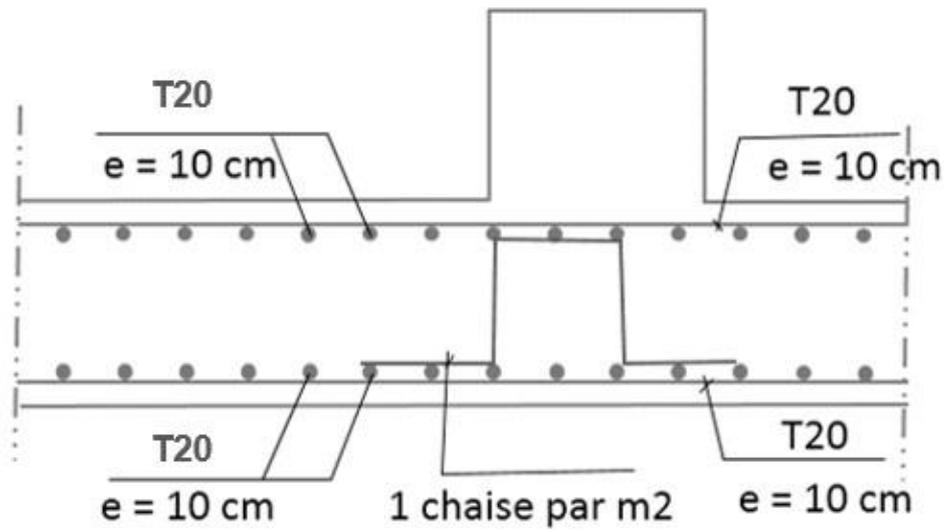


Tableau VII-4 Ferrailage du radier

Conclusion générale

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de grade ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant la formation.

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi ses connaissances.

Dans ce projet nous avons procédé aux calculs des sollicitations et des ferraillements des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment en béton armé composé de deux sous-sols, un rez-de chaussée et neuf étages.

L'infrastructure est composée d'un radier général comme fondation, pour le bâtiment. Comme nous avons constaté que la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation.

La compréhension des facteurs influent sur le comportement dynamique d'une structure, nécessite l'analyse de plusieurs configurations du système structural, une bonne distribution des voiles peut réduire considérablement les effets des modes de torsion, induisant à des efforts supplémentaires, et améliore le comportement de la structure durant le séisme.

En somme, nous pouvons dire que ce projet de fin d'étude est pour nous une expérience bénéfique, car elle considérée comme une étape très importante pour la transition entre deux milieux, certes différents mais complémentaires, qui sont le domaine académique et la vie professionnelle.

Nous espérons que se modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

Bibliographie

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Les règlements :

- ❖ Groupe de travail Spécialisé (GTS) : « DTR-B.C.2.48 règles parasismiques algériennes RPA9 » ;
- ❖ DTR B.C. 2.2 « Charges permanente et charges d'exploitation », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1988.
- ❖ D.T.R.B.C 2.41, « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93 », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1993. ;
- ❖ D.T.R. -B.E.1.31 Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles ;
- ❖ D.T.R. B.C.2.33.1 Règles de calcul des fondations superficielles ;
- ❖ HENRY THONIER (1999) : Conception et calcul des structures de bâtiment. Paris, Edition Presses de l'école nationale des ponts et chaussée ;

Les mémoires d'ingénierie :

- ❖ BELMOKRETAR Karim, BENABDERAHMANE Abdelaziz. (2018-2019). Etude technico-économique et géotechnique d'un pôle d'habitation. Mémoire de fin d'étude master, université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem. Encadré par : M. BENSOUA Mohamed ;
- ❖ Mlle BOUKHOUDI Leila Djenat, Mlle OUALI Kahina. (2018-2019). Etude d'une tour en béton armé (sous-sol+RDC+10 étages) selon le B.A.E.L91 et le R.P.A 99 version 2003. Mémoire de fin d'étude master, université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem. Encadré par : Mr. BESSAI Touhami ;
- ❖ BOUKHRIF Abir, DHAIRI Imane. (2016-2017). Gestion d'un projet de construction de bâtiment dans le but de planifier les tâches à réaliser. Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de Master Académique, UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA. Encadré par : Mr. BENYAHIA Abdeslam ;
- ❖ FERROUDJI WALID, GHELDANE OUSSAMA. (2016). ETUDE D'UN BATIMENT R+5 A USAGE D'HABITATION. MEMOIRE Présenté en vue de l'obtention du

diplôme de MASTER, université BADJI MOKHTAR-ANNABA. Encadré par : Mr. Oucief Houcine ;

