

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE

LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

CENTRE UNIVERSITAIRE BELHADJ BOUCHAIB

D'AIN-TEMOUCHENT

INSTITUT DES TECHNOLOGIES

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de Master en :

Domaine : SCIENCE ET TECHNOLOGIE

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURE

Thème

**Etude et modélisation d'une structure en béton armé
[bâtiment (S-S+RDC+9) à usage habitation]**

Présenté par :

-Mr. BOUAZZA ABDERRAHIM

Encadré par :

Melle. Abdelbari.S

Devant le jury :

- **Mme. Kazi .M**

- **Mme. Taher berrabah .A**

Présidente

Examinatrice

☞ **Promotion : 2017 – 2018** ☞



سنة

بسم الله الرحمن الرحيم

الحمد لله رب العالمين

Remercîment

Avant tout, louange à "Allah", notre créateur et mètre de l'univers, de toutes ces boutés, s'avoir envoyer à nous tous le prophète "Mohamed" (I) qui doit être notre premier éducateur, puis de nous avoir donné tout de courage pour terminer ce travail de recherche.

Un très grand merci à:

- ❁ Mon encadreur M^{elle} Abdelbari, pour nous avoir encadré et orienté tout au long de cette recherche.*
- ❁ nos parents qui nous ont suivis pendant nos études*
- ❁ Je remercie chaleureusement nos familles respectives pour toute l'aide et soutien, moral et économique, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études .Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.*
- ❁ J'adresse nos remerciements chaleureusement tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur.*
- ❁ Toute personne ayant contribué de près ou de loin à achever ce travail,*

- ❁ Et bien sûr, merci à tous les travailleurs de Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent et à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.*
- ❁ En fin, Je remercie aux membres de jury et à son président avec qui nous allons soutenir ce mémoire et juger de sa qualité.*

- ❁ Et pour finir, un dernier remerciement à toute la promotion
2017-2018 de génie civil de Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent, tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite.*

Abderrahim

Dédicace.

Je dédie ce modeste travail à:

*A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'**Allah** me les garde durant toute ma vie.*

- ✿ Ma mère qui a toujours crue en moi et mes études.*
- ✿ Mes grands mère.*
- ✿ Mon père qui m'a toujours encouragé et guidé*
- ✿ A mes très chères sœurs*
- ✿ A mes tantes en particulier :**Nadjia , Aicha et Fatima zohra .***

- ✿ A mes amies intimes : **Habib , Mohamed , Abdellah***
- ✿ A ma très chère cousine **Farielle***
- ✿ A toute la famille : **Bouazza** grands(es) et petits(es).*
- ✿ A mes amis de université des sciences et de la technologie d'oran - mohamed boudiaf*

- ✿ A tous ma promotion de Génie Civil **2017/2018.***
- ✿ A mes amies **Mohamed ,Yacine , Miloud , Bilel , Sid Ahmed , Amine Abdelkader , Ali***
- ✿ A Tous ceux qui me connaissent*
- ✿ A Monsieur **EL MERERBI Oussama** et Monsieur **BERBACHE SAID***

" و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب "

RESUME

Ce projet est une étude détaillée d'un bâtiment a usage d'habitation constitué d'un sous-sol et d'un rez de chaussée plus (09) étages, implanté à **AIN TEMOUCHENT**. Cette région est classée en zone sismique « **IIa** » selon le **RPA99 version 2003**.

Cette étude se compose de quatre parties :

- ❖ **La 1^{er} partie** : Définir l'ouvrage étudié en donnant ses caractéristiques géométriques et spécifier les éléments constituant la structure (éléments structuraux / non structuraux et enfin le pré dimensionnement des éléments.
- ❖ **La 2^{eme} partie** : A pour objectif d'étude des éléments non structuraux (acrotère, ascenseur).
- ❖ **La 3^{eme} partie** : Consiste à l'étude et Analyse dynamique de la structure, Qui a été faite par le logiciel « ETABS 2016 et envisager les solutions préventives contribuant à la stabilité de l'ouvrage.
- ❖ **La 4^{eme} partie** : Calculer les sections du ferrailage idéal via des lois définies en ce basant sur les recommandations du CBA 93 ; BAEL91 révisée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99 version 2003.
- ❖ **La 5^{eme} partie** : Expertiser l'infrastructure en adoptant un type de fondation convenable pour le site d'implantation.

Mots clés : Béton armé, séisme, stabilité , ETABS2016, ferrailage

Sommaire

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. HISTORIQUE.....	2
I.2. INTRODUCTION GENERALE.....	2
I.3. BUT	3
I.4. LES ELEMENTS D'UNE CONSTRUCTION	3
I.5. LES CHARGES	3
I.6. PRESENTATION DU PROJET	4
I.6.1. Caractéristiques Géométriques de l'Ouvrage	4
I.6.2. Classification du Site	5
I.6.3. Conception de la structure	5
I.6.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux	8
I.7. LE BETON	10
I.7.1. Caractéristiques du béton et avantages	10
I.7.2. Résistance mécanique.....	11
I.7.3. Formulation du béton.....	11
I.7.4. Module de déformation longitudinal du béton	12
I.8. LES ACIERS	13
I.8.1. Caractéristiques mécaniques de l'acier.....	13
I.8.3. Contrainte limite de traction des armatures	14
I.9. REGLE DES TROIS PIVOTS : (BAEL 91 REVISEE 99)	15
I.9.1. Analyse du diagramme des trois pivots	15
I.10. CONCLUSION	16

CHAPITRE II : Descente des charges

II.1. INTRODUCTION.....	18
II.2. LES PLANCHERS.....	19
II.2.1. Plancher terrasse.....	19
II.2.2. Plancher étage courant.....	20

II.3. MUR EXTERIEUR.....	21
II. 4 MURS INTERIEURS	21
II.5. L'ACROTERE	22
II.6. L'ESCALIER	24
II.7. CONCLUSION.....	25

CHAPITRE III : Pré-dimensionnement des éléments

III.1. INTRODUCTION	27
III.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....	27
III.2.1. Plancher en dalle pleine	27
III.2.2. Plancher La dalle machine	28
III.2.2.1. Pré dimensionnement	28
III.3. LES VOILES.....	29
III.3.1. Pré-dimensionnement des voiles.....	29
III.4. L'ESCALIER	31
III.4.1. Calcul de la Longueur de la ligne de foulée « L »	32
III.5. CONCLUSION.....	32

CHAPITRE IV : Calcul des éléments non structuraux (secondaires)

IV.1. INTRODUCTION	34
IV.2. ETUDE DE L'ACROTERE	34
IV.2.1. Introduction.....	34
IV.2.2. Calcul des sollicitations	34
IV.2.3. Calcul de l'excentricité	35
IV.2.4. Calcul de ferrailage.....	36
IV.2.4.1. Condition de non fragilité	36
IV.2.4.2. Armatures de répartition	36
IV.2.4.3. Contrainte de cisaillement	37
IV.3. L'ASCENSEUR	38

IV.3.1. Introduction.....	38
IV.3.2. Etude de l'ascenseur.....	39
IV.3.3. Etude de la dalle machine.....	39
IV.3.3.1. Pré dimensionnement.....	40
IV.3.3.2. Détermination des charges et surcharges.....	40
IV.3.4. Ferrailage de la dalle.....	41
IV.4. CONCLUSION.....	43

CHAPITRE V : Etude dynamique de la structure

V.1. GENERALITE.....	45
V.2. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.....	45
V.2.1. Objectif de l'analyse dynamique de la structure.....	45
V.3. METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE.....	46
V.3.1. Modélisation.....	46
V.3.2. Spectre De Réponse De Calcul.....	47
V.3.3. Évaluation De La Force Sismique.....	48
V.3.4. DETERMINATION DES PARAMETRES DU SPECTRE DE REPONSE.....	48
V3.5. MODELISATION.....	53
V.3.5.1 Les dispositions des voiles :.....	53
V.3.5.2. 1er vérification :.....	56
V.3.5.3. 2eme vérification :.....	56
V.3.5.4. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente .	57
V.3.5.5. Détermination de la force sismique.....	58
V.3.5.6 3eme vérification :.....	58
V.4. CONCLUSION.....	60

CHAPITRE VI : Etude des éléments résistants

VI.1. INTRODUCTION :.....	62
VI.2. ETUDE DES VOILES.....	62
VI.2.1. Introduction.....	62
VI.2.2. Conception.....	62

VI.2.3. principe de calcul	62
VI.2.4. Etude de ferrailage des voiles	63
VI.2.4.1. Voile périphérique	63
VI.2.4.2. Evaluation des charges.....	63
VI.2.4.3. Calcul du ferrailage.....	64
VI.2.5. Voile porteur.....	65
VI.2.5.1. Détermination des contraintes.....	66
VI.2.5.2. Calcul du ferrailage.....	66
VI.3. Dalle Plein.....	68
VI.3.1. Calcul du ferrailage de la dalle	68
VI.4. POUTRE DE RIVE	71
VI.4.1. ETUDE DES POUTRES DE RIVE	71
VI.4.2. Calcul de ferrailage.....	71
VI.5. Etude de l'escalier.....	74
VI.5.1. Les charges	74
VI.5.2. Ferrailage de l'escalier.....	83
VI.6. POUTRE PALIERE.....	87
VI.6.1. ETUDE DES POUTRES PALIERES	87
VI.6.2. Calcul de ferrailage.....	88
VI.7. CONCLUSION:	90

CHAPITRE VII : Fondation

VII.1. INTRODUCTION	92
VII.2. MODELISATION DES FONDATIONS	92
VII.3. ETUDE PRELIMINAIRE DU CHOIX DE TYPE DE FONDATION	93
VII.4. Pré dimensionnement du radier	95
VII.5. LES VERIFICATIONS NECESSAIRES	97
VII.5.1. Vérification au poinçonnement :	97
VI.6. FERRAILAGE DU RADIER	98
VII.7. Ferrailage des nervures.....	100

VII.8. CONCLUSION103

Conclusion générale

Bibliographie

liste des figure

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Figure I-1 : Site du projet (Google My Maps)	4
Figure I-2 : Dalle pleine	5
Figure I-3 : Brique creuse.....	6
Figure I-4 : Acrotère	7
Figure I-5 : Coffrage (Métallique et en Bois)	7
Figure I-6 : Diagramme Contrainte déformations du béton	9
Figure I-7 : . Diagramme contrainte déformation du béton (E.L.S).	10
Figure I-8 : Méthode de DREUX	12
Figure I-9 : Diagramme Contrainte-Déformation d'acier.....	14
Figure I-10 : Diagramme des déformations limites de la section.....	15

CHAPITRE II : Descente des charges

Figure II-1 : La distribution des charges	18
Figure II-2: Composant d'un plancher terrasse en dalle pleine	20
Figure II-3 : Composants d'un plancher courant en dalle pleine	20
Figure II-4 : L'acrotère	23
Figure II-5 : Les escaliers	25

CHAPITRE III : Pré-dimensionnement des éléments

Figure III-1 : La dalle machine	28
Figure III-2 : Section réduite du voile.....	30
Figure III-3: Composition de l'escalier.....	31

CHAPITRE IV : Calcul des éléments non structuraux (secondaires)

Figure IV-1 : Actions sur l'acrotère.....	34
Figure IV-2 : Ferrailage de l'acrotère.....	38
Figure IV-3: Schéma descriptif d'un Ascenseur	38
Figure IV-4 : Ferrailage de la dalle machine	43

CHAPITRE V : Etude dynamique de la structure

Figure V- 1 : SPECTRE DE REPOSE	47
Figure V-2 : Limite des décrochements en plan	51

Figure V-3 :Limites des décrochements en plan	51
Figure V- 4 : Variante 01	54
Figure V- 5 : Variante 02	54
Figure V- 6 : Variante 03	55
Figure V- 7 : Variante 04	55

CHAPITRE VI : Etude des éléments résistants

Figure VI-1 : La poussée de la terre sur les murs voiles du sous-sol	64
Figure VI-2 : Dimensions de voile	66
Figure VI-3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	67
Figure VI-4 : Disposition du ferrailage du voile	68
Figure VI-5 : Ferrailage de la dalle plein	70
Figure VI-6 : Ferrailage de la poutre de rive	73
Figure VI-7 : Escalier	74
Figure VI-8 : Schéma statique de l'escalier.....	75
Figure VI-9 : Diagrammes des sollicitations (ELU) type 1.....	76
Figure VI-10 : Diagrammes des sollicitations (ELS) type 1	78
Figure VI-11 : Diagrammes des sollicitations (ELU) type 2.....	79
Figure VI-12 : Diagrammes des sollicitations (ELS) type 2	80
Figure VI-13 : Diagrammes des sollicitations (ELU) type 3.....	82
Figure VI-14 : Diagrammes des sollicitations (ELU) type 3.....	83
Figure VI-15 : Ferrailage d'escalier	87
Figure VI-16 : Ferrailage de la poutre palier	90

CHAPITRE VII : Fondation

Figure VII-1 : Le logiciel de calcul utilisé (ETABS)	93
Figure VII-2 : Semelles filantes	94
Figure VII-3 : Un radier général	95
Figure VII-4 : Ferrailage du radier.	103

Liste des tableaux

CHAPITRE II : Descente des charges

Tableau II-1 : Evaluation des charges du plancher terrasse en dalle plein.....	19
Tableau II-2 : Evaluation des charges du plancher courant en dalle pleine	20
Tableau II-3 :Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur	21
Tableau II-4 : Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur	21
Tableau II-5 : Evaluation des charges d'exploitation des planchers	22
Tableau II-6 : Evaluation des charges de la paillasse	24
Tableau II-7 : Evaluation des charges de Palier de repos.....	25

CHAPITRE IV : Calcul des éléments non structuraux (secondaires)

Tableau IV-1: Les caractéristique de l'ascenseur	39
Tableau IV-2: Les combinaison de charge (ELU , ELS)	40
Tableau IV-3 : Moments en travée et le moments sur appuis.....	41
Tableau IV-4: Calcul du ferrailage de la dalle machine en appuis.....	42
Tableau IV-5 : Moments en travée et le moments sur appuis.....	43
TABLEAU IV-6 : Vérification a ELS	43

CHAPITRE V : Etude dynamique de la structure

Tableau V- 1 : Pénalité en fonction du critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4).....	52
Tableau V- 2 : Paramètres sismiques de l'ouvrage.	52
Tableau V- 3 : Vérification des modes	56
Tableau V- 4 : Récapitulation des poids des différents niveaux	57
Tableau V- 5 : Vérification de la résultante des forces sismiques	58
Tableau V- 6 : centre de masse et de rigidité des différents niveaux.....	59
Tableau V-7 : les résultats des déplacements des étages avec les différentes combinaisons Sismiques	60

CHAPITRE VI : Etude des éléments résistants

Tableau VI-1 : Les résultats des efforts normaux ; tranchants et moments fléchissant de voile périphérique	64
Tableau VI-2 : Les résultats des efforts normaux et efforts tranchants et moments fléchissant de voile porteur	66
Tableau VI-3 : Les résultats des efforts normaux ; tranchants et moments fléchissant de la dalle pleine	69
Tableau VI-4 : Tableau ferrailage de la dalle plein en travée	69
Tableau VI-5 : Vérification a ELS	71
Tableau VI-6 : Effort tranchant et moment fléchissant (ELU) type 1	76

Tableau VI-7 : Effort tranchant et moment fléchissant (ELS) type 1	78
Tableau VI-8 : Effort tranchant et moment fléchissant (ELU) type 2	79
Tableau VI-9 : Effort tranchant et moment fléchissant (ELS) type 2.....	80
Tableau VI-10 : Effort tranchant et moment fléchissant (ELU) type 3	81
Tableau VI-11 : Effort tranchant et moment fléchissant (ELS) type 3	82
Tableau VI-12 : Tableau de ferrailage d'escalier type 1	86
Tableau VI-13 : Tableau de ferrailage d'escalier(3 type)	87

CHAPITRE VI : Fondation

Tableau VII-1 : Vérification a l'ELS de la contrainte de béton	100
----------------------------------------------------------------------	------------

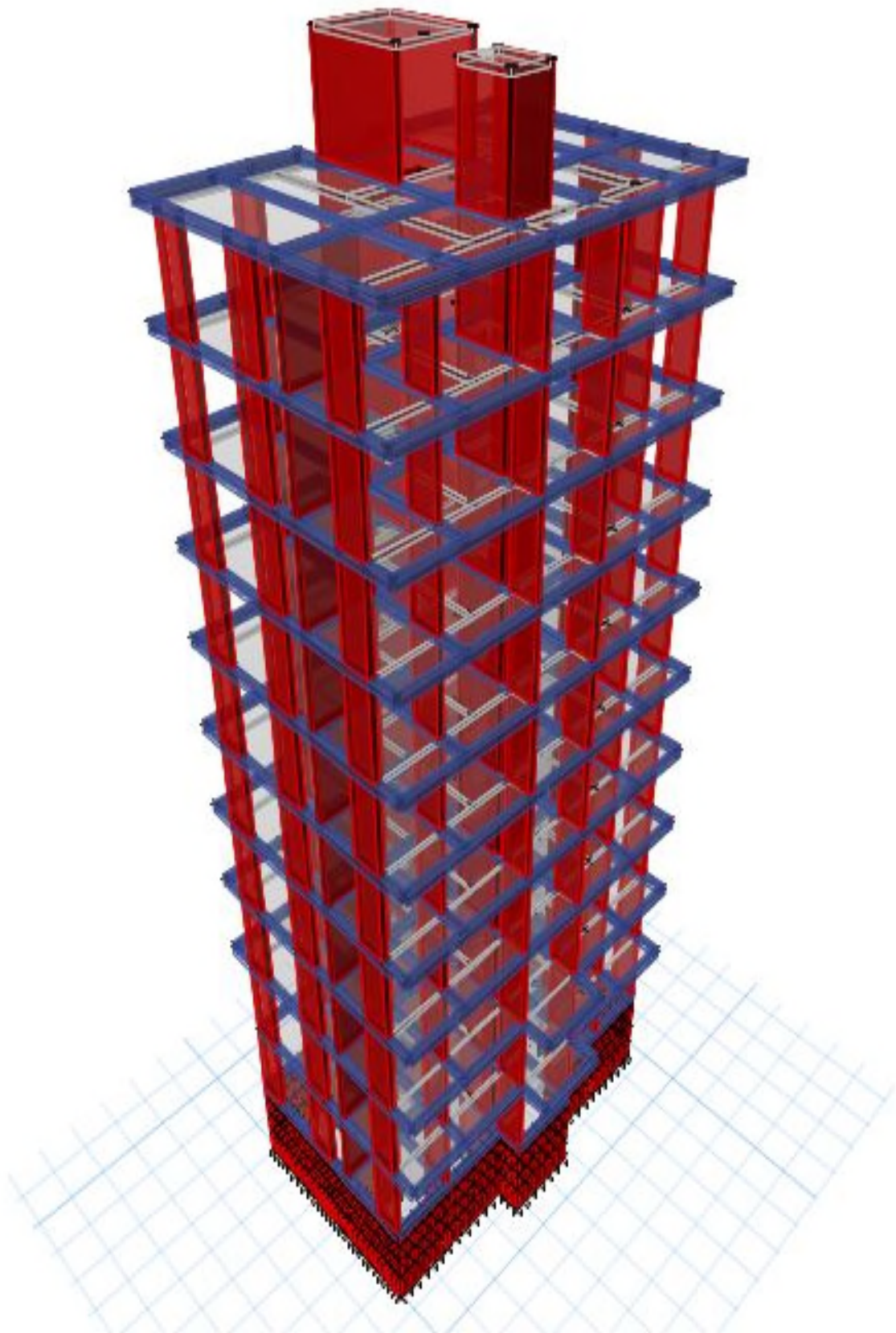
Liste des notations

A : Coefficient d'accélération de zone
As : Aire d'une section d'acier.
At : Section d'armatures transversales.
B : Aire d'une section de béton.
∅ : Diamètre des armatures.
φ : Angle de frottement.
Q : Charge d'exploitation.
γs : Coefficient de sécurité dans l'acier.
γb : Coefficient de sécurité dans le béton.
σs : Contrainte de traction de l'acier.
σbc : Contrainte de compression du béton.
 $\overline{\sigma s}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 $\overline{\sigma bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
τu : Contrainte ultime de cisaillement.
β : Coefficient de pondération.
σsol : Contrainte du sol.
G : Charge permanente.
ξ : Déformation relative.
ELU : Etat limite ultime.
ELS : Etat limite service.
Nser : Effort normal pondéré aux états limites de service.
Nu : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
T : Effort tranchant, Période.
St : Espacement.
λ : Elancement.
e : Epaisseur
F : Force concentrée.
f : Flèche.
L : Longueur ou portée.
Lf : Longueur de flambement.
W : Poids total de la structure
d : Hauteur utile.
Fe : Limite d'élasticité de l'acier.
Mu : Moment à l'état limite ultime.
Mser : Moment à l'état limite de service.
Mt : Moment en travée.
Ma : Moment sur appuis.
M0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
I : Moment d'inertie.
M : Moment, Masse.
Eij : Module d'élasticité instantané.
Evj : Module d'élasticité différé.
Es : Module d'élasticité de l'acier.
fc28 : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours
ft28 : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.
Fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

K : Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène.



Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. HISTORIQUE

L'invention du ciment par Louis Vicat en 1817, celle du ciment Portland par Aspdin en 1824 et l'installation des premiers fours par Pavin de Lafarge au Teil en 1830 préparent l'avènement du béton. C'est en fait le mariage ciment-métal, appelé ciment armé, puis béton armé, qui va donner au béton son plein essor.

Au XXe siècle, le béton se développera considérablement et, parallèlement, l'évolution de ses techniques: usage croissant des adjuvants, béton prêt à l'emploi, matériel de mise en œuvre, mise au point du béton précontraint par Freyssinet. Plus récemment, les progrès réalisés dans les bétons de hautes performances lui donnent ses lettres de noblesse dans le bâtiment.

Le béton est un mélange de plusieurs composants: ciment, eau, granulats et, le plus souvent, adjuvants qui constituent un ensemble homogène

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

I.2. INTRODUCTION GENERALE

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de ces bâtiments afin d'assurer leurs sécurité. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale traduit par le besoin constant de gain d'espace pour répondre au développement démographique des populations urbaines.

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

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment. Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

(CBA 93, RPA 99 version 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.3. BUT

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur les quelles il repose. Pour cela, il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié. Vu que l'influence majeure sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, c'est le choix des fondations dans les zones sismiques.

I.4. LES ELEMENTS D'UNE CONSTRUCTION

Les principaux éléments d'une construction comprennent :

- Les fondations, qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.
- La structure ou ossature, qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues au poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux constructions exercées par le vent, la neige, les secousses sismiques, ... etc.
- Les murs porteurs qui peuvent être intégrés à la structure, Ainsi que les, les poutres et les planchers qui définissent l'ossature.
- Les cloisons intérieures ou murs de refends, qui peuvent être parfois intégrés à la structure.
- Les systèmes de circulation verticale : ascenseurs, escaliers mécaniques, escaliers.

I.5. LES CHARGES

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble. Les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

I.6. PRESENTATION DU PROJET

Le projet qui nous a été confié consiste à un bâtiment en béton armé, destiné à l'usage d'habitation, composé d'un étage sous sol et rez-de-chaussée plus neuf étages, sera implanté à la vile d'Ain Témouchent, qui est une zone de moyenne sismicité « zone (IIa) » d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).



Figure I-1 : Site du projet (Google My Maps)

L'étage sous sol est exploité comme des boix et le RDC et le 1er étage comme des duplexes Les autres étages sont des logements d'habitation. D'après la classification des ouvrages selon leur importance (RPA99 version 2003), le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

I.6.1. Caractéristiques Géométriques de l'Ouvrage

La terrasse de ce bâtiment étant accessible (terrasse végétale qui contiens des arbres, terrain de gazon)

- Hauteur sous-sol4,00 m.
- Hauteur RDC3,57 m.
- Hauteur étage courant3,57 m.
- Hauteur de l'acrotère0,8m.
- Longueur du bâtiment considéré17,40 m.
- Largueur du bâtiment considéré.....12.50 m.
- Hauteur total de structure43 ,27 m.

I.6.2. Classification du Site

Dans notre étude le sol d'assise de la construction est un **sol meuble S3**

6 sol = 1,6 bars.

I.6.3. Conception de la structure

- **Ossature :**

L'ossature en béton armé est constituée d'un squelette de poteaux ou des voiles reliés entre eux par des poutres créant un système de maillage verticaux et horizontaux, où chaque élément travaille tant en compression qu'en traction, selon les efforts qui lui sont demandés.

- **Le plancher :**

c'est un ouvrage horizontal constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation. Selon les matériaux employés et les techniques mises en œuvre, il existe deux principaux types de planchers :

-Le plancher en bois .

- Le plancher en béton il existe deux principaux types de planchers en béton (dalle pleine et dalle de compression) Nous avons utilisé un seul type de plancher ; plancher dalle pleine pour tous les niveaux

Nous avons utilisé un seul type de plancher ; plancher dalle pleine pour tous les niveaux avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

- **La dalle pleine :**

plancher en béton armé de 15 à 20-cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif

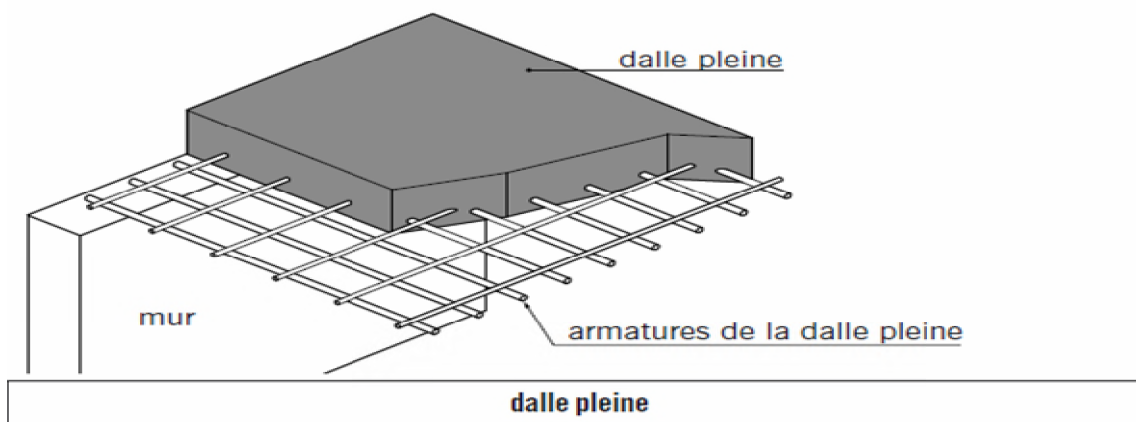


Figure I-2 : Dalle pleine

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

- **Escalier:**

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticale des personnes entre les étages. Ils sont construits en B.A.

- **Maçonnerie :**

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est (15 + 10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.

- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.



Figure I-3 : Brique creuse

- **Revêtement :**

- Enduit en ciment pour les murs et les plafonds.

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

- **Ascenseur :**

C'est un dispositif mobile qui assure le déplacement en hauteur, dans le cas de notre bâtiment l'ascenseur est à traction à câble.

- **Acrotères :**

La terrasse étant accessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 80 cm et de 10cm d'épaisseur.

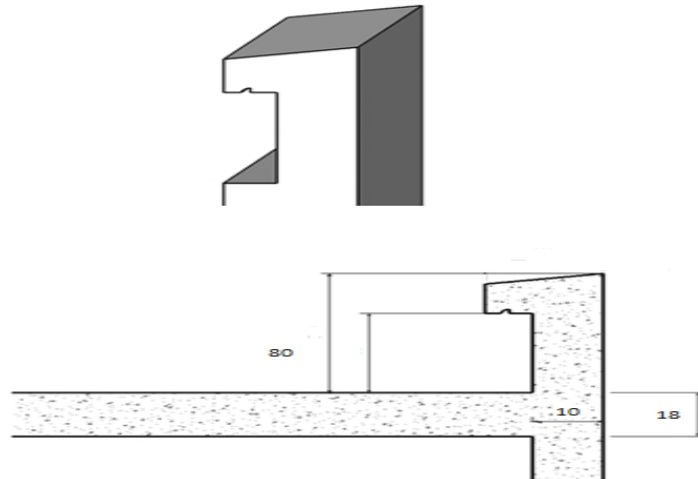


Figure I-4 : Acrotère

• Fondations :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sol éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

• Type de coffrage utilisé :

Les éléments structuraux « Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique et coffrage en bois.

Pour les planchers dalle pleine et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.



Figure I-5 : Coffrage (Métallique et en Bois)

I.6.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA 93**, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL 91 révisé 99**, ainsi que le règlement parasismique algérien (**RPA 99 version 2003**).

Etats limites :

Les états limites définissent des bornes admissibles vis-à-vis de la sécurité des personnes et des biens et vis-à-vis de l'aspect de la structure .Il convient de vérifier que l'ensemble des cas de charge permet de couvrir tous les cas réels les plus défavorables. Les paramètres à prendre en compte sont notamment les actions, les propriétés des matériaux et les données géométriques et leur imperfection, on distingue deux types :

a)- Etat limite ultime (ELU):

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent :

- La perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties
- La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments

-Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :
 $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée.
 $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10 \text{‰}$
- Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression
 - L'acier en traction et en compression
- ε_{bc} : La déformation du béton à la compression.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Si : $0 \leq \zeta_{bc} \leq 2\text{‰}$ $\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b \cdot \left[1 - \left(2 - \frac{\zeta_{bc}}{2} \right) \right]}$ I.7. I 1

γ_b : Coefficient de sécurité $\rightarrow \begin{cases} 1,5 \text{ cas général} \\ 1,15 \text{ cas accidentel} \end{cases}$

- La courbe est sous forme d'une parabole

Si : $2\text{‰} \leq \zeta_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ $\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ I 2

γ_b : Coefficient de sécurité $\rightarrow \begin{cases} 1,5 \text{ cas général} \\ 1,15 \text{ cas accidentel} \end{cases}$

- La courbe est sous forme d'un rectangle.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases} \dots\dots\dots \text{I 3}$$

Avec :

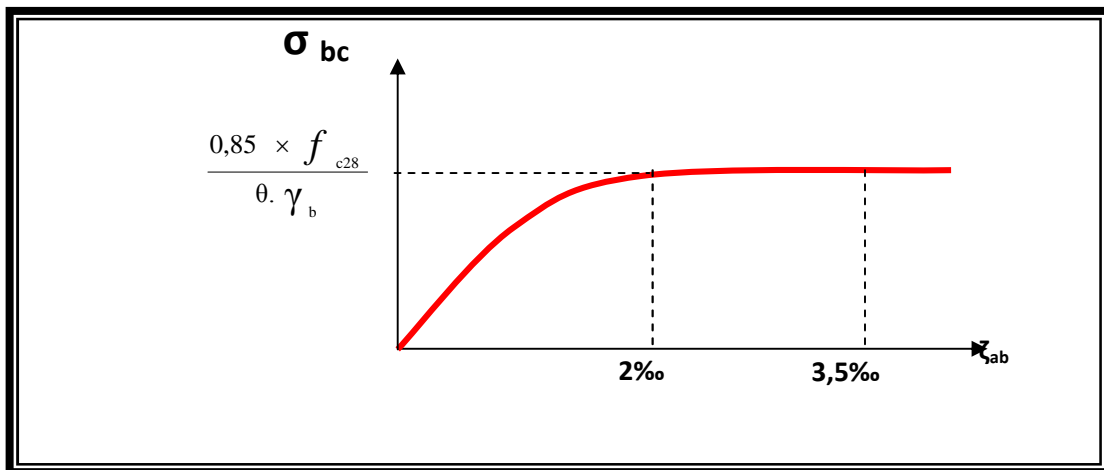


Figure I-6 : Diagramme Contrainte déformations du béton

b)- Etat limite de service (ELS) :

Aux delà du quel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (déformation ; ouverture des fissures).

σ_{bc} : la contrainte de compression du béton à ELS est limitée à $\rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

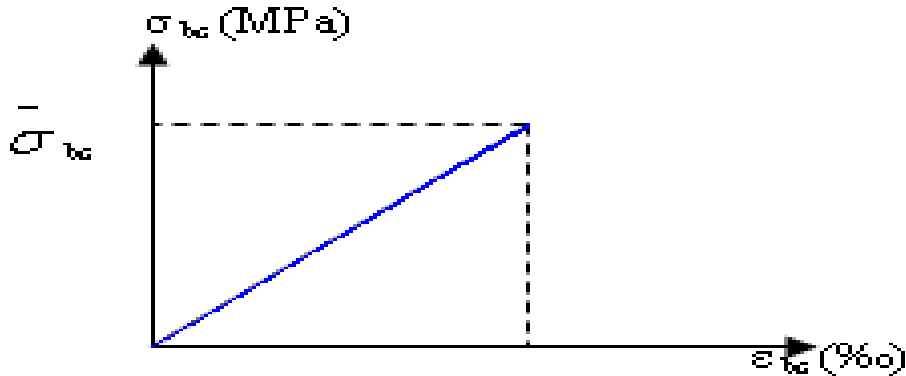


Figure I-7 : . Diagramme contrainte déformation du béton (E.L.S).

a contrainte limite de service en compression du béton est limité par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

I.7. LE BETON

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

a) Ciment:

est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

b) **Granulats** : on distingue deux types de granulats participant dans la constitution du béton

- Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 4$) mm
- Gravier de dimension ($3 \leq D_g \leq 25$) mm

c) **Eau de gâchage**: elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

I.7.1. Caractéristiques du béton et avantages

La résistance supérieure du béton, sa durabilité, sa résilience, sa masse thermique, sa rentabilité ainsi que l'abondance des matières premières pour sa production en font le matériau de construction de choix pour la plupart des projets.

Durable et faible entretien; le béton dure plusieurs décennies de plus que les autres matériaux de construction. Cela réduit le coût total de possession ainsi que les impacts environnementaux liés aux réhabilitations ou reconstructions plus fréquentes.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Résilient; le béton ne brûle pas, ne rouille pas ne pourri pas. Il est résistant au feu, à la chaleur, aux vents, à l'eau, aux vibrations et aux tremblements de terre, assurant la sécurité des personnes et réduisant les coûts.

Idéal pour l'adaptation à de nouveaux usages; les bâtiments de béton, grâce à leur résistance, à leurs propriétés d'atténuation du son et de résistance au feu, peuvent facilement être reconvertis pour d'autres types d'occupations durant leur cycle de vie.

I.7.2. Résistance mécanique

a / Résistance à la compression :

Le béton résiste à la compression (f_{cj}) elle est déterminée à partir d'essai sur éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur à j (Jour /âge de l'éprouvette).

(C.B.A 93 Art A.2.1.1.1).

$$f_{cj} = \frac{j}{a + b_j} \cdot f_{c28}$$

Pour: $f_{c28} \leq 40\text{MPa} \rightarrow (a = 4,76 ; b = 0,95)$.

Pour: $f_{c28} \geq 40\text{MPa} \rightarrow (a = 1,40 ; b = 0,95)$.

Pour: $j \geq 60 \text{ j} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$.

Dans le cas de notre étude: f_{c28} est de 25 MPa .

b / Résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton « j » jour notée f_{tj} est défini conventionnellement par les relations suivante :

(C.B.A 93 Art A.2.1.1.2).

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \rightarrow \text{si: } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 \cdot (f_{cj})^{2/3} \rightarrow \text{si: } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

I.7.3. Formulation du béton

Des essais de convenance est un ensemble d'essais ayant pour but de vérifier a priori qu'un béton défini par sa formulation et fabriqué, transporté et mis en ouvre dans les conditions du chantier satisfiera aux exigences précisées dans le marché. Cette épreuve n'est pratiquée que pour les ouvrages de génie civil.. Parmi ces méthodes de formulation du béton, on citera celle la plus utilisée : la méthode de Dreux.

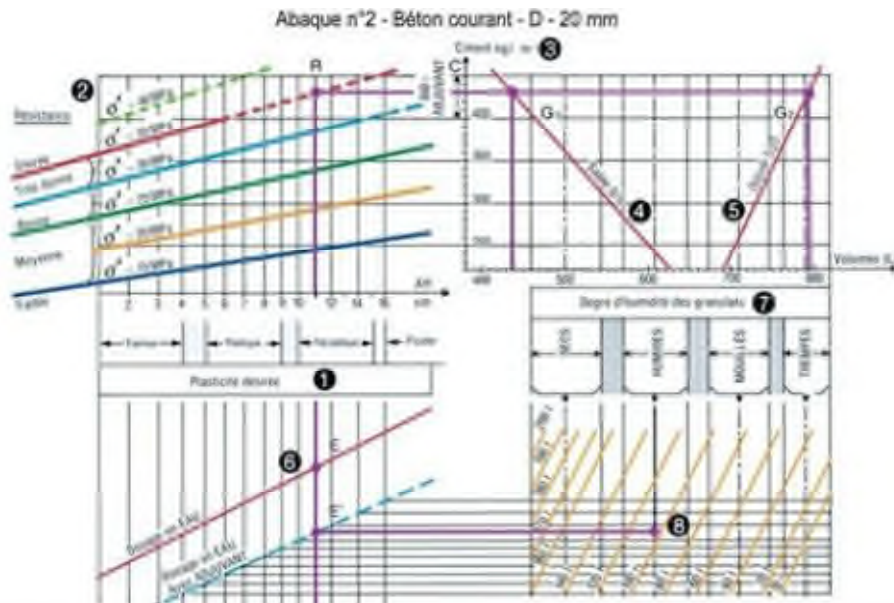


Figure I-8 : Méthode de DREUX

I.7.4. Module de déformation longitudinal du béton

a- Module de déformation instantané

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

On admet qu'à l'âge de « j » jours ; le module de déformation longitudinale instantanée du Béton « E_{ij} » est égale à: **(C.B.A 93 Art A.2.1.2.1).**

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \rightarrow E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

b- Module de déformation différée

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours, le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

(C.B.A 93 Art A.2 .1.2.2).

$$E_{vj} = \begin{cases} 3700 (f_{cj}^{1/3}) \rightarrow \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ 4400 (f_{cj}^{1/3}) \rightarrow \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice.} \\ 6100 f_{cj} \rightarrow \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, avec fumée de silice.} \end{cases}$$

Remarque:

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée

c- Module de déformation transversale :

Coefficient de poisson : (C.B.A 93 Art A.2.1.3).

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L); \text{ avec } \rightarrow \begin{cases} (\Delta d / d) \text{ déformation relative transversale.} \\ (\Delta L / L) \text{ déformation relative longitudinale.} \end{cases}$$

$$\nu \text{ pris égale à } \rightarrow \begin{cases} 0,2 \text{ pour l'ELS (béton non fissuré).} \\ 0,0 \text{ pour l'ELS (béton fissuré).} \end{cases}$$

I.8. LES ACIERS

Le matériau acier est un alliage Fer+Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :
 - Acier naturel FeE 215, FeE 235.
 - Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500.

I.8.1. Caractéristiques mécaniques de l'acier

a- Limite d'élasticité :

Fe (ou la résistance caractéristique de l'acier).

b- Limite d'élasticité longitudinale :

Es: est pratiquement constant quel que soit la nuance de l'acier.

Es = 200 000 MPa.

treillis soudés de maille 200 x 200 mm² avec $\Phi = 6$ mm.

I.8.2. Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\epsilon \%)$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité « γ_s » qui a les

Valeurs suivantes :

$$\rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ cas général} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ cas des combinaisons accidentelles} \end{cases}$$

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

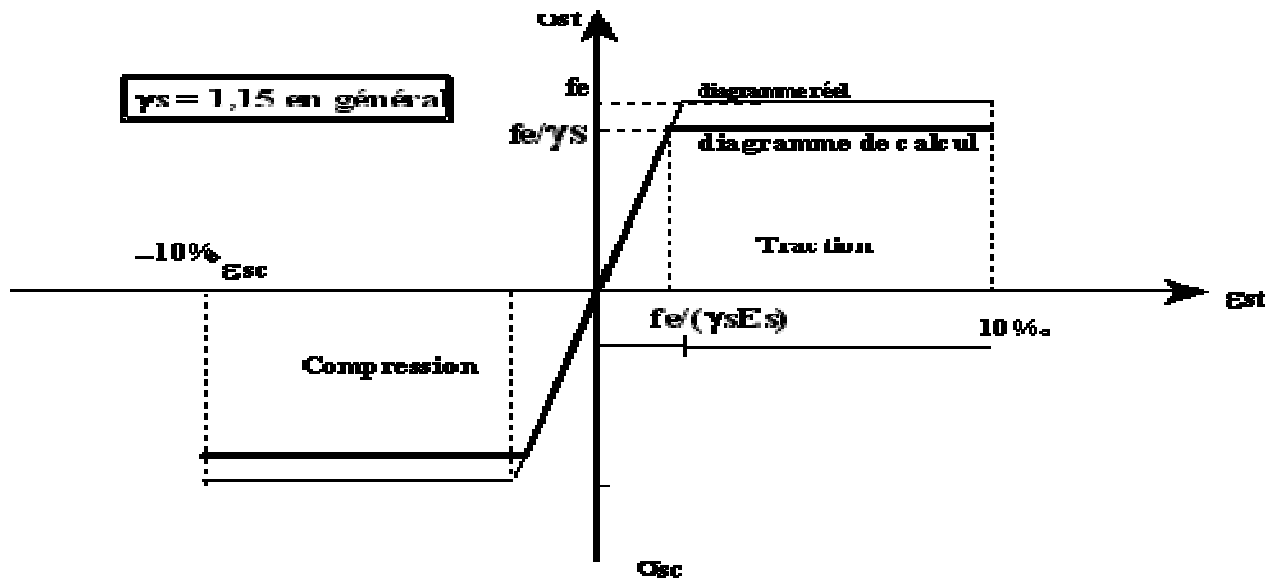


Figure I-9 : Diagramme Contrainte-Déformation d'acier

I.8.3. Contrainte limite de traction des armatures

- Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_s \leq f_e$
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{3}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$.

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$: pour des ronds lisses (RL).

$\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm (HA).