- ❖ ABJAL KHADIDJA, BENBOUALI KAOUTHER (2020-2021). Etude d'un bâtiment d'habitation en RDC+R+9 ETAGES+SOUS-SOL(VOILE+PORTIQUE), Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil, Université des sciences et technologie Abdel Hamid Ibn Badis de Mostaganem. Encadrées par : SADKI Nizar ;
- ❖ CARVALHO ALEX LUIS AUGUISTO, FULANO VALDEMAR SEBASTIAO ALBERTO (2020-2021), Etude Technique d'un bâtiment en R+10 ETAGES+SOUS-SOL a usage mixte avec un système constructif <<Murs porteurs>>, Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil, Université des sciences et technologie Abdel Hamid Ibn Badis de Mostaganem. Encadrées par : BAHAR SAD ;
- ❖ MAHAMAT ZENE AYOUB (2020-2021), Etude Technico-économique et géotechnique d'un bâtiment R+9, Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil, Université des sciences et technologie Abdel Hamid Ibn Badis de Mostaganem. Encadrées par : BENSOUOLA Mohamed ;
- ❖ BOUKHOUDMI LEILLE DJENAT, OUALI KAHINA (2018-2019), Etude d'une tour en béton armé (Soul-sol+RDC+R+10 ETAGES), Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil, Université des sciences et technologie Abdel Hamid Ibn Badis de Mostaganem. Encadrées par : M BESSAI Touhani ;
- ❖ BREK SIF EDDINE, ZAHAF FAWZI. (2012-2013). Etude d'un bâtiment d'habitation (R+5) structure mixte (voile + portique). Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil, Université Larbi Ben M'Hidi Oum El Bouaghi. Encadrées par : OUCHNANE Karima, OUCHNANE Meriem ;
- ❖ Rasmané SAWADOGO. (2012-2013). Organisation d'un chantier de construction du complexe administratif R+5 avec sous-sol à usage de bureaux dans la ZACA de Ouagadougou. Mémoire pour l'obtention du Diplôme de Master d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement, Institut International d'Ingénierie- Ouagadougou. Encadré par : Dr Ismaila GUEYE ;
- ❖ YAMEOGO Baowendsida Ama Ida. (2014-2015). ETUDE TECHNIQUE D'UN BATIMENT R+2 A TERRASSE ACCESSIBLE (Cas de l'Ambassade du Mali au Burkina Faso). MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU MASTER EN INGENIERIE

DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT OPTION : GENIE CIVIL (BATIMENT),
Institut International d'Ingénierie- Ouagadougou. Encadré par : M. MESSAN Adamah,
M. Romain P. TAGO ;

- ❖ Mr. HARRAT ABDELKRIM, Mr. HAMMOU ISMAIL. (2012-2013). Etude d'une tour R+12 en béton armée. Mémoire de fin d'étude master, université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem. Encadré par : Mr. AMMAR BRAHIM

Cours :

- ❖ Calcul de voiles, M. BENSOUA Mohamed.
- ❖ Calcul des actions et sollicitations, M. BENSOUA Mohamed.
- ❖ Cours de béton armé, M. Ammar.
- ❖ Règles de calcul et dimensionnement des dalles, M. BENSOUA Mohamed
- ❖ Cours métré, organisation de chantier et planification des projets de construction, Mr. K. BOUHADJB ;
- ❖ Cour planification des chantiers, ABDELOUAHID EL ATMIOUI INGENIEUR. BAT.GENIE CIVIL, ISTA (LAAYOUNE) (2006-2007) ;
- ❖ Cours organisation des chantiers, Dr. MADI Rafik, UNIVERSITE 8 MAI 1945 – GUELMA (2014).

Site internet :

- ❖ Wikipédia