-Poids volumique :

Béton armé $\rightarrow \gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

Béton non armé $\rightarrow \gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$

Acier $\rightarrow \gamma_b = 78,5 \text{ KN/m}^3$

I.9. REGLE DES TROIS PIVOTS : (BAEL 91 REVISEE 99)

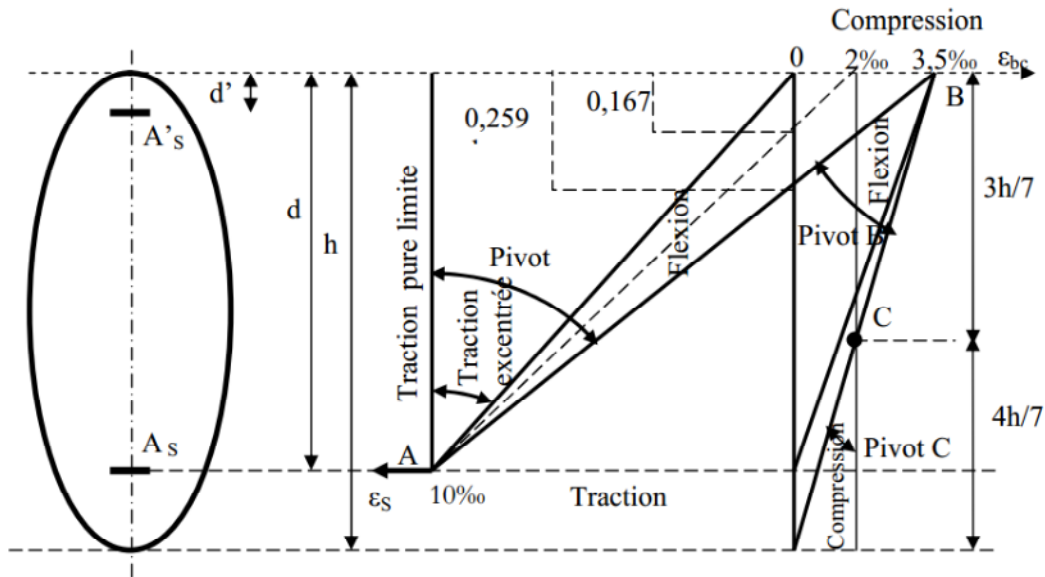


Figure I-10 : Diagramme des déformations limites de la section

I.9.1. Analyse du diagramme des trois pivots

- **Traction simple :**

Limite aa' ; Béton entièrement tendue; Flexion simple ou composé ; Acier tendue
 $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$.

Béton partiellement comprimé : $0 \leq \varepsilon_s \leq 10 \text{ ‰}$

- **Compression simple :**

Soit la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformation si on flexion composé.

Pivot A :

Allongement de l'acier $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

Pivot B :

Raccourcissement du béton comprimé; $\varepsilon_s = 3,5 \text{ ‰}$; Flexion simple ou composé

Acier tendue : $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$.

Béton partiellement comprimé.

Pivot C :

Raccourcissement du béton comprimé

$\varepsilon_s = 2 \text{ ‰}$ pour $y_c \leq 3/7h$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

En résumé :

- **Pivot A** : Traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B** : Flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- **Pivot C** : Compression simple ou composée.

I.10. CONCLUSION

Maintenant qu'on a défini la majorité des principes de calcul, Expliquer les caractéristiques de base des matériaux ; on peut entamer la descente de charges dans le chapitre qui suit.

Descente des charges

II.1 INTRODUCTION

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

Les valeurs obtenues permettront de dimensionner les éléments porteurs voir dans certains cas, de modifier la structure.

Les différents charges et surcharges existantes sont:

- a) **Les charges permanentes (G):** Elles résultent du poids propre des éléments porteurs ou non porteurs
- b) **Les surcharges d'exploitation (Q):** Elles résultent de l'utilisation et de l'exploitation de l'ouvrage

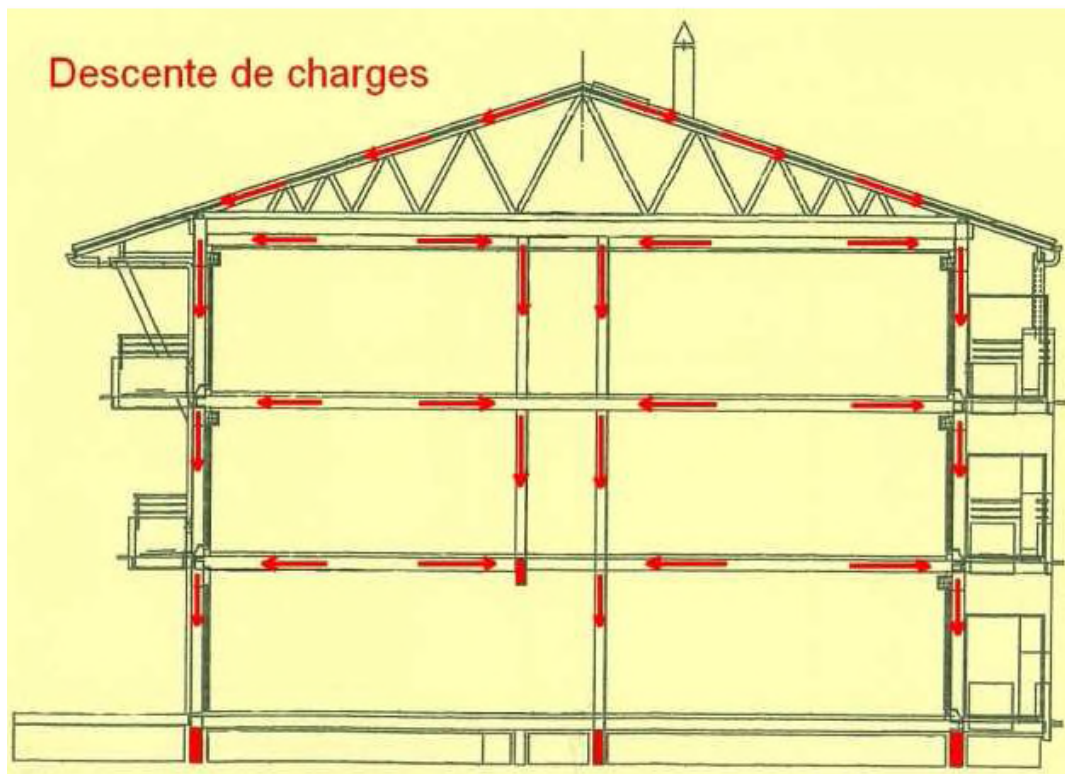


Figure II-1 : La distribution des charges

Chapitre II : Descente des charges

II.2 LES PLANCHERS

II.2.1 Plancher terrasse

selon notre étude La terrasse a une zone accessible est réalisée en plancher dalle pleine

Désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
<i>-Protection gravillon</i>	1700	0,04	68
<i>-Etanchéité multicouche</i>	600	0,05	30
<i>-Forme de pente</i>	2200	0,1	220
<i>-Isolation thermique</i>	400	0,04	16
<i>-Dalle plein</i>	2500	0,18	450
<i>-Enduit en plâtre</i>	1000	0,02	20
<i>- Plantes(herbe)</i>	350	/	35
<i>- Autres</i>	/	/	200

G	10,39 KN/m²
Q	1,5 KN/m²

Tableau II-1 : Evaluation des charges du plancher terrasse en dalle plein

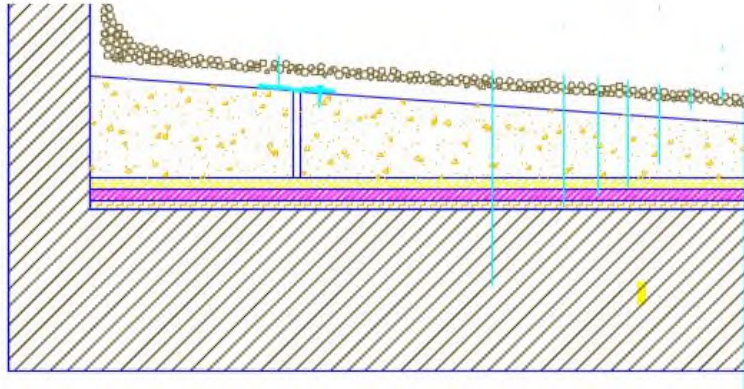


Figure II-2: Composant d'un plancher terrasse en dalle pleine

II.2.2 Plancher étage courant

Désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
-Carrelage	2200	0,02	44
-Mortier de pose	2000	0,02	40
- Dalle pleine	2500	0,18	450
-Enduit plâtre	1000	0,02	20
G		5,54 KN/m²	
Q		1,5 KN/m²	

Tableau II-2 : Evaluation des charges du plancher courant en dalle pleine

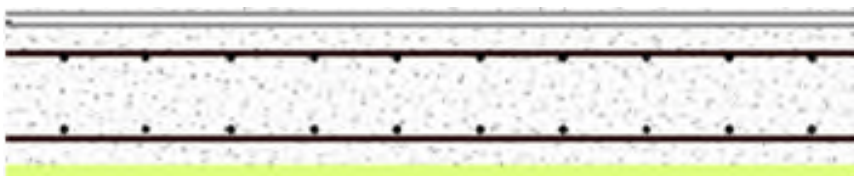


Figure II-3 : Composants d'un plancher courant en dalle pleine

Chapitre II : Descente des charges

II.3. MUR EXTERIEUR

Désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
-Brique creuse 15	900	0,15	135
-Brique creuse 10	900	0,10	90
-Mortier de ciment mur (ext + int)	2000	0,02	40 X 2= 80

G	3,1 KN/m ²
---	-----------------------

Tableau II-3 :Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur

II.4 MURS INTERIEURS

Désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
-Brique creuse 10	900	0,1	90
-Mortier de ciment mur (ext + int)	2000	0,02	40 X 2= 80

G	1,7 KN/m ²
---	-----------------------

Tableau II-4 : Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur

La charge permanente (niveau RDC) $G = 1,70 \cdot (4-0,5) = 5,95$ Kn/ml

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 1,70 \cdot (3,57-0,5) = 5,20$ Kn/ml

La charge permanente (niveau étage courant : balcon) $G = 1,70 \cdot 1,2 = 2,04$ Kn/ml

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter à des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

Chapitre II : Descente des charges

Murs avec portes (90%G).

Murs avec fenêtres (80%G).

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

D'après le **DTR BC 2.2** « Charges Permanentes et Charges d'Exploitation », les charges d'exploitation adoptées sont illustrées par le tableau suivant :

Elément	Charges d'exploitation (KN/m ²)
- Plancher terrasse	1,0
- Plancher courant	1,5
- Plancher RDC (commerce)	5,0
- Plancher courant (bureau)	2,5
- Escalier	2,5
- balcon	3,5

Tableau II-5 : Evaluation des charges d'exploitation des planchers

II.5 L'ACROTÈRE

d'après les règles du **R.P.A 99 version 2003 (6.2.3)** la formule de calcul de la force horizontale est :

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

F_p: la force horizontale

A: Coefficient d'accélération de zone (Zone **II a**, groupe **2**) $\Rightarrow A = 0,15$

C_p: Facteur de force horizontal $\Rightarrow C_p = 0,8$

W_p: Poids de l'acrotère $\Rightarrow W_p = S \cdot \rho_{\text{béton}}$

✓ **Poids de l'acrotère :**

$$S = (0,25 \times 0,05)/2 + (0,25 \times 0,05) + (0,7 \times 0,10) = 0,088 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$W_p = 0,088 \times 25 = 2,2 \text{ KN/ml}$$

Chapitre II : Descente des charges

✓ La charge horizontale:

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,2 = 1,056 \text{ KN/ml}$$

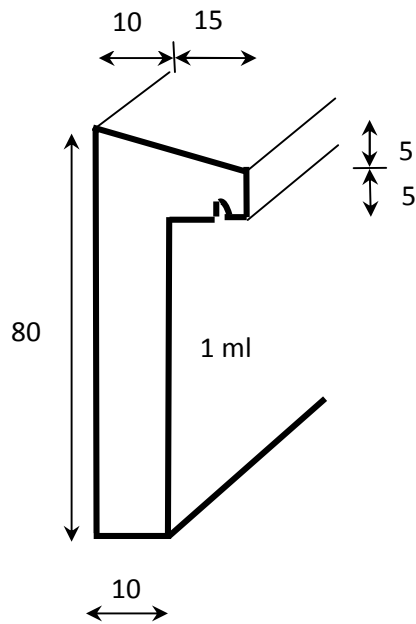


Figure II-4 : L'acrotère

Chapitre II : Descente des charges

II.6 L'ESCALIER

- Volé (paillasse) :

Désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
<i>Revêtement en Carrelage (horizontal)</i>	2200	0.02	44
<i>Revêtement en Carrelage (vertical)</i>	2200	0.02	44
<i>Mortier horizontal</i>	2000	0.02	40
<i>Mortier vertical</i>	2000	0.02	40
<i>Paillasse en B.A</i>	2500	0.17/2	212.5
<i>Garde du corps</i>	/	/	170
<i>Poids propre / cos α</i>	2500	0.15	431.03
G		9.82 KN/m²	
Q		2.5 KN/m²	

Tableau II-6 : Evaluation des charges de la paillasse

Chapitre II : Descente des charges

- Palier de repos :

Désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
<i>-Revêtement en Carrelage</i>	2200	0.02	44
<i>- Mortier de pose</i>	2000	0.02	40
<i>- Poids propre du palier</i>	2500	0.15	375
<i>- Enduit en plâtre</i>	1000	0.02	20
G		4.79 KN/m²	
Q		2.5 KN/m²	

Tableau II-7 : Evaluation des charges de Palier de repos

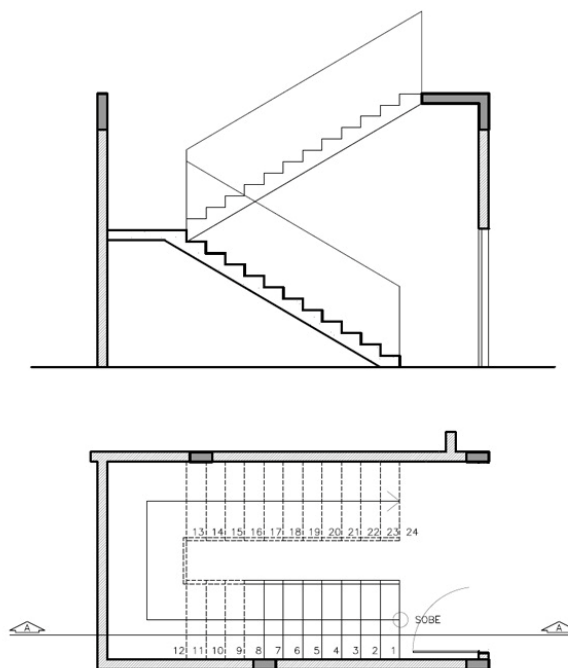


Figure II-5 : Les escaliers

II.7 CONCLUSION

Maintenant qu'un pré dimensionnement des différents éléments de la structure est effectué, on peut définir avec exactitude les charges supportées et réparties à travers ces éléments, définition qui sera entamée dans le chapitre suivant.

Pré-dimensionnement des éléments

III.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement a pour but "le pré calcul " des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le CBA et le RPA 99/ version 2003. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

La structure doit résister aux sollicitations suivantes:

Sollicitations verticales → dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation.

Sollicitations horizontales → cas dynamique, généralement d'origine sismique.

{ C. B. A → Calcul des structures en béton armé.

{ R. P. A → Règles parasismiques algériennes.

III.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur "e" faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

- La détermination de la charge d'exploitation se fait suivant l'usage de l'étage :
 - Terrasse non accessible : $P = 1,00 \text{ KN/m}^2$.
 - Plancher étage habitation : $P = 1,50 \text{ KN/m}^2$.
- Dans notre structure, on utilise de types de planchers :
 - Plancher dalle pleine

III.2.1. Plancher en dalle pleine

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres. Son épaisseur est en général égale au 25ème de la portée, déterminé par cette formule :

La dalle travaille dans un seul sens si :

$\alpha = \frac{Lx}{Ly} < 0.4 \rightarrow$ Le ferrailage sera pour le sens (x-x) et on prévoit des armatures de répartition dans le sens (y-y).

⇒ La dalle travaille dans deux sens si :

$\alpha = 0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$ → Le ferrailage sera pour les deux sens avec :

on prend le cas le plus défavorable :

$$L_x = 3,40\text{m}$$

$$L_y = 6,10\text{m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,40}{6,10} = 0,55 \quad 0.4 \leq 0,55 \leq 1$$

Alors : La dalle travaille dans deux sens (continue)

$$\frac{L_{\max}}{35} \leq h_{Dp} \leq \frac{L_{\max}}{45}$$

L=6,10 m (on prend largeur de la salle)

$$\frac{610}{35} \leq h_{Dp} \leq \frac{610}{45}$$

$13,55 \leq h_{Dp} \leq 17,42$ Donc on prend : $h_{Dp} = e_p = 18 \text{ cm}$.

L'épaisseur doit être au moins égale a 12 cm isolation acoustique (d'après RPA 99 / v2003)

III.2.2. Plancher La dalle machine

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.2.2.1. Pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine

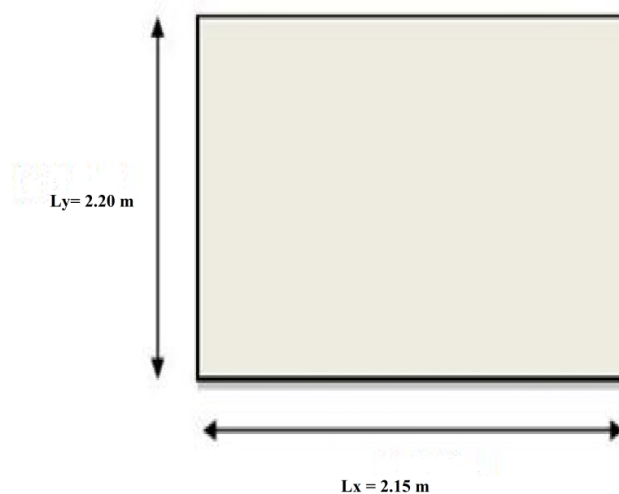


Figure III-1 : La dalle machine

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$L_y=2,20\text{m}$ longueur de la dalle

$L_x=2,15\text{m}$ largeur de la dalle

On doit vérifier 2 conditions :

a) Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\frac{215}{50} \leq e \leq \frac{215}{40}$$

$$4,3 \leq e \leq 5,3$$

b)-Condition de flèche :

$$\frac{e}{L_y} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_y} \quad \text{Avec : } M_t = 0,85 M_y$$

$$\frac{e}{L_y} \geq \frac{1}{20} \frac{0,85 M_y}{M_y} \rightarrow \frac{e}{230} \geq \frac{1}{20} \cdot 0,85 \rightarrow e \geq 9,775 \text{ cm}$$

Alors on prend : $e=20\text{cm}$.

III.3. LES VOILES

III.3.1. Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au séisme et au vent, ils doivent satisfaire les conditions de **R.P.A 99 V2003**

$$\begin{cases} L \geq 4 a \rightarrow L: \text{longueur du voile.} \\ a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a: \text{épaisseur du voile.} \end{cases}$$

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.

Le **RPA 99 version 2003 « article 7.7.1 »**, exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $a \geq \text{Max} \left[\frac{h_e}{25}; 15 \text{ cm} \right]$
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau : $a \geq \text{Max} \left[\frac{h_e}{22}; 15 \text{ cm} \right]$
- Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \text{Max} \left[\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right]$

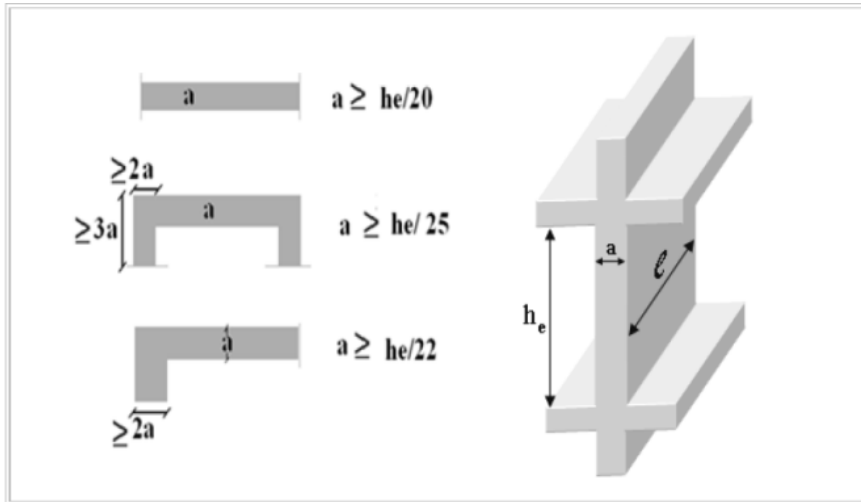


Figure III-2 : Section réduite du voile

En résumé, pour notre cas, on a :

$$h_{e \text{ sous-sol}} = 400 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$$

$$h_e = 339 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{3,39}{20} = 16,95 \text{ cm}$$

On opte pour $a = 20 \text{ cm}$ pour tous les étages

$$\ell = 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

III.4. L'ESCALIER

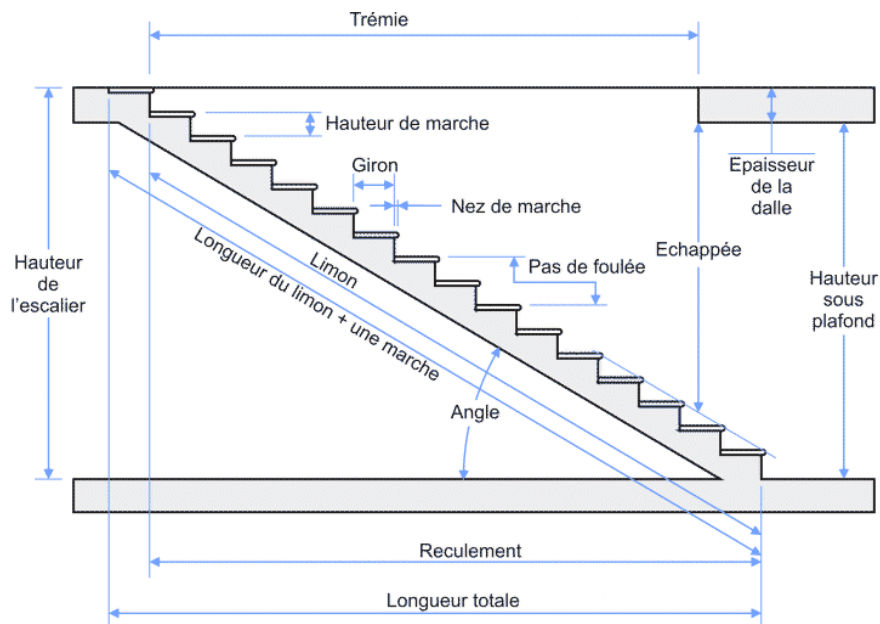


Figure III-3: Composition de l'escalier

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction. L'assemblage de ces gradins donne un ensemble « escalier » ; le classement de ce dernier se fait en fonction de :

- De la forme de la volée ou du nombre de volées.
- Du montage de la marche sur son support.

h : hauteur de la contre marche

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad 29 \leq 2h \leq 36$$

Donc : $14,5 \leq h \leq 18$

Pour : $h = 17 \text{ cm}$

$$N_C (\text{S-sol}) = H/h = 400/17 = 24$$

$$N_C (\text{ETAGE}) = H/h = 339/17 = 20 \quad \text{avec} \quad N_C : \text{nombre des contremarches.}$$

On aura 24 contremarches entre chaque étage : 12 contremarches pour S-sol.

On aura 20 contremarches entre chaque étage : 10 contremarches pour niveau étage courant.

$$n = N_C(\text{S-sol}) - 1 = 11 \text{ marches pour niveau S-sol.}$$

$$n = N_C(\text{ETAGE}) - 1 = 9 \text{ marches pour niveau étage courant.}$$

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Formule de brondel: $0,59 \leq 2 \cdot l + g \leq 0,66$

$$0,59 \leq 2 \times 0,17 + g \leq 0,66$$

$$0,25 \leq g \leq 0,32$$

On prend: $g = 30 \text{ cm}$.

III.4.1 Calcul de la Longueur de la ligne de foulée « L »

Calcul de la Longueur de la ligne de foulée « L » La ligne de foulée représente le parcours d'une personne qui descend en se tenant à la rampe du côté du jour, elle est placée conventionnellement :

Au milieu de l'embranchement si celui-ci mesure moins de 1,00m

À 0,50m de la rampe si l'embranchement mesure plus de 1,00m

$$L = \left(\frac{n}{2} - 1\right) \times g$$

$$L = \left(\frac{18}{2} - 1\right) \times 30$$

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

L'épaisseur de la paille:

est estimée par la formule suivante :

$$ep = \left[\frac{L}{20} ; \frac{L}{30} \right] \rightarrow \text{avec } L = 240 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow ep = [12 ; 8]$$

On adopte : l'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

L'angle de la paille:

$$\alpha = \text{artg} \frac{0,17}{0,30} = 29,54^\circ$$

III.5. CONCLUSION

On a pu déterminer un pré dimensionnement adéquat des éléments de la structure ainsi que leur descente des charges, reste maintenant à confirmer les résultats obtenue, confirmation émise dans les chapitres suivants.

Calcul des éléments non structuraux (secondaires)

IV.1. INTRODUCTION

les éléments secondaires n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, leurs distributions peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

IV.2. ETUDE DE L'ACROTÈRE

IV.2.1. Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé de 10cm d'épaisseur et d'une hauteur variable, c'est un système isostatique, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre « W_p » et à un moment due à une force horizontale « F_p » .

D'après les règles du R.P.A 99 version 2003 :

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

A : coefficient d'accélération des zones (**Zone II a, groupe 2** $A = 0.15$).

C_p : facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

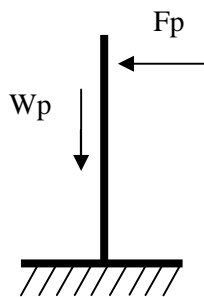


Figure IV-1 : Actions sur l'acrotère

IV.2.2. Calcul des sollicitations

ELU :

L'effort normal : $N_u = 1,35 \times W_p$

$$N_u = 1,35 \times 2,2 = 2,97 \text{ KN}$$

Moment fléchissant $M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot h$:

$$M_u = 1,5 \times 1,056 \times 0,80 = 1,26 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$N_{ser} = 2,20 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = F_p \cdot h$$

$$M_{ser} = 1,056 \times 0,80 = 0,84 \text{ KN.m}$$

IV.2.3. Calcul de l'excentricité

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

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_1 : excentricité du 1er ordre

e_2 : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

e_a : excentricité additionnelle.

A) ELU :

a) L'excentricité du 1^{er} ordre :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

D'après le CBA Article .4.3.4.2 :

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{1}{250}\right) ; e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{80}{250} = 0,32\right) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{1,26}{2,97} + 0,02 = 0,444 \text{ m} = 44,4 \text{ cm}$$

b) L'excentricité du 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2 \cdot (2 + \alpha \cdot \varphi)}{10^4 \cdot h}$$

$\alpha=1$ (varie entre 0 et 1) et $\varphi=2$

$$l_f = 2 \cdot L = 2 \cdot 0,8 = 1,6 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{1,6}{0,1} = 16$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 1,6^2 \cdot (2 + 1 \cdot 2)}{10^4 \cdot 0,1} = 0,030 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,444 + 0,030 = 0,474 \text{ m}$$

$$d = 0,9h \text{ avec } h = 10 \text{ cm}$$

$$d = 9 \text{ cm}$$

$$e_A = e - \left(d - \frac{h}{2}\right) = 47,4 - \left(9 - \frac{10}{2}\right) = 43,4 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } M_u = e_A \cdot N_u = 43,4 \cdot 2,97 = 1,277 \text{ KN.m}$$

$$T_{u\max} = 1,5 Q = 1,5 \cdot 1,056 = 1,58 \text{ KN}$$

B) L'ELS :

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,84}{2,20} = 0,381 \text{ m} = 38,1 \text{ cm}$$

$$e_A = e_s - \left(d - \frac{h}{2}\right) = 38,1 - \left(9 - \frac{10}{2}\right) = 34,1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } M_{ser} = e_A \cdot N_{ser} = 34,1 \cdot 2,20 = 0,750 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q = 1,056 \text{ KN}$$

IV.2.4. Calcul de ferrailage

a) L'ELU :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1,26 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,010$$

$$\mu_{bu} = 0,010 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,010}\right) = 0,0125$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0125 \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{UA}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1,26 \times 10^{-3}}{0,99 \times 0,09 \times 348} = 0,000041 \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 0,41 \text{ cm}^2$$

IV.2.4.1. Condition de non fragilité

$$\text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 28$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times (25) = 2,10 \text{ MPA}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,086 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature \rightarrow soit 5T10 = 3,39 cm²/ml. \rightarrow Esp=15cm

IV.2.4.2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,06}{4} = 1,02 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature \rightarrow soit 5T8 = 2,51 cm²/ml. \rightarrow Esp=15cm

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux (secondaires)

IV.2.4.3. Contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 1,58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{1,58 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,09} = 0,0175 \text{ MPa}$$

D'après **CBA 93 Article .5.1.2 .1** : Pour des Fissurations peu préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,0175 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) L'ELS :

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u)$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A'_u \cdot d')$$

$A'_u = 0$ le calcul des armatures en compression n'est pas nécessaire

Par conséquent : $d' = 0$

$$D = \frac{15}{100} (4,06 + 0) = 0,609 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100} (4,06 \cdot 9 + 0) = 10,962 \text{ cm}^2$$

$$y = -0,609 + \sqrt{0,609^2 + 10,962} = 2,75 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_u (d - y)^2 + 15 A'_u (y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3} 2,75^3 + 15 \cdot 4,06 (9 - 2,75)^2 + 0 = 3072,13 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \quad \text{Avec :} \quad M_{ser} = 0,84 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,84 \cdot 10^2}{3072,13} \cdot 2,75 = 0,065 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 0,751 \text{ MPa} \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 0,751 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

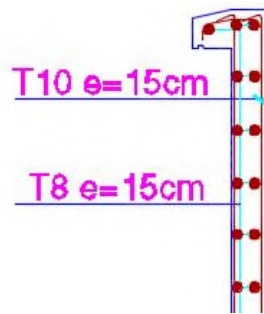


Figure IV-2 : Ferrailage de l'acrotère

IV.3. L'ASCENSEUR

IV.3.1. Introduction

Appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment. Il représente la principale forme de circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à 3 étages.

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériel.

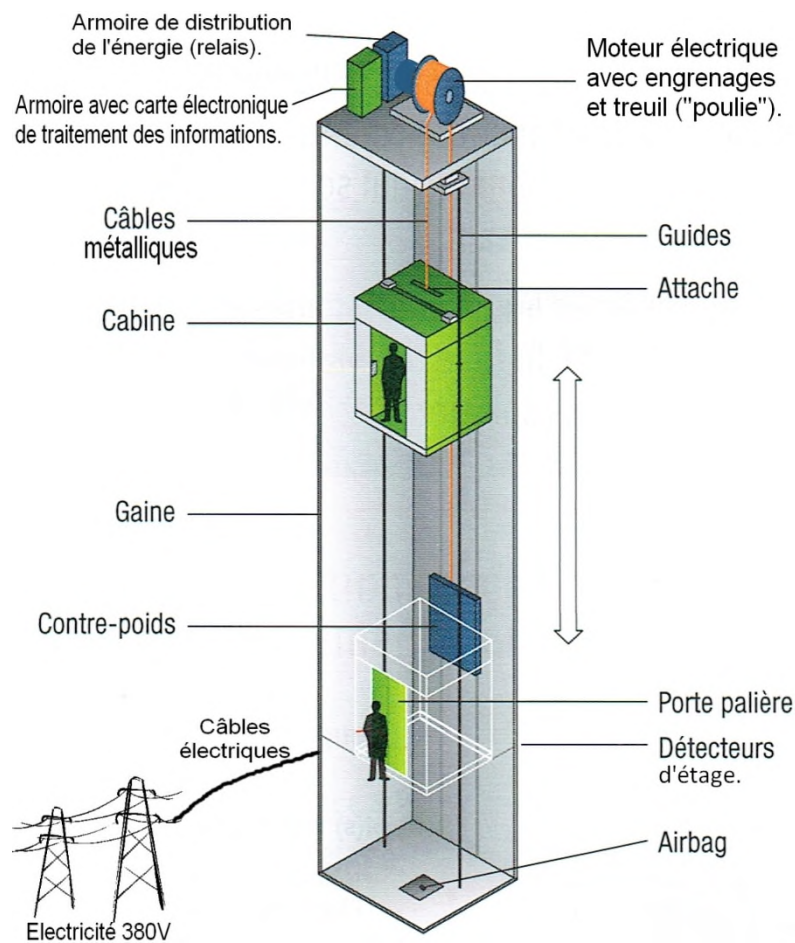


Figure IV-3: Schéma descriptif d'un Ascenseur

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux (secondaires)

IV.3.2. Etude de l'ascenseur

les composants mécaniques de l'ascenseur sont :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie

Le treuil soit :

- **Pm** « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- **Q** : la charge en cabine.
- **Pp** : le poids de contre poids tel que : $Pp = Pm + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

La charge nominale est de **630 kg** pour **8 personnes** .

Les Caractéristiques	Les Dimensions
surface utile	1,5m ²
Largeur	1,00 m
Profondeur	1,5 m
Hauteur	2,2 m
La largeur de passage libre	0,8m
La hauteur de passage libre	2,00m
La hauteur de la course	34,34 m

Tableau IV-1: Les caractéristique de l'ascenseur

- Le poids de la cabine Pc est : 470 kg = 4.7 KN
- Le contre poids Pp : 700 kg = 7 KN
- Le poids des câbles Mg : $43 \cdot \frac{37,4}{16} = 100,51$ KN

IV.3.3. Etude de la dalle machine

La dalle pleine est utilisée dans le cas ou les charges appliquée sur le plancher sont importantes, offrant une meilleure résistance mécanique.

Ce type de dalle a un ferrailage qui se distingue par des aciers porteurs, positionnés parallèlement à la portée des aciers de répartition, En fonction du ferrailage souhaité, plusieurs nappes d'armatures peuvent être placées en laissant un espacement donnée.

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux (secondaires)

IV.3.3.1. Pré dimensionnement

selon notre étude épaisseur de la dalle machine est de $e=20$ cm

IV.3.3.2. Détermination des charges et surcharges

a)-Charges permanentes :

- La charge permanente : $G = 470 + 700 + 10051 = 11221$ kg = 112,21 KN

$$G_2 = \frac{112,21}{S} \quad \text{Avec } S : \text{ surface de la dalle machine}$$

$$G_2 = \frac{111,97}{4,73} = 23,72 \text{ KN/m}^2$$

- Dalle plein $e = 20$ cm ; Avec : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$

$$0,20 \cdot 2500 = 500 \text{ Kg/m}^2 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_2 = 5 \text{ KN/m}^2$$

- Enduit de ciment : $e = 2$ cm ; $\rho = 2000 \text{ Kg/m}^3$

$$0,02 \cdot 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2 = 0,4 \text{ KN/m}^2$$

$$G_3 = 0,4 \text{ KN/m}^2$$

$$G_T = \sum G_i = 23,72 + 5 + 0,4 = 29,12 \text{ KN}$$

b)-Surcharge d'exploitation :

Surcharge d'ascenseur : $Q = 700$ kg = 7 KN

$$Q_1 = \frac{7}{S} = \frac{7}{4,73} = 1,47 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = 100 \text{ Kg/m}^2 = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_T = \sum Q_i = 1,47 + 1 = 2,47 \text{ KN/m}^2$$

c)- Combinaison de charges :

ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 29,12 + 1,5 \cdot 2,47 = 43,01 \text{ KN/m}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 31,59 \text{ KN/m}$

Tableau IV-2: Les combinaison de charge (ELU , ELS)

d)- Calcul des efforts :

D'après **RPA 99 / version 2003** ; Le calcul des efforts de la dalle reposante sur 4 côtés :

Calcul de (α):

$$0,4 \leq \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \rightarrow 0,4 \leq 0,97 \leq 1 : \text{ Donc ; la dalle porte dans les deux sens .}$$

$$0,4 \leq \alpha \text{ alors : } \alpha = 0,97 \mu_x = 1 \times 8(1 + 2,4 \alpha^3)^{-1} ; \mu_y = \alpha^2 [1 - 0,95(1 - \alpha)^2]$$

$$\mu_x = 0,0391$$

$$\mu_y = 0,940$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

ELU :

$$\mu_x = 0,0391 \rightarrow M_x = 0,0391 \cdot 43,01 \cdot (2,15)^2 = 7,77 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,940 \rightarrow M_y = 0,940 \cdot 7,77 = 7,30 \text{ KN.m}$$

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux (secondaires)

Moments en travée et le Moments sur appuis :

Moments en travées		Moments sur appuis	
$M_{utx} = 0,85M_x$	6,60 KN.m	$M_{uax} = 0,3M_x$	2,33 KN.m
$M_{uty} = 0,85M_y$	6,20 KN.m	$M_{uay} = 0,3M_y$	2,19 KN.m
$M_{ut} = \max (M_{utx} ; M_{uty})$	6,60 KN.m	$M_{ut} = \max (M_{utx} ; M_{uty})$	2,33 KN.m

Tableau IV-3 : Moments en travée et le moments sur appuis

IV.3.4. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle machine se fait pour une bande de 1m, de section (b x h) :

Le calcul se fait pour une dalle en flexion simple.

1) ELU :

a) Ferrailage en travée :

On a : b = 100cm ; h = 20cm ; d = 0,9h = 18cm

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

On a : $M_{ut} = 6,86 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{6,60 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18^2 \cdot 14,17} = 0,014 < 0,186$$

Pivot A

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,014}) = 0,017$$

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

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,017) = 0,992$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{6,60 \cdot 10^{-3}}{0,992 \cdot 0,18 \cdot 348} = 1,06 \text{ cm}^2$$

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux (secondaires)

b) Ferrailage en appuis :

M _{u,max}	μ	α	β	A _{st} (cm ²)
2,33	0,005	0,006	0,997	0,37

Tableau IV-4: Calcul du ferrailage de la dalle machine en appuis

On prend **7T12** comme ferrailage longitudinal en travée et en appuis de section **7,91 cm²**

1) Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,18 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

2) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{7,92}{4} = 1,97 \text{ cm}^2$$

On prend **7T12** comme ferrailage de répartition de section **7,92 cm²**

c) Calcul de l'espacement :

$$\text{Esp} = \min(1,5d ; 40\text{cm}) = \min(33,75 \text{ m} ; 40\text{cm}) = 33,75\text{cm}$$

On prend : **Esp = 15cm.**

Finalement : On adopte **7T12** de section **7,92 cm²** pour les armatures longitudinales et de répartition.

Espacement = **15 cm²**

d) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y}$$

$$T_x = \frac{43,01 \cdot 2,15 \cdot 2,2}{2 \cdot 2,15 + 2,2} = 31,29 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3}$$

$$T_y = \frac{43,01 \cdot 2,15}{3} = 30,82 \text{ KN}$$

$$T_{\text{max}} = \max(T_x, T_y) = 31,29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{31,29 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,173 \text{ Mpa}$$

Selon **CBA 93 « Article 5.1.2 .1 »** ; Pour des Fissurations peu préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,173 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux (secondaires)

2) L'ELS :

$$\mu_x = 0,0391 \rightarrow M_x = 0,0391 \cdot 31,59 \cdot (2,15)^2 = 5,70 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,940 \rightarrow M_y = 0,940 \cdot 5,70 = 5,35 \text{ KN.m}$$

Moments en travées		Moments sur appuis	
$M_{stx} = 0,85M_x$	4,84 KN.m	$M_{sax} = 0,3M_x$	1,71 KN.m
$M_{sty} = 0,85M_y$	4,54 KN.m	$M_{say} = 0,3M_y$	1,60 KN.m
$M_{st} = \max(M_{utx}; M_{uty})$	4,54 KN.m	$M_{st} = \max(M_{utx}; M_{uty})$	1,71 KN.m

Tableau IV-5 : Moments en travée et le moments sur appuis

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

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

	Ms max	$\gamma = \frac{Mu}{Ms}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
En travée	4,84	1,36	$0,017 \leq 1,36$	C.V
En appuis	1,71	1,36	$0,017 \leq 1,36$	C.V

TABLEAU IV-6 : Vérification a ELS

Le calcul à l'ELS dans ce cas la n'est pas nécessaire.

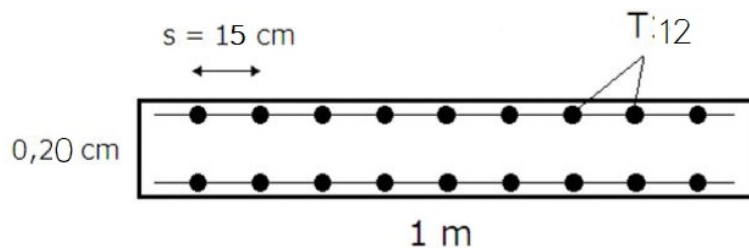


Figure IV-4 : Ferrailage de la dalle machine

IV.4. CONCLUSION

L'estimation du nombre d'armatures à utiliser étant terminée au niveau des acrotères et la dalle machine, On peut commencer l'étude sismique de l'ouvrage, en se référant a des programmes de modélisations, le tout sera expliquée dans le chapitre suivant intitulée : « Etude sismique de la structure.

Etude dynamique de la structure

V.1. GENERALITE

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Les constructions courantes de génie civil sont généralement dimensionnées pour résister à leur propre poids et à des surcharges fixes à base d'une analyse statique; les charges variables dans le temps et/ou dans l'espace étant prises en compte par une charge statique équivalente avec éventuellement un coefficient de sécurité. L'expérience montre en effet que les charges dynamiques courantes ont une contribution faible par rapport aux charges statiques en termes de contraintes et déformations ainsi la réduction du problème dynamique à un cas statique peut être pleinement satisfaisante.

Aujourd'hui cependant des structures élaborées de génie civil existent, qui sont soumises à des charges dynamiques de grande amplitude et de grande variabilité; on peut citer : explosion dans une centrale nucléaire ; effet du vent sur les bâtiments de grande hauteur etc.

Une prise en compte précise de ces sollicitations est alors nécessaire pour le design de ces ouvrages, ce qui est l'objet d'une analyse dynamique. Parmi les charges dynamiques les plus importantes et les plus dangereuses par l'étendue des dégâts causés se trouvent les séismes objet de notre étude dans ce chapitre.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003.

V.2. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

V.2.1 Objectif de l'analyse dynamique de la structure

L'objectif initial de l'analyse dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Les mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Pour cela, on fait une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

ce calcul peut être mené par trois méthodes qui sont :

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

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le **RPA 99 V2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **IIa**. Le calcul se fait en méthode dynamique spectrale du faite que notre **Ouvrage** ne répond pas aux critères (**4.1.2.b**) exigés par le **RPA 99 V2003**, quand a l'application de la méthode statique équivalente.

Groupe d'usage (**groupe 2**) **Ouvrages courants ou d'importance moyenne**

La hauteur de la structure : $H = 43,27 \text{ m} > 23 \text{ m}$

- Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

Donc nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcule des structures (ETABS), de par la facilité et la rapidité qu'il offre pour l'analyse statique et dynamique.

V.3. METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise .On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extremums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3.1. Modélisation

Nous utiliserons les étapes suivantes dans la modélisation de notre structure :

-Détermination des propriétés des matériaux utilisés :

Les propriétés du béton (voir chapitre I) .

-Détermination des caractéristiques géométriques des elles utilisées:(voir chapitre I).

-Détermination les conditions aux limites :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et, une rotation d'axe verticale). [RPA99/4.3.2]

-Détermination de la descente des charges :

Chapitre V : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

-Détermination des forces sismiques E :

Ils sont distribués horizontalement verticalement sur les éléments proportionnels à leurs rigidités par l'introduction d'un spectre de réponse dans deux directions orthogonale (Xet Y)

-Détermination des combinaisons des charges :

- 1) $1.35G + 1.5Q$ ELU
- 2) $G + Q$ ELS
- 3) $0.8G \pm E_{(S,D)}$ ACC
- 4) $G + Q \pm E_{(S,D)}$ ACC
- 5) $G + Q \pm 1.2E_{(S,D)}$ ACC

V.3.2. Spectre De Réponse De Calcul

Selon le **RPA 99 V2003 (Art 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

S_a /g : Accélération spectrale

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement,

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

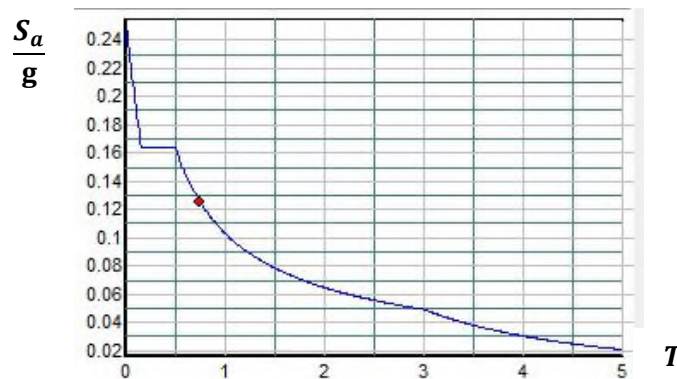


Figure V- 1 : SPECTRE DE REPONSE

V.3.3 Évaluation De La Force Sismique

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4.1 de RPA 99V03).

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité (tableau 4.4 de RPA 99V03).

R : coefficient de comportement (tableau 4.3 de RPA 99V03).

W : poids totale de la structure

V.3.4. DETERMINATION DES PARAMETRES DU SPECTRE DE REPONSE

- **Coefficient d'accélération A :**

Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Notre bâtiment est implanté dans la région de AIN TEMOUCHENT (zone IIa) et appartient au groupe 2, pour notre cas on a : $A = 0,15$.

- **Coefficient de correction d'amortissement η :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \epsilon)} \geq 0,7 \quad \text{RPA (4.3) page .26}$$

ξ (%) : est le Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, Pour notre cas on prend =10%

RPA (Tab 4.2) page: 38

- **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99 V2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article **3.4 page 28 du R.P.A99 V2003**.

Dans notre structure on a un système de Voiles porteurs Catégorie 2 Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=3,5**.

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,763 \geq 0,7$$

Chapitre V : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

• Période fondamentale (T) :

La période T peut être estimée à partir de la formule empirique suivante : $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$

1. h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
2. C_T : coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau **RPA (Tab 4.6)** page: 45

$$T = \text{Min} \begin{cases} T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \\ T = C_T \cdot h_N^{3/4} \end{cases}$$

Avec :

$$h_N: h_N = 43,27 \text{ m.}$$

$$C_T: \text{notre cas : } C_T = 0,050$$

D : Est la dimension de la structure mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

T₁; T₂: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Période **T₁** et **T₂** du site considéré: **S₁**

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA (Tab 4.7) page: 49}$$

$$T_x = \text{Min} \begin{cases} T_x = T = 0.09 \cdot 43,27 / \sqrt{17,40} = 0,933 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (43,27)^{0,75} = 0,843 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T_y = \text{Min} \begin{cases} T_y = T = 0.09 \cdot 43,27 / \sqrt{12,50} = 1,103 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (43,27)^{0,75} = 0,834 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T = \text{Min} \begin{cases} T_x = 0,834 \text{ sec} \\ T_y = 0,834 \text{ sec} \end{cases}$$

• 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
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

▪ Vérification des critères :

1) Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA 99 / version 2003, : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67

$$\frac{3,57}{12,50} = 0,28 \leq 0,67$$

Donc le critère est pas observé $P_q = 0$

2) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

❖ Sens longitudinal :

$$L_{\max}/L_{\min} = 3,7/3,10 = 1,19 < 1,5 \dots\dots\dots \text{critère observé}$$

$$P_q = 0$$

❖ Sens transversal :

critère non observé $\Rightarrow P_q = 0,05$.

3) Régularité en plan :

-Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales..... **C.N.V**

-L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée à la direction de l'action sismique considérée. **C.N.V**

-La structure a une forme compacte, et le rapport longueur / largeur

$$17,40 / 12,50 = 1,39 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

-la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas **25 %**.

$$\frac{l_1 + l_2}{L} = \frac{0 + 1,30}{12,50} = 0,429 \leq 0,25 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

-la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de se dernier..... **C.V**

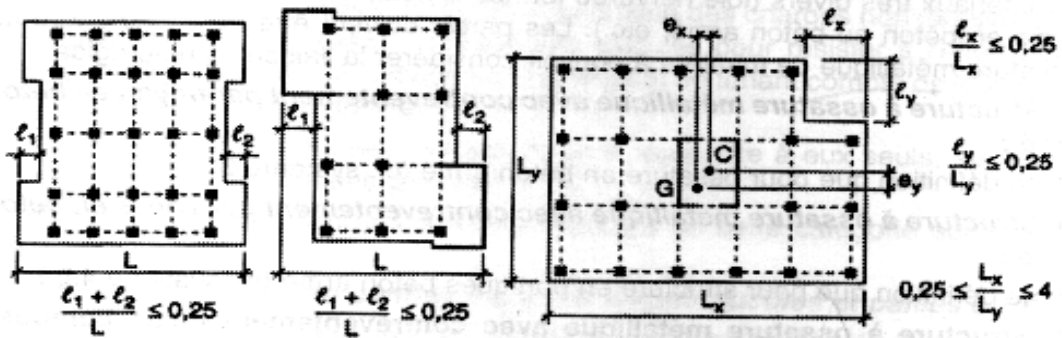


Figure V-2 : Limites des décrochements en plan

N.B : La structure n'est pas classée régulière en plan : $Pq = 0$

4) Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation. C.V

La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet de la structure.

La plus grande dimension latérale de la structure n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Suivant l'axe x : $\frac{B_M}{B} = \frac{17,40}{17,40} = 1 \geq 0,67$ CV

Suivant l'axe y : $\frac{B_M}{B} = \frac{12,50}{10,70} = 1,16 \geq 0,67$ CV

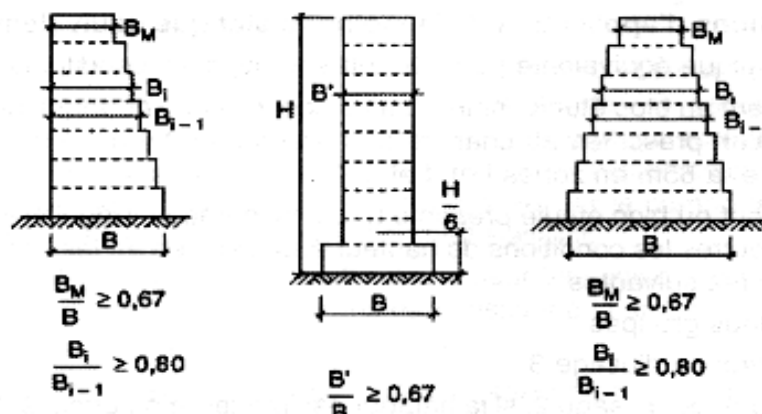


Figure V-3 : Limite des décrochements en plan

La structure n'est pas classée régulière en élévation : $Pq = 0$

Chapitre V : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

5) Contrôle de la qualité des matériaux :

les matériaux utilisés dans notre structure sont contrôlés et conforme aux règlements en vigueur ;

On considère que ce critère est observé : $P_q = 0,05$

6) Contrôle de la qualité de l'exécution :

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

On considère que ce critère est observé : $P_q = 0,1$

Critère q	Pq	
	longitudinal	transversal
1/ conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2/ redondance en plan	0	0,05
3/ régularité en plan	0	0
4/ régularité en élévation	0	0
5/ contrôle de qualité des matériaux	0,05	0,05
6/ contrôle de qualité de l'exécution	0,1	0,1
$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q =$	1,15	1,20

Tableau V-1 : Pénalité en fonction du critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)

Coefficient	A	R	Q	ε	η	T ₁	T ₂
	0,15	3,5	1,20	10	0,763	0,15	0,50

Tableau V-2 : Paramètres sismiques de l'ouvrage.

- Nombre de modes à considérer :

Selon **RPA 99 V2003 (Art 4.3.4)** :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.

-Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Chapitre V : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

-Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites le nombre minimal des modes (**K**) doit être:

$$K \geq 3\sqrt{N} ; \text{et } T_K \leq 0,20$$

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

V3.5. MODELISATION

D'après **RPA 99 V2003 (Art 4.3.2.b)** notre structures est irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, nous devons la représenter par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL.

V.3.5.1 Les dispositions des voiles :

Selon le **RPA 99 V2003 (Art 4.2.4.b)** : la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$\mathbf{T} = (\mathbf{T}_x ; \mathbf{T}_y). 30\%$$

$$T = 0,834 \times 1,30 = 1,084 \text{ sec}$$

Selon notre étude on a augmenté l'épaisseur et la largeur des voiles pour bien stabiliser la structure

Variante 01 :

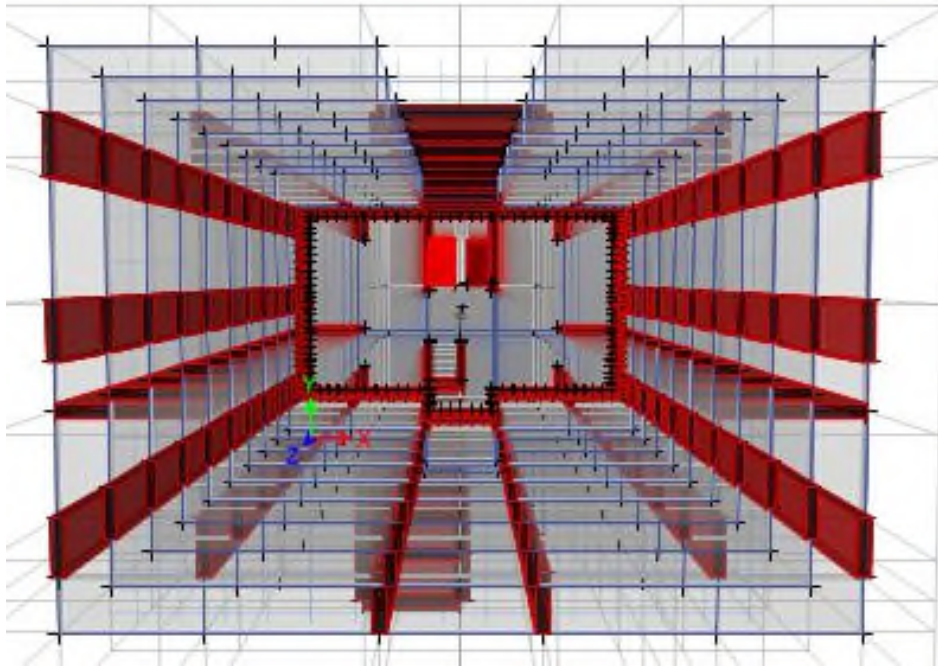


Figure V-4 : Variante 01

voile ($e=20\text{cm}$, $L=80\text{cm}$) ; voile ascenseur + voile cage d'escalier $e=20\text{cm}$ $T=2,76\text{ s}$

Variante 02 :

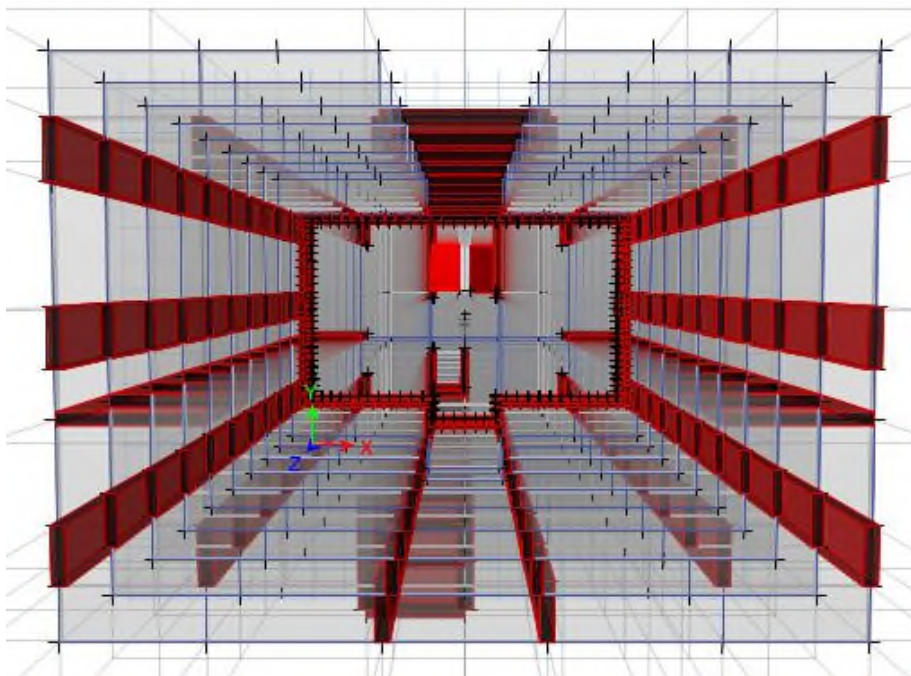


Figure V-5 : Variante 02

voile ($e=20\text{cm}$, $L=100\text{cm}$) ; voile ascenseur + voile cage d'escalier $e=20\text{cm}$ $T=1,92\text{ s}$

Variante 03 :

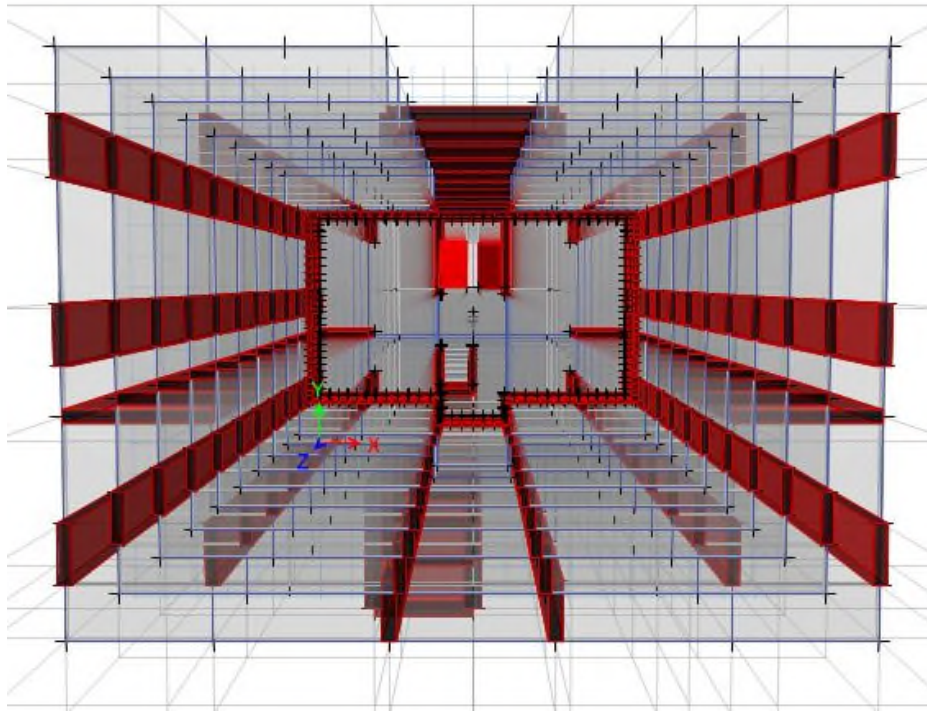


Figure V-6 : Variante 03

voile ($e=20\text{cm}$, $L=130\text{ cm}$) ; voile ascenseur + voile cage d'escalier $e=20\text{cm}$ **$T=1,119\text{ s}$**

Variante 04 :

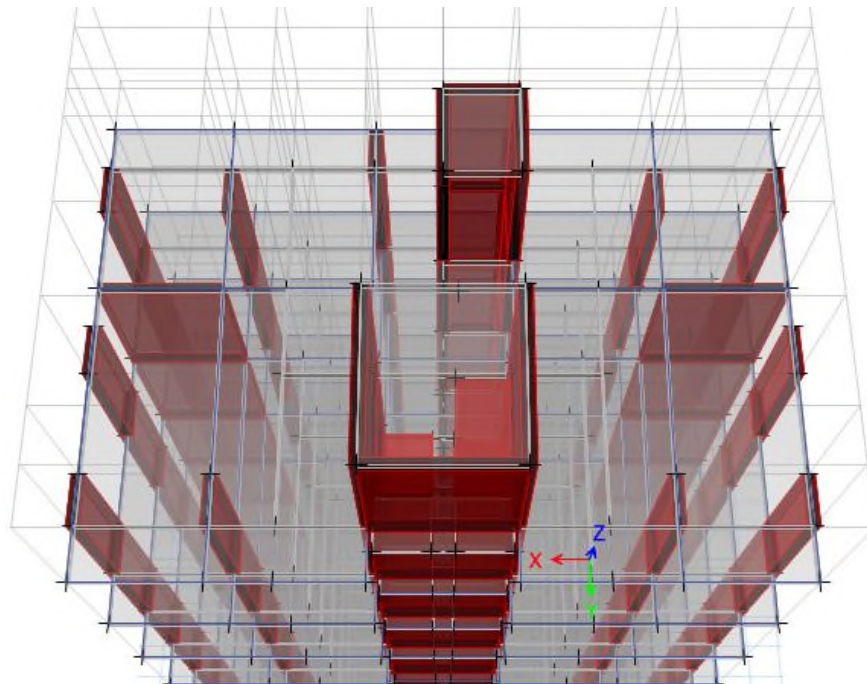


Figure V-7 : Variante 04

voile ($e=30\text{cm}$, $L=130\text{ cm}$) ; voile ascenseur + voile cage d'escalier $e=30\text{cm}$ **$T=0,997\text{ s}$**

Chapitre V : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

V.3.5.2.1er vérification : $1,3 \cdot T_{\text{statique}} \geq T_{\text{dynamique}} \implies 1,3 \cdot 0,834 \geq 0,997 \dots \dots \dots \text{C.V}$

V.3.5.3.2eme vérification :

Mode	Périodes (sec)	UX	UY	Participation de Mass. UX (%)	Participation de Mass. UY (%)
1	0.997	0.5859	0.0036	0.5859	0.0036
2	0.898	0.004	0.6548	0.59	0.6584
3	0.767	0.0651	0.0006	0.6551	0.659
4	0.258	0.0927	0.0006	0.7478	0.6597
5	0.217	0.0003	0.1568	0.7481	0.8165
6	0.188	0.0639	0.0001	0.812	0.8165
7	0.12	0.0276	0.0001	0.8396	0.8166
8	0.095	0	0.0064	0.8396	0.823
9	0.094	0.00004641	0.001	0.8397	0.824
.
.
.
.
63	0.047	0.0025	0.0001	0.8993	0.9104
64	0.047	0.0001	0.00003444	0.8994	0.9104
65	0.046	0.0007	0.00002218	0.9001	0.9104

Tableau V-3 : Vérification des modes

Poids total de la structure :

Selon l'RPA99 version 2003, W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau(i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi} \quad (\text{RPA 4.5})$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure :

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération RPA99 version 2003 (tableau 4.5)

On considère pour notre ouvrage :

Chapitre V : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

-Bâtiments d'habitation, bureaux $\beta=0,2$

Le calcul des poids des différents niveaux de la structure est fait par : logiciel ETABS 2013

ETAGE	Poids (Kg)
TERRASSE	26326.53
9eme étage	215300.23
8eme étage	228408.79
7eme étage	228408.79
6eme étage	228408.79
5eme étage	228408.79
4eme étage	228408.79
3eme étage	228408.79
2eme étage	228408.79
1er ETAGE	226005.51
RDC	210828.2
S.SOL	197450.2
TOTAL	99885,6348

$$\sum_{i=1}^n W_i = 2474772,2 \text{ Kg}$$

Tableau V-4 : Récapitulation des poids des différents niveaux

V.3.5.4 Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente

Selon RPA 99 version 2003 (Article 4.3.6) : La résultante des forces sismiques V_t à la base, obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8 V/V_t**.

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

(RPA 99 V 2003 Art 4.2.3)

Est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

Chapitre V : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

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

✓ **Application numérique :**

$$T_X = 0,834 \text{ sec} \quad T_Y = 0,834 \text{ sec}$$

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \\ 2,5\eta\left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot (3,0/T)^{\frac{5}{3}} \end{cases} \quad 0,5 \leq 0,834 \leq 3,0 \text{ s}$$

$$D = \begin{cases} D_X = 2,5 \cdot 0,763 \cdot \left(\frac{0,5}{0,834}\right)^{\frac{2}{3}} & 0,50 \leq 0,834 \leq 3,0 \text{ s} \\ D_Y = 2,5 \cdot 0,763 \cdot \left(\frac{0,5}{0,834}\right)^{\frac{2}{3}} & 0,50 \leq 0,834 \leq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

$$D = \begin{cases} D_X = 1,36 \\ D_Y = 1,36 \end{cases}$$

✓ **Calcul de C suivant les deux directions (xx'-yy'):**

$$C = \begin{cases} C_X = \frac{A \cdot D_X \cdot Q}{R} & C_X = \frac{0,15 \cdot 1,36 \cdot 1,15}{3,5} \\ C_Y = \frac{A \cdot D_Y \cdot Q}{R} & C_Y = \frac{0,15 \cdot 1,36 \cdot 1,20}{3,5} \end{cases}$$

$$C = \begin{cases} C_X = 0,067 \\ C_Y = 0,059 \end{cases}$$

V.3.5.5 Détermination de la force sismique

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

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

$$V = \begin{cases} V_X = C_X \cdot W & V_X = 0,067 \cdot W \\ V_Y = C_Y \cdot W & V_Y = 0,059 \cdot W \end{cases}$$

$$V = \begin{cases} V_X = 1658,09 \text{ KN} \\ V_Y = 1460,11 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V = \begin{cases} V_X = 2513,34 \text{ KN} \\ V_Y = 2877,48 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \text{Résultat obtenu par ETABS}$$

V.3.5.6.3eme vérification :

	V_{statique}	$V_{\text{dynamique}}$	$0,8 \times V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
E_x	1658,09	2513,34	CV
E_y	1460,11	2877,48	CV

Tableau V-5 : Vérification de la résultante des forces sismiques

TABLE: Centers of Mass and Rigidity					
Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
		M	m	m	m
S/S	D1	8.5993	7.5206	8.5419	7.6552
RDC	D2	8.5579	7.0994	8.5642	9.0264
1ER	D3	8.5592	7.4794	8.596	9.4803
2EME	D4	8.5591	7.4278	8.6299	9.6306
3EME	D5	8.5591	7.4278	8.6512	9.6046
4EME	D6	8.5591	7.4278	8.663	9.5007
5EME	D7	8.5591	7.4278	8.6687	9.3569
6EME	D8	8.5591	7.4278	8.6702	9.1933
7EME	D9	8.5591	7.4278	8.669	9.0238
8EME	D10	8.5591	7.4278	8.6661	8.8643
9EME	D11	8.553	7.4725	8.6667	8.751
TERRASSE	D12	8.2382	8.5698	8.649	8.822

Tableau V-6 : centre de masse et de rigidité des différents niveaux

Justification vis-à-vis des déformations :

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 5.10) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (**h**).

D'après la modélisation de notre structure par logiciel **ETABS 2016**, Le déplacement total de chaque niveau est dans différentes combinaisons est donné ci dessous

Chapitre V : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

$$1\% \cdot h = 3,57 \text{ cm}$$

ETAGE	Case/Combo	UX (mm)	UY(mm)	Observation
S-S	EXS 1	0.2	0.01546	C.V
RDC	EXS 1	1.6	0.1	C.V
1	EXS 1	4,1	0,2	C.V
2	EXS 1	7,1	0,3	C.V
3	EXS 1	10,4	0,4	C.V
4	EXS 1	13,8	0,5	C.V
5	EXS 1	17,3	0,6	C.V
6	EXS 1	20,6	0,7	C.V
7	EXS 1	23,8	0,8	C.V
8	EXS 1	26,8	1	C.V
9	EXS 1	29.6	1.1	C.V
TERRASSE	Dead	0.2	1.2	C.V

Tableau V-7 : les résultats des déplacements des étages avec les différentes combinaisons Sismiques

V.4. CONCLUSION

Nous avons vu à travers ce chapitre que le phénomène sisme est à prendre en grande considération dans l'étude d'un édifice, Cela en suivant une méthode de calcul adéquate afin de déterminer les sollicitations engendré par cette catastrophe et de développer des technique de prévention en ayant recours au recouvrement d'une partie du l'ouvrage par des voiles, qui tend à diminuer la période dynamique et en assurant la stabilité de la structure.

Etude des éléments résistants

VI.1. INTRODUCTION :

L'objectif de cette partie est de déterminer le ferrailage des éléments résistants de la structure (voiles, dalle pleine, escalier, poutre)

Le ferrailage des éléments de la structure sera étudié à l'aide de l'outil informatique de logiciel d'analyse des structures (**ETABS 2016**), qui permet de déterminer les efforts internes (des moments fléchissant (M) et des efforts tranchants (T)) de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

VI.2. ETUDE DES VOILES

VI.2.1. Introduction

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leur destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

VI.2.2. Conception

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (Torsion) ; Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (Flexibilité du plancher) ; L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (Il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

VI.2.3. principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99 (version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- ❖ armatures verticales
- ❖ armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- ❖ armatures transversales

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

a. Armatures verticales

Il sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égale à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

b. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

c. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VI.2.4. Etude de ferrailage des voiles

VI.2.4.1. Voile périphérique

Jouant le rôle de mur de soudainement, il tend à reperdre les charges due à la poussée des terres.

VI.2.4.2. Evaluation des charges

Dans le cas des voiles situés au niveau de la périphérie du sous-sol, la poussée des terres doit être prise en compte dans les calculs, en effet cette poussée sollicite l'élément sous forme de forces horizontales triangulaire qui varient selon la hauteur h du sous-sol :

$$P_t = \frac{1}{2} \gamma h K_a \quad \text{Avec : } \gamma : \text{ Poids volumique du sol } (\gamma = 19 \text{KN/m}^3)$$

h : Hauteur du sous-sol

$$K_a = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

φ : Frottement angulaire du sol ($\varphi = 30^\circ$)

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

Le calcul de Ka ce fait en degrés, donc :

$$K_a = \tan\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) = 0,58$$

Donc : $h = 0 \text{ m} : P_t = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot (0) \cdot 0,58 = 0 \text{ KN/m}^2$

$h = 4 \text{ m} : P_t = P_{\max} = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot (4) \cdot 0,58 = 22,04 \text{ KN/m}^2$

$q_u = 1,35P_t = 1,35 \cdot 22,04 = 29,75 \text{ KN/m}^2$

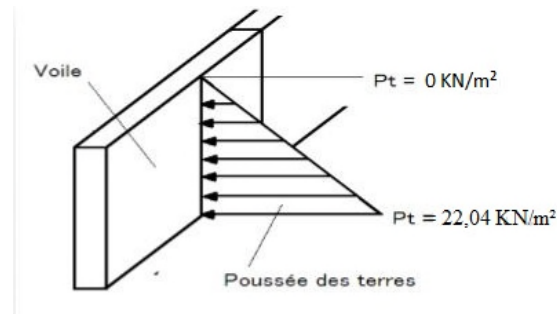


Figure VI-1 : La poussée de la terre sur les murs voiles du sous-sol

VI.2.4.3. Calcul du ferrailage

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée

	Mmax (KN.M)	Tmax (KN)
En travée	38,30	62,61
En appuis	-18,46	62,43

Tableau VI-1 : Les résultats des efforts normaux ; tranchants et moments fléchissant de voile périphérique

En travée :

Sens(x , y)

$M_{\max} = 38,30 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{38,30 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18^2 \cdot 14,17} = 0,083 < 0,186 \quad \textbf{Pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,083}) = 0,108$$

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

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,108) = 0,956$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{38,30 \cdot 10^{-3}}{0,956 \cdot 0,18 \cdot 348} = 6,39 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

D'après **R.P.A 99(10.1.2)** (version 2003) on a :

$$A_{min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,0010 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Et d'après **B.A.E.L 91**:

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 7,92 \text{ cm}^2 > 2,41 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

A adoptée = max (A calculée; A min R.P.A; A min B.A.E.L)

$$A \text{ adoptée} = 7,92 \text{ cm}^2$$

On prend : **7 T 12** /ml soit une section de **7,92 cm²/ml** et un espacement de 15 cm

Vérification de l'effort tranchant :

Selon **CBA 93 Article.5.1.2 .1** ; les fissurations dans le béton sont peu préjudiciables

D'après les résultats obtenus par **ETABS 2013**

$$T_{\max} = 62,61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{62,61 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18} = 0,347 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Alors : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.2.5. Voile porteur

En ayant recours au programme ETABS, nous avons pu extraire les sollicitations appliquées au voile pour chaque combinaison d'action :

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

	Mmax (KN.M)	Tmax (KN)	Nmax
En travée	160,156	340,948	2047,644
En appuis	-135,776	-311,482	-3326,088

Tableau VI-2 : Les résultats des efforts normaux et efforts tranchants et moments fléchissant de voile porteur

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{30 \cdot 340^3}{12} = 0,98 \text{ m}^4$$

$$V : \text{ La distance entre le C.D.G du voile et la fibre la plus éloignée : } V = \frac{B}{2} = \frac{3,70}{2} = 1,85\text{m}$$

$$\text{Effort normal : } N = 3326,088\text{t}$$

$$\text{Moment : } M_{\max} = 160,156\text{t.m}$$

$$\text{Longueur : } L=3,40 \text{ m}$$

$$\text{Epaisseur : } ep = 0,30$$

$$\text{La section : } A = 1,02 \text{ m}^2$$

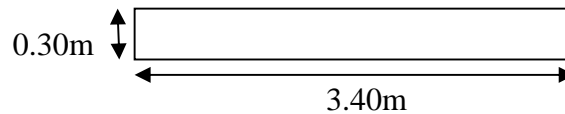


Figure VI-2 : Dimensions de voile

VI.2.5.1. Détermination des contraintes

$$\delta_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\delta_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I} = \frac{3326,088 \cdot 10^3}{1,02} + \frac{(160,156 \cdot 1,85) \cdot 10^3}{1,26} = 3,49 \text{ Mpa}$$

$$\delta_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I} = \frac{3326,088 \cdot 10^3}{1,02} - \frac{(160,156 \cdot 1,85) \cdot 10^3}{1,26} = 3,02 \text{ Mpa}$$

On a δ_1 et $\delta_2 > 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée « pas de zone Tendue » Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

VI.2.5.2 Calcul du ferrailage

Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) On à :

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L= 1m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1\text{m} = 0,0015 \times 30 \times 100 \text{ Amin} = 4,5\text{cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre des armatures :

$$D \leq \frac{1}{10} \cdot a$$

$$D \leq \frac{1}{10} \cdot 300 = 30 \text{ mm}$$

On adopte : D=20mm

L'espacement:

Selon le CBA 93 :

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

$$St \leq \min(2.a, 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(60, 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003):

$$St \leq \min(1,5 a ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(45, 30 \text{ cm})$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Donc : $St \leq \min(St_{CBA}, St_{R.P.A99}) = 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement égal à 15 cm.

Le diamètre des armatures verticales est de **7T12** soit **Ast = 7,92 cm²**

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm

On a $St=30 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 15 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm}$ vérifiée

$$St/2 = 10 \text{ cm}$$

$$L=30 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 3 \text{ cm}$$

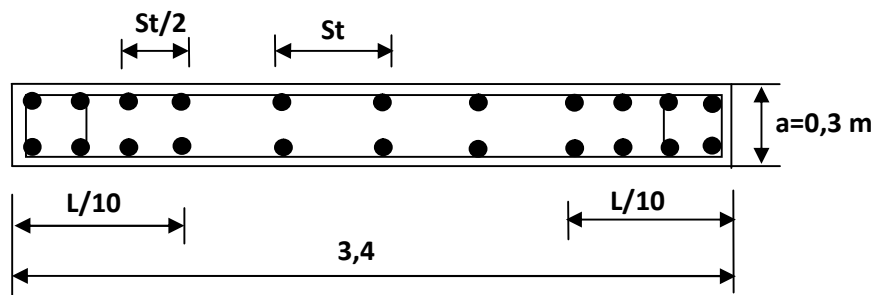


Figure VI-3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures Verticales soit **7T12 Ast = 7,92 cm²** avec un espacement de 15 cm.

Calcul des armatures transversales :

D'après le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/m^2$ au moins ; on prend donc $4\text{Ø}8$ par m^2 (espacement $e=15 \text{ cm}$).

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l}$$

Avec : $\bar{T} = 1,4T$ (l'effort tranchant de calcul majoré de 40%)

a : épaisseur du voile

L : longueur du voile

$$\tau_b = \frac{(1,4 \cdot 340,948) \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 3,7} = 0,43 \text{Mpa}$$

0,43MPa < 1,25 Mpa

Condition vérifiée.

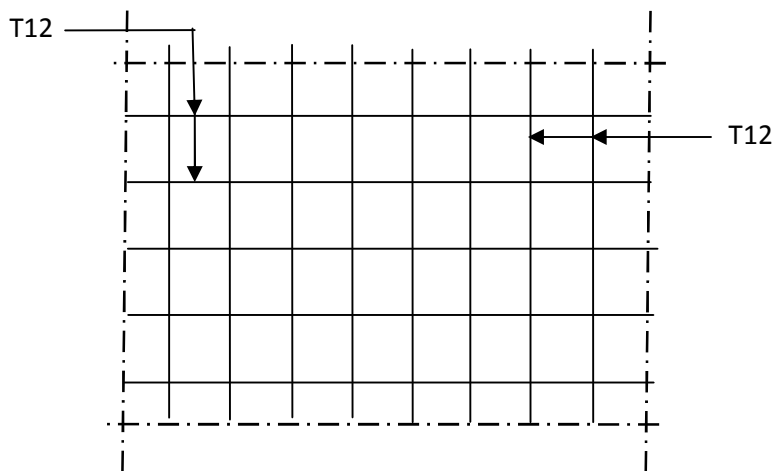


Figure VI-4 : Disposition du ferrailage du voile

VI.3. Dalle Plein

La dalle pleine est utilisée dans le cas où les charges appliquées sur le plancher sont importantes, offrant une meilleure résistance mécanique.

Ce type de dalle a un ferrailage qui se distingue par des aciers porteurs, positionnés parallèlement à la portée des aciers de répartition. En fonction du ferrailage souhaité, plusieurs nappes d'armatures peuvent être placées en laissant un espacement donné.

VI.3.1 Calcul du ferrailage de la dalle

ELU :

Pour l'obtention de la section du ferrailage des dalles, on prend en compte les sollicitations exercées comme indiquées dans le tableau ci-dessous :

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

	Mmax (KN.M)	Tmax (KN)
En travée	55,78	48,87
En appuis	-44,55	48,87

Tableau VI-3 : Les résultats des efforts normaux ; tranchants et moments fléchissant de la dalle pleine

Le ferrailage de la dalle se fait pour une bande de 1m, de section (b x h) :

Le calcul se fait pour une dalle en flexion simple.

A) Ferrailage en travée :

$$M_T = 55,78 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 18 \text{ cm} ; d = 0,9h = 16,2 \text{ cm}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{55,78 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,162^2 \cdot 14,17} = 0,149 \leq 0,186 \quad \textbf{Pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,149}) = 0,202$$

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

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,202) = 0,920$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{55,78 \cdot 10^{-3}}{0,920 \cdot 0,162 \cdot 348} = 10,75 \text{ cm}^2$$

b) Ferrailage en appuis :

M _{max}	μ	α	β	A _{st} (cm ²)
-44,55	0,019	0,023	0,990	7,98

Tableau VI-4 : Tableau ferrailage de la dalle plein en travée

Pour ce qui est du choix des armatures, on prend une double nappes de **7T14** chacune comme ferrailage longitudinal en travée et en appuis de section **10,78 cm²** en raison de facilité de la mise en œuvre

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,162 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 10,78 \text{ cm}^2 > 1,95 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Calcul de l'espacement :

$$S \leq \min(3h ; 33) \text{ cm}$$

$$S \leq \min(54 ; 33) \text{ cm}$$

$S \leq 33 \text{ cm}$ Donc On prendra un espacement de 15 cm.

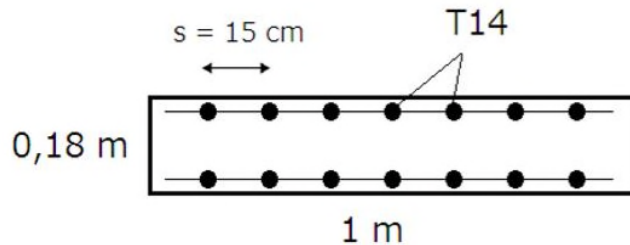


Figure VI-5 : Ferrailage de la dalle pleine

Contrainte de cisaillement :

Selon **CBA 93 Article.5.1.2 .1** ; les fissurations dans le béton sont peu préjudiciables

D'après les résultats obtenus par **ETABS 2013**

$$T_{max} = 48,87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{48,87 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,162} = 0,301 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,301 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

	Ms max	$\gamma = \frac{Mu}{Ms}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
En travée	35,17	1,58	$0,202 \leq 1,58$	C.V
En appuis	27,48	1,62	$0,202 \leq 1,62$	C.V

Tableau VI-5 : Vérification a ELS

Le calcul à l'ELS dans ce cas la n'est pas nécessaire.

VI.4. POUTRE DE RIVE

VI.4.1. ETUDE DES POUTRES DE RIVE

a) Pré dimensionnement :

Selon *CBA 93* ; critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \rightarrow 24,66 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \rightarrow 10,5 \leq b \leq 24,5$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

b) Les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

R.P.A 99 V2003 (Art 7.5.1) :

$$h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4,0 \rightarrow \frac{35}{30} = 1,16 < 4,0 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

VI.4.2. Calcul de ferrailage

$h = 0,35 \text{ m}$; $b = 0,30 \text{ m}$; $d = 0,9 \cdot h = 0,27 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

ELU :

En travée :

$$M_{Ut} = 13,79 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13,79 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,27)^2 \times 14,17} = 0,044 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044}) = 0,056$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,056) = 0,0977$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,79 \times 10^{-3}}{0,977 \times 0,27 \times 348} = 1,50 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$ soit **3 T12**

En appuis :

$$M_{Ua} = 15,48 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{15,48 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,27)^2 \times 14,17} = 0,049 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049}) = 0,062$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,062) = 0,975$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15,48 \times 10^{-3}}{0,975 \times 0,27 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$ soit **3 T12**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

ELS:

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

$$M_u = 7,53 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 5,87 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,092 \quad \gamma = \frac{7,53}{5,87} = 1,28$$

$$0,092 \leq \frac{1,28-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,092 \leq 0,39 \quad \text{Condition vérifié}$$

Vérification au cisaillement :

$$T_{max} = 39,14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{39,14 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,48 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable (**CBA 93 A.5.1.2 .I**).

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = \min (0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}) = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,48 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e = 400\text{MPa}$).

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l\min}\right) = \min(1; 3; 1,20) = 8,50 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 V2003 (Art 7.4.2.2) on a :

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm}\right) = \min(8,75; 9,6; 30 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm}$$

On prend : $St = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } St = 20 \text{ cm}$$

Recouvrement:

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone II a).

$$\phi = 1,2 \cdot \phi \text{ cm} \rightarrow \text{alors on adopte: } L_r = 50 \text{ cm.}$$

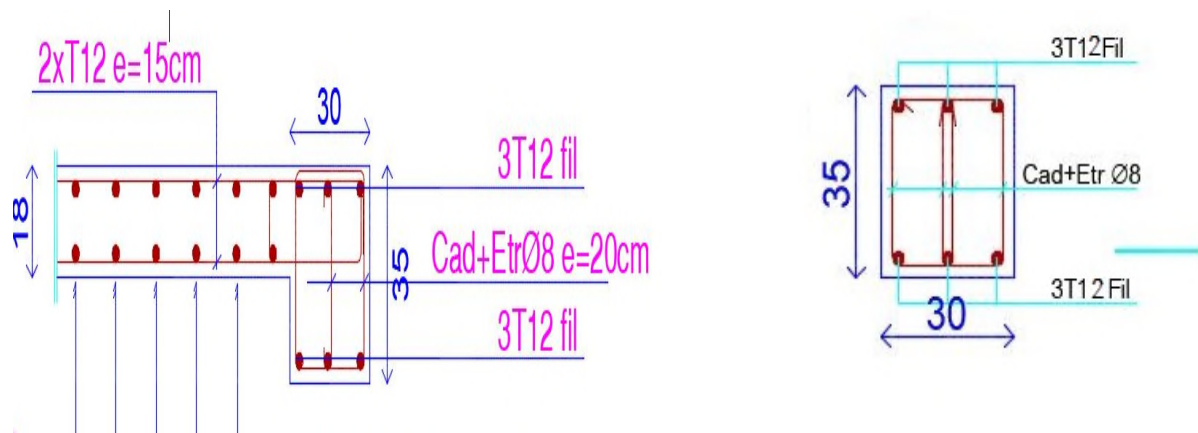


Figure VI-6 : Ferrailage de la poutre de rive

VI.5. Etude de l'escalier

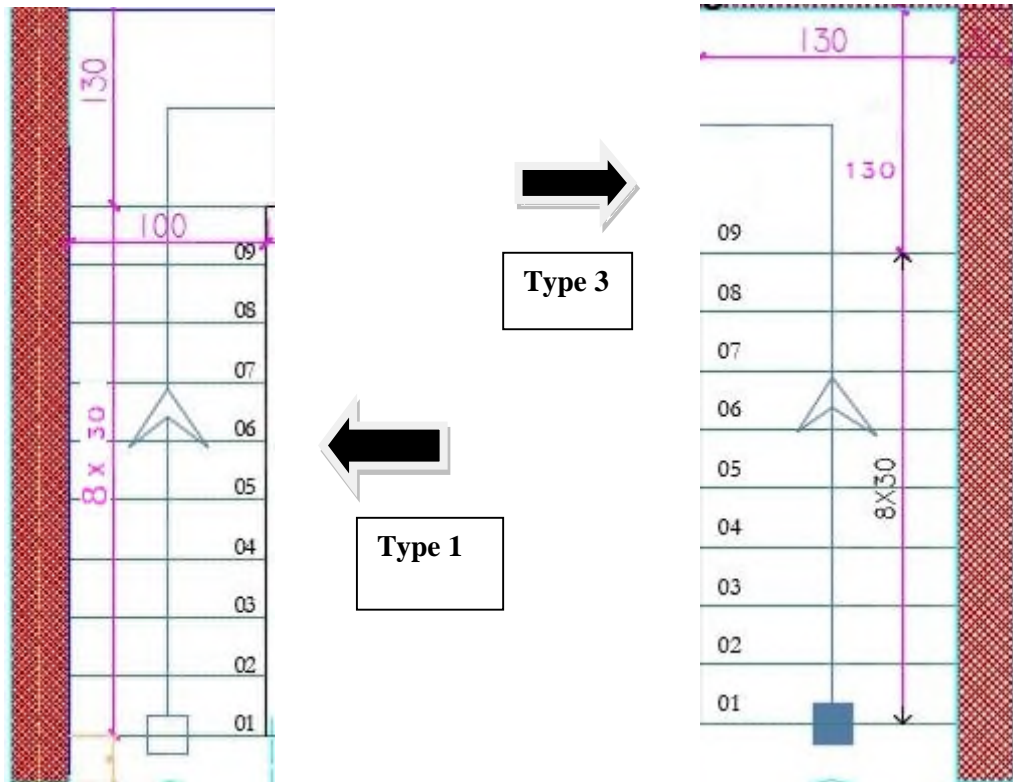


Figure VI-7 : Escalier

Le calcul est fait pour une bande de 1.30 m on a pour l'escalier type 1 et type 2 :

VI.5.1. Les charges

1) La pailasse :

ELUR :

$$P_{u1} = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$P_{u1} = 1,35 (9,82) + 1,5 (2,5) = 17,00. 1,30 = 22,10 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$P_{s1} = G + Q$$

$$P_{s1} = 9,82 + 2,5 = 12,32. 1,30 = 16,01 \text{ KN/ml}$$

2) Le Palier :

ELU :

$$P_{u2} = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$P_{u2} = 1,35 (4,79) + 1,5 (2,5) = 10,21. 1,30 = 13,27 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$P_{s2} = G + Q$$

$$P_{s2} = 4,79 + 2,5 = 7,29. 1,30 = 9,47 \text{ KN/ml}$$

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

Schéma statique :

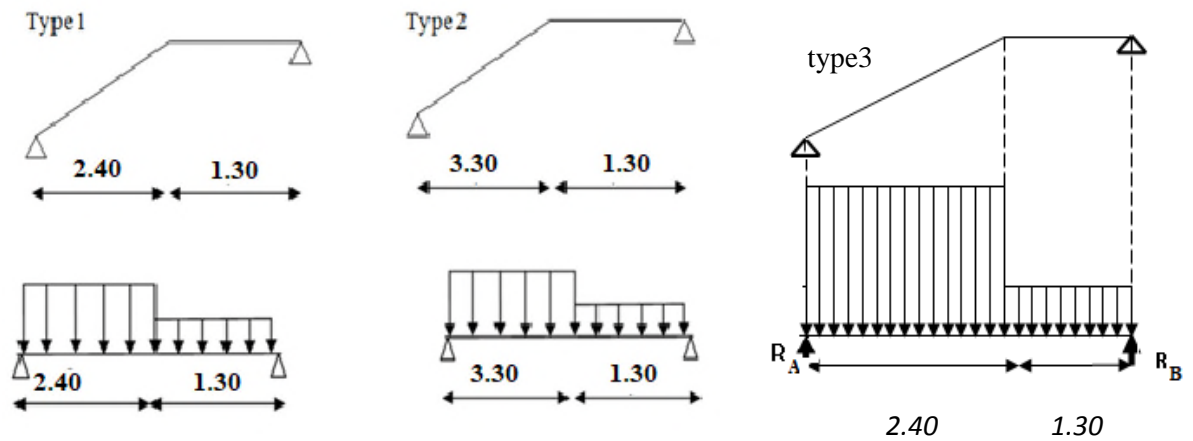


Figure VI-8 : Schéma statique de l'escalier

➤ **Type 1 :**

ELU :

Réactions des appuis

$$\begin{aligned} \sum F_V = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = (p_{u1} \times 2,40) + (p_{u2} \times 1,30) \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 70,25 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M /_B = 0 &\Rightarrow R_A = \left[\frac{(1,30)^2}{2} p_{u2} + 2,40 \left(\frac{(2,40)}{2} + 1,30 \right) p_{u1} + \right] / 3,70 \\ &\Rightarrow R_A = 38,83 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M /_A = 0 &\Rightarrow R_B = \left[\frac{(2,40)^2}{2} p_{u1} + 1,30 \left(\frac{(1,30)}{2} + 2,40 \right) p_{u2} + \right] / 3,70 \\ &\Rightarrow R_B = 31,42 \text{KN} \end{aligned}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

- $0 \leq x \leq 2,40$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - p_{u1}x \\ M(x) = R_A x - p_{u1} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(0) = 38,83 \\ T(2,40) = -14,16 \\ M(0) = 0 \\ M(2,40) = 29,60 \end{cases}$$

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

• $2,40 \leq x \leq 3,70$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 2,40 p_{u1} - p_{u2}(x - 2,40) \\ M(x) = R_A x - 2,40 \left(x - \frac{2,40}{2} \right) p_{u1} - \frac{(x - 2,40)^2}{2} p_{u2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(2,40) = -14,16 \\ T(3,70) = -31,42 \\ M(2,40) = 29,60 \\ M(3,70) = 0 \end{cases}$$

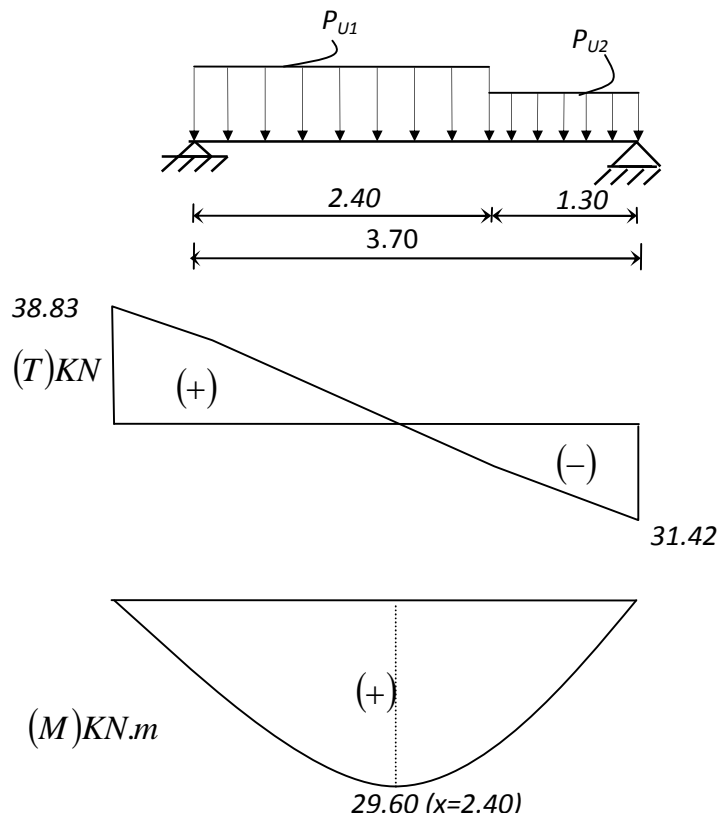


Figure VI-9 : Diagrammes des sollicitations (ELU) type 1

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.5M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.85M_0$)
0	38,83	38,83	0	38,83	29,60	14,8	25,16
2,40	-	-14,16	29,60				
3,70	31,42	-31,42	0				

Tableau VI-6 : Effort tranchant et moment fléchissant (ELU) type 1

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.5M_0$ qui conduit a un moment réduit

$$\text{en travée : } M_t = 0.85M_0$$

ELS :

Réactions des appuis

$$\begin{aligned} \sum F_V = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = (P_{s1} \times 2,40) + (P_{s2} \times 1,30) \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 50,74 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M / B = 0 &\Rightarrow R_A = \left[\frac{(1,30)^2}{2} p_{s2} + 2,40 \left(\frac{(2,40)}{2} + 1,30 \right) p_{s1} \right] / 3,70 \\ &\Rightarrow R_A = 28,12 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M / A = 0 &\Rightarrow R_B = \left[\frac{(2,40)^2}{2} p_{s1} + 1,30 \left(\frac{(1,30)}{2} + 2,40 \right) p_{s2} \right] / 3,70 \\ &\Rightarrow R_B = 22,62 \text{KN} \end{aligned}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

- $0 \leq x \leq 2,40$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - p_{s1}x \\ M(x) = R_A x - p_{s1} \frac{x^2}{2} \end{cases} \quad \begin{cases} T(0) = 28,12 \\ T(2,40) = -10,30 \\ M(0) = 0 \\ M(2,40) = 21,37 \end{cases}$$

- $2,40 \leq x \leq 3,70$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 2,40 p_{s1} - p_{s2}(x - 2,40) \\ M(x) = R_A x - 2,40 \left(x - \frac{2,40}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 2,40)^2}{2} q_1 \end{cases} \quad \begin{cases} T(2,40) = -10,30 \\ T(3,70) = -22,62 \\ M(2,40) = 21,37 \\ M(3,70) = 0 \end{cases}$$

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

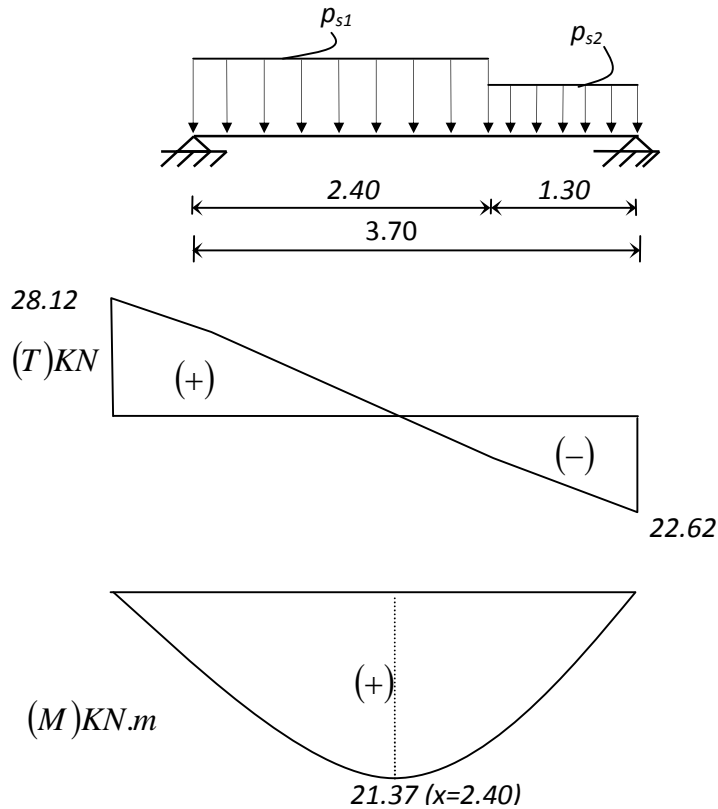


Figure VI-10 : Diagrammes des sollicitations (ELS) type 1

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.5M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.85M_0$)
0	28,12	28,12	0	28,12	21,37	10,68	18,16
2,40	-	-10,30	21,37				
3,70	22,62	-22,62	0				

Tableau VI-7 : Effort tranchant et moment fléchissant (ELS) type 1

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.5M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.85M_0$

➤ **Type 2 :**

le calcul ce fait à la même méthode que l'escalier type 1

ELU:

$$R_A = 49,20 \text{ KN}$$

$$R_B = 40,98 \text{ KN}$$

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.5M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.85M_0$)
0	49,20	49,20	0	49,20	42,03	21,01	35,72
3,30	-	-23,73	42,03				
4,60	40,98	-40,98	0				

Tableau VI-8 : Effort tranchant et moment fléchissant (ELU) type 2

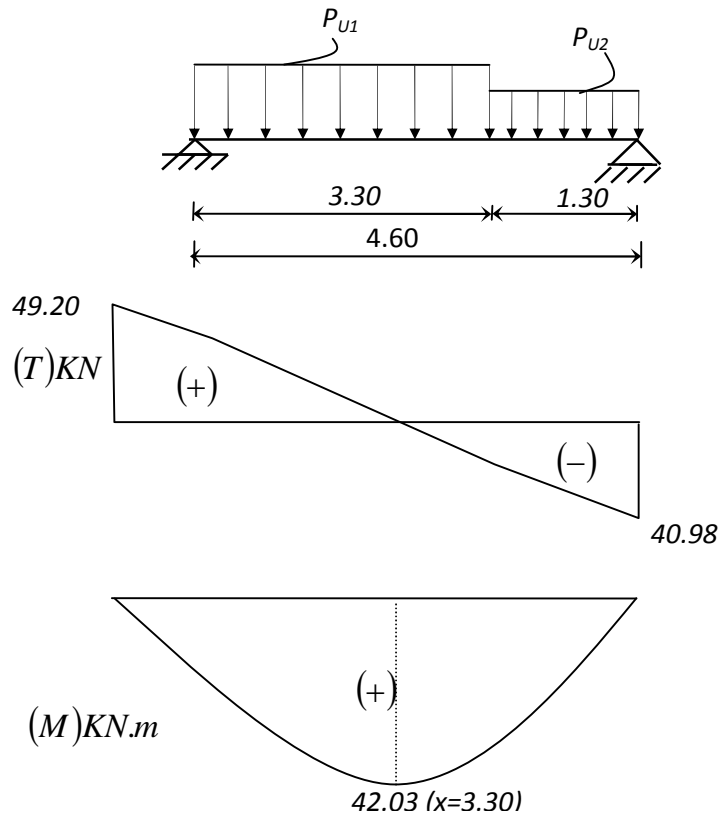


Figure VI-11 : Diagrammes des sollicitations (ELU) type 2

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

ELS :

$$R_A = 35,26 \text{ KN}$$

$$R_B = 29,88 \text{ KN}$$

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =0.3M ₀)	Moment en travée (M _t =0.8M ₀)
0	35,26	35,26	0	35,26	29,18	14,59	24,80
3,30	-	-17,57	29,18				
4,60	29,88	-29,88	0				

Tableau VI-9 : Effort tranchant et moment fléchissant (ELS) type 2

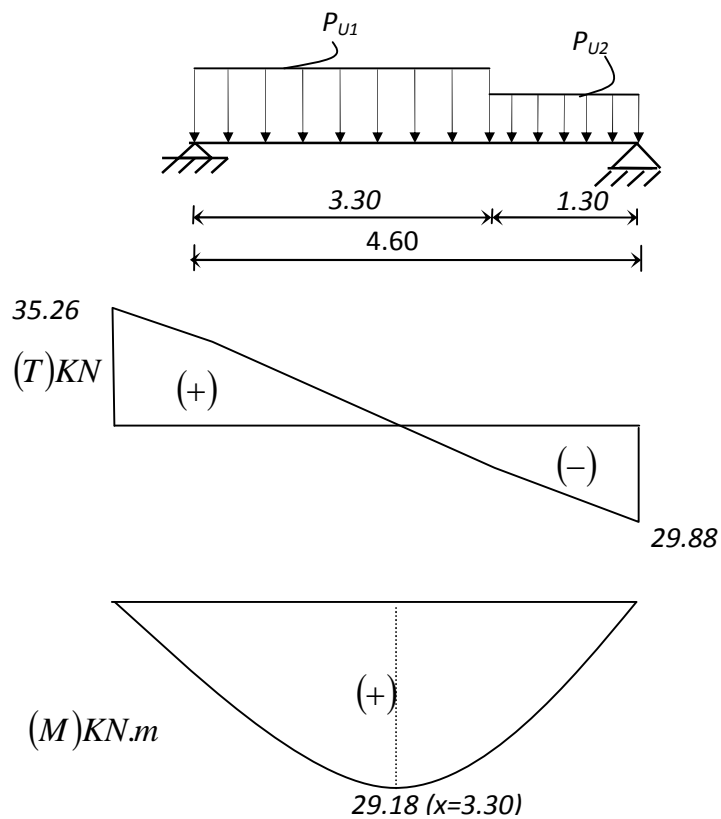


Figure VI-12 : Diagrammes des sollicitations (ELS) type 2

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

➤ Type 3 :

Le calcul est fait pour une bande de 1.00 m on a pour l'escalier type 3:

1) La paillasse :

ELUR :

$$P_{u1} = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$P_{u1} = 1,35 (9,82) + 1,5 (2,5) = 17,00 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$P_{s1} = G + Q$$

$$P_{s1} = 9,82 + 2,5 = 12,32 \text{ KN/ml}$$

2) Le Palier :

ELUR :

$$P_{u2} = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$P_{u2} = 1,35 (4,79) + 1,5 (2,5) = 10,54 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$P_{s2} = G + Q$$

$$P_{s2} = 4,79 + 2,5 = 7,29 \text{ KN/ml}$$

le calcul ce fait a la même méthode de l'escalier type 1

ELU :

$$R_B = 30,37 \text{ KN}$$

$$R_B = 26,44 \text{ KN}$$

$x \text{ (m)}$	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.5M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.85M_0$)
0	30,37	30,37	0	38,83	29,60	11,96	20,33
2,40	-	-10,43	23,92				
3,70	26,44	-26,44	0				

Tableau VI-10 : Effort tranchant et moment fléchissant (ELU) type 3

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

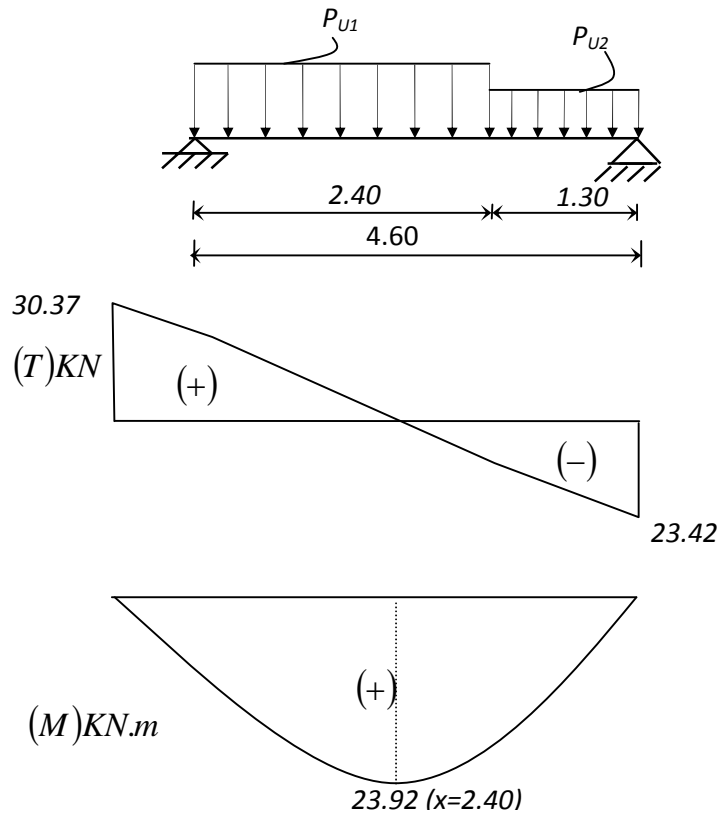


Figure VI-13 : Diagrammes des sollicitations (ELU) type 3

ELS :

$$R_B = 18,75 \text{ KN}$$

$$R_B = 16,02 \text{ KN}$$

$x \text{ (m)}$	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.5M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.85M_0$)
0	18,75	18,75	0	18,75	14,64	7,32	12,44
2,40	-	-6,54	14,64				
3,70	16,02	-16,02	0				

Tableau VI-11 : Effort tranchant et moment fléchissant (ELS) type 3

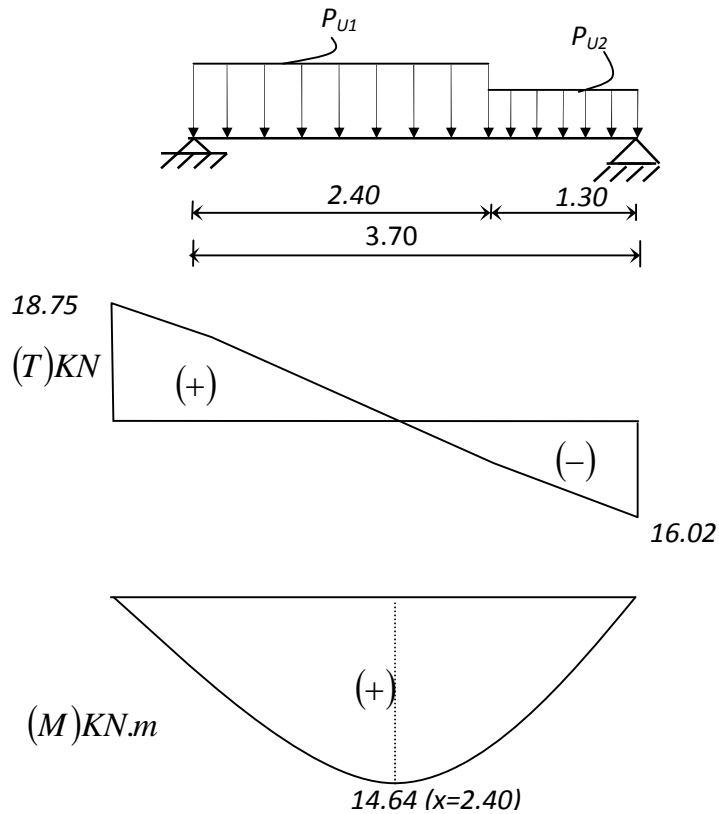


Figure VI-14 : Diagrammes des sollicitations (ELU) type 3

VI.5.2. Ferrailage de l'escalier

Type 1 :

A) Ferrailage du palier :

ELU :

- **Le ferrailage en travée:**

$b = 130\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 0,9 \cdot h = 13,50\text{ cm}$; $c = 2\text{cm}$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{ MPa} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17\text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,02516}{1,3 \cdot 0,135^2 \cdot 14,17} = 0,074 < 0,186 \quad \textbf{Pivot A}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,074}) = 0,096$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,096) = 0,961$$

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

$$A_{st} \geq \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{0,02516}{0,961 \cdot 0,135 \cdot 348} = 5,57 \text{ cm}^2$$

Donc :

on adopte : $A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2$ soit **7T12/ml**

L'espacement :

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(51\text{cm}, 33\text{cm})$$

$e \leq 33\text{cm}$; on prend $e = 15\text{cm}$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 1,3 \cdot 0,135 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7,92 > A_{\min} = 2,10 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,97 \text{ cm}^2$$

Donc :

On adopte pour : **6T10/ml** soit $A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2$

on prend $e = 15\text{cm}$

▪ **Le ferrailage sur appui :**

$b = 130\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 0,9 \cdot h = 13,50\text{cm}$; $c = 2\text{cm}$

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,0148}{1,3 \cdot 0,135^2 \cdot 14,17} = 0,044 < 0,186 \quad \textbf{Pivot A}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,044}) = 0,056$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,056) = 0,977$$

$$A_{st} \geq \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{0,0148}{0,977 \cdot 0,135 \cdot 348} = \mathbf{3,22 \text{ cm}^2}$$

Donc :

on adopte pour : $A_{st} = \mathbf{7,92 \text{ cm}^2}$ soit **7T12/ml**

on prend $e = 15 \text{ cm}$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} ; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ et } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 1,3 \cdot 0,135 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7,92 > A_{\min} = 2,10$$

Condition vérifié

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,97 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte pour : **6T10/ml** $A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2$

on prend $e = 15 \text{ cm}$

ELS :

Ce type d'escalier se trouve dans local couvert, il est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Le type d'acier utilisé est : Fe E400.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

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

avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

$$M_u = 29,60 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 21,37 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,152 \quad \gamma = \frac{29,60}{21,37} = 1,38$$

$$0,152 \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,152 \leq 0,44 \quad \text{Condition vérifié}$$

Donc, il n'est pas primordial de calculer la contrainte du béton, le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 38,83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{38,83 \times 10^{-3}}{1,30 \times 0,135} = 0,22 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable (*CBA 93 A.5.1.2 .I*).

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,22 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

B) Ferrailage du Paillasse :

$$b = 130 \text{ cm} \quad ; \quad h = 15 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0,9 \cdot h = 13,50 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

Selon notre étude $b_{\text{paillasse}} = b_{\text{palier de repos}}$, $h_{\text{paillasse}} = h_{\text{palier de repos}}$

donc les résultats sont les mêmes

A _{st} calculé		Ferr choisie		A _r calculé		Ferr choisie	
travée	Appuis	travée	Appuis	travée	Appuis	travée	Appuis
5,57	3,22	7T12=7,92cm ²		1,97	1,79	6T10=4,71cm ²	

Tableau VI-12 : Tableau de ferrailage d'escalier type 1

Condition de non-fragilité

Condition vérifié

ELS

Condition vérifié

Vérification de l'effort tranchant

Condition vérifié

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

	Les armatures					
	Cage d'escalier		Sous-sol		Duplexe	
	longitudinal	De répartition	longitudinal	De répartition	longitudinal	De répartition
En travée	7T12	6T10	7T12	6T10	5T12	6T10
En appui	7T12	6T10	7T12	6T10	5T12	6T10

Tableau VI-13 : Tableau de ferrailage d'escalier(3 type)

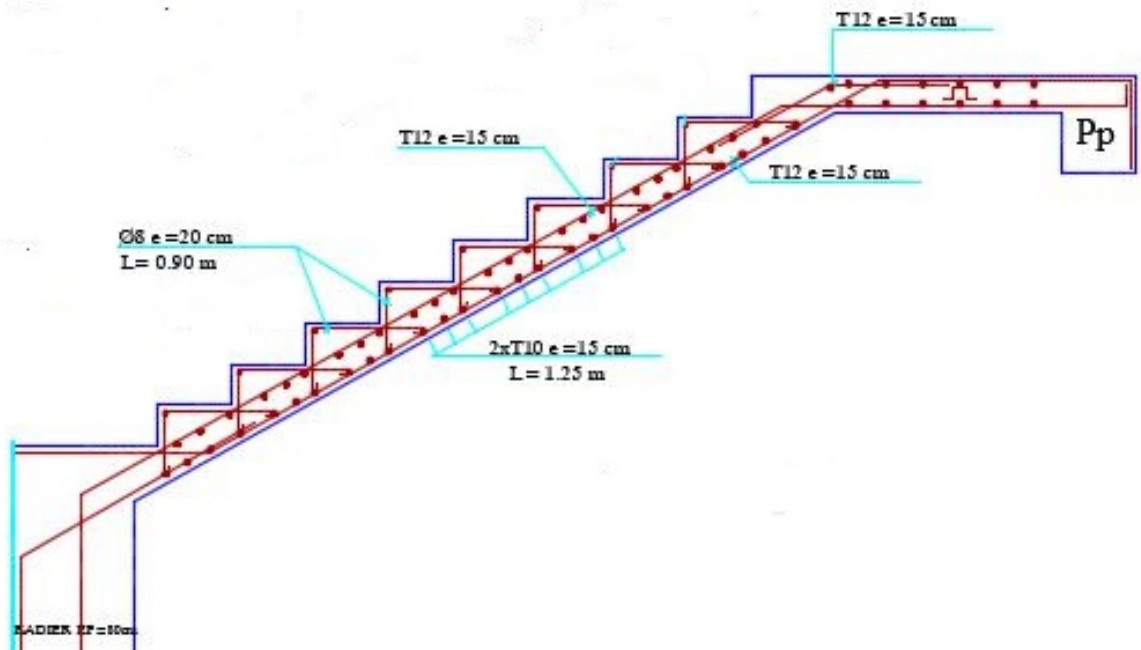


Figure VI-15 : Ferrailage d'escalier

VI.6. POUTRE PALIERE

VI.6.1. ETUDE DES POUTRES PALIERES

A) Pré dimensionnement :

Selon *CBA 93* ; critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \rightarrow 21,33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \rightarrow 10,5 \leq b \leq 24,5$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

B) Les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

R.P.A 99 V2003 (Art 7.5.1) :

$$h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

$$\frac{h}{b} \leq 4,0 \rightarrow \frac{35}{30} = 1,16 < 4,0 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

VI.6.2. Calcul de ferrailage

$$h = 0,35 \text{ m}; b = 0,30 \text{ m}; d = 0,9. h = 0,27 \text{ m}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

ELU :

En travée :

$$M_{Ut} = 8,91 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8,91 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,27)^2 \times 14,17} = 0,028 < 0,186 \quad \textbf{Pivot A}$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,028}) = 0,036$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,036) = 0,0985$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,91 \times 10^{-3}}{0,985 \times 0,27 \times 348} = \mathbf{0,96 \text{ cm}^2}$$

On adopte : $A_{st} = \mathbf{4,62 \text{ cm}^2}$ soit **3 T14**

En appuis :

$$M_{Ua} = 13,79 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13,79 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,27)^2 \times 14,17} = 0,044 < 0,186 \quad \textbf{Pivot A}$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044}) = 0,056$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,056) = 0,977$$

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,79 \times 10^{-3}}{0,975 \times 0,27 \times 348} = 1,51 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2$ soit **3 T14**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

ELS :

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

$$\text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 7,53 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 5,87 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,092 \quad \gamma = \frac{7,53}{5,87} = 1,28$$

$$0,092 \leq \frac{1,28-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,092 \leq 0,39$$

Condition vérifié

Vérification au cisaillement :

$$T_{max} = 32,04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{32,04 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,39 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable (**CBA 93 A.5.1.2 .I**).

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,39 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (fe = 400MPa).

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{lmin} \right) = \min (1 ; 3 ; 1,20) = 8,50 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 V2003 (Art 7.4.2.2) on a :

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \text{ cm} \right) = \min (8,75 ; 9,6 ; 30 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm}$$

On prend : $St = 10 \text{ cm}$

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

Zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } St = 20 \text{ cm}$

Recouvrement:

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone II a).

$\phi = 1,2 \cdot \phi \text{ cm} \rightarrow \text{alors on adopte: } L_r = 50 \text{ cm.}$

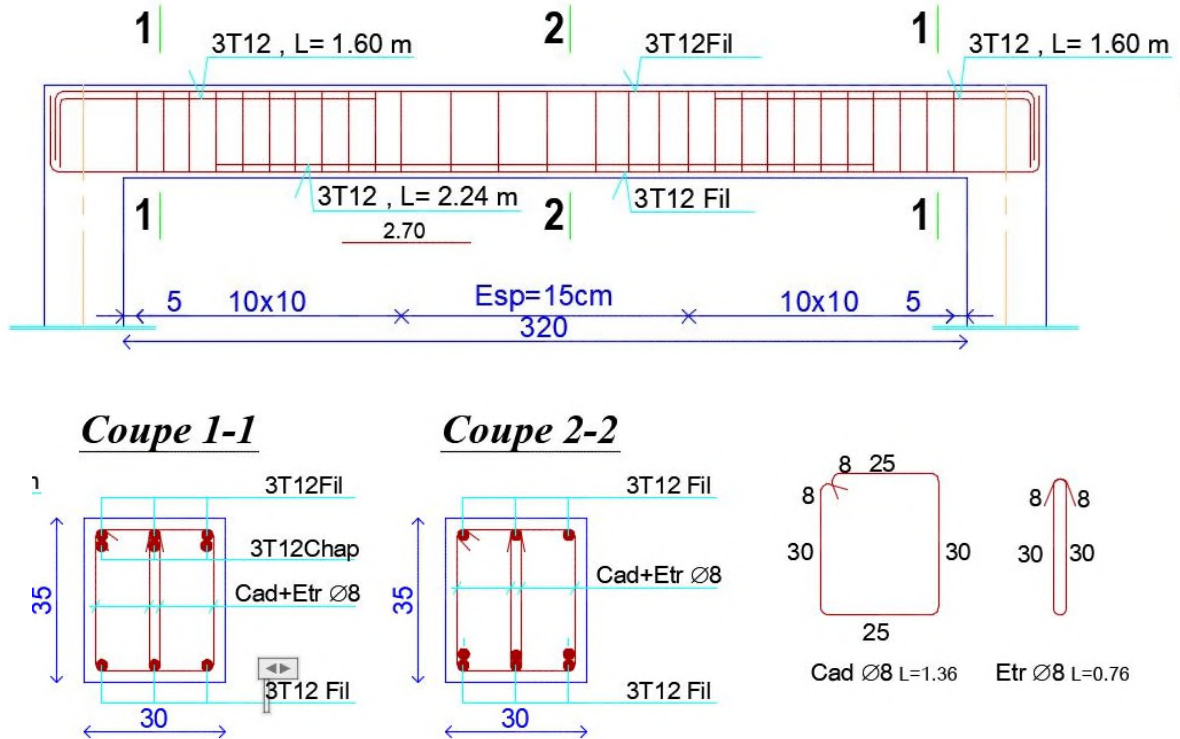


Figure VI-16 : Ferrailage de la poutre palier

VI.7. CONCLUSION:

Après plusieurs calculs et vérifications, Nous avons pu déterminer au final les sections du ferrailage des éléments de la structure étant affecté par plusieurs sollicitations diverses.

L'étude de la superstructure étant finalisé par le chapitre de ferrailages des éléments de la structure, nous pouvons enfin débiter avec l'infrastructure et les éléments le composant.

Fondation

VII.1. INTRODUCTION

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

1. reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
2. Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le report et la répartition des charges à un niveau convenable du sol, en égard à sa nature et à ces caractéristiques mécaniques, posent à l'étude des fondations trois préoccupations essentielles :

1. L'implantation des fondations liées aux notions de nature des sols, de constructions voisines et d'érosion dus à l'eau.
2. La résistance du sol sur lequel sont reportées les charges mettant les fondations à l'abri des ruptures.
3. Le tassement et déformation du sol qui doivent rester dans les limites acceptables, évitant à la construction des désordres gênant à son exploitation et à fortiori des dommages compromettant sa stabilité.

Ces considérations doivent être indépendamment remplies et des précautions doivent être prise pour que les fondations aient les qualités requises.

VII.2. MODELISATION DES FONDATIONS

Etant dans la même filière que le SAP2000, l'ETABS est un programme de modélisation et de calculs de l'infrastructure des ouvrages, permettant d'effectuer les analyses sur les types de fondations, nous donner la pression du sol pour effectuer les vérifications des contraintes, de même que le déplacement de chaque élément de fondation, ainsi que plusieurs fonctionnalité de modélisations et autres.



Figure VII-1 : Le logiciel de calcul utilisé (ETABS)

VII.3. ETUDE PRELIMINAIRE DU CHOIX DE TYPE DE FONDATION

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,6 bars, la profondeur d'ancrage est de 5m vu que les sondages ont révélé la présence d'une terre végétale atteignant les 2 m et plus.

A) Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{Avec :}$$

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

B) Choix du type de fondation :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles filantes . Pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50 \%$$

Ss: section des semelles

Sb: section du bâtiment

Si cette condition n'est pas vérifiée, on peut considérer la solution du radier comme nécessaire.

Chapitre VII : FONDATION

➤ Semelles filantes :

C'est une semelle qui est continue à l'inverse de la semelle isolée, On distingue deux utilisations pour ce type de semelle : supporter plusieurs colonnes ou bien un mur porteur (voile). Un des principaux avantages de ce type de semelle est qu'elle est mieux adaptée à des sols moins homogènes offrant ainsi une bonne stabilité à la structure

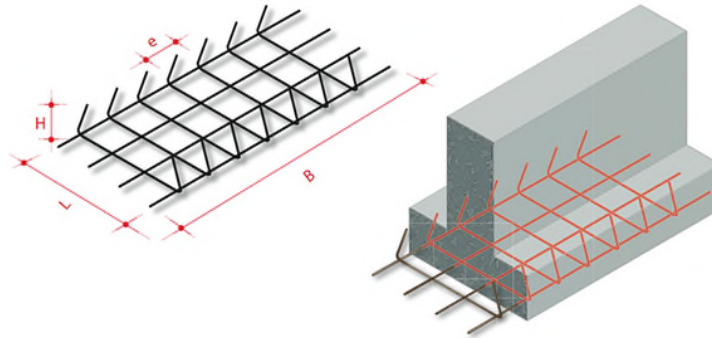


Figure VII-2 : Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S_s}$

Tel que:

$S_s = B \times L$ (section des semelles)

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la semelle.

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

D'après les résultats obtenus par **ETABS** $\sum N = 5415,17 \text{ KN}$

$$S_s \geq \frac{5415,17}{160} = 33,84 \text{ m}^2$$

On a 8 files de voiles :

$$S_s = 33,84 \times 8 = 270,75 \text{ m}^2$$

$$S_b = 191,4 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{270,75}{191,4} = 1,41 > 0,5 \quad \text{condition non vérifiée}$$

Chapitre VII : FONDATION

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

➤ Radier général :

C'est une fondation qui est répartie tout au long de surface du bâtiment, reprenant ainsi les charges mieux réparties, elle a l'allure d'un plancher renversé.

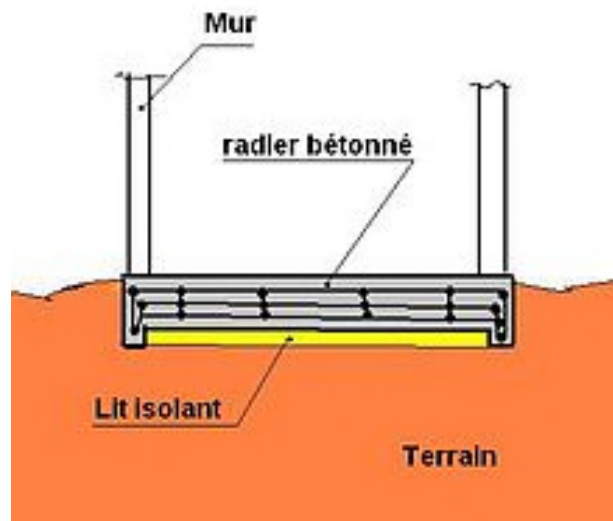


Figure VII-3 : Un radier général

Pour déterminer la surface du radier ; il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \Rightarrow \quad S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

VII.4. Pré dimensionnement du radier

A) Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

-Condition forfaitaire :
$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} = La longueur maximale entre les axes des voiles.

$$L_{\max} = 10,60 \text{ m} \Rightarrow h_r \geq \frac{10,60}{20} = 0,53 \text{ m}$$

On prend : $h = 55 \text{ cm}$. pour l'épaisseur de la dalle

Chapitre VII : FONDATION

-Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol : $\sigma_{sol} = 1,6 \text{ bar}$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_b = Z \cdot k \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

Z : déplacement maximale suivant l'axe z

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen);

-K=0,5[kg/cm^3]..... Pour un très mauvais sol.

-K=4 [kg/cm^3]Pour un sol de densité moyenne.

-K=12[kg/cm^3]..... Pour un très bon sol.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol = 1,6 bar

L'après ETABS : le déplacement maximale est de : $Z=0,0043 \text{ m}$

$$0,0043 \cdot 4 \cdot 10^2 = 1,72 \text{ bar} \geq 1,6 \text{ bar} \quad \text{Condition non vérifié}$$

Pour corriger cela : on a opté pour un débordement d'1,5 m du radier.

Les résultats obtenues nous ont donné un déplacement de : $Z=0,0014 \text{ m}$

$$0,0014 \cdot 4 \cdot 10^2 = 0,56 \text{ bar} < 1,6 \text{ bar} \quad \text{Condition vérifié}$$

B)Nervure :

- Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{n1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 10,60 \text{ m}$

$$0,706 \leq h_{n1} \leq 1,60$$

Alors on prend : $h_{n1} = 80 \text{ cm}$

- Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$$
$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{b \cdot k}}$$

Avec

L_e : longueur élastique (m)

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$

b : largeur de radier par bande d'un mètre ($b=1 \text{ m}$).

Chapitre VII : FONDATION

I: Inertie de la section transversale du radier : $I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,3^3}{12} = 0,00225 \text{ m}^4$

L : distance maximale entre deux voiles : 10,60m

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 32164,2 \cdot 0,00225}{1,4}} = 10,66 \text{ m}$$

$$10,60 \leq 10,66 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \rightarrow h_{n2} = 0,847 = 0.85 \text{ m}$$

$$h_n = \max(h_{n1}; h_{n2})$$

On prend : $h_n = 85\text{cm}$

- Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{10,60}{10} = 1,60 \text{ m} \quad \text{Condition non vérifié}$$

Conclusion :

$$h_n = 85 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

D'après **ETABS** et après plusieurs essais ; les dimensions du radier et des nervures les plus favorables sont :

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 80 \text{ cm}$

- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 85 \text{ cm} \\ b = 50\text{cm} \end{cases}$

VII.5. LES VERIFICATIONS NECESSAIRES

VII.5.1. Vérification au poinçonnement :

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du voile le plus sollicité ($\sum N_u = 5415,17 \text{ KN}$)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du voile du RDC (30×340)cm².

Q_u : charge de calcul pour le voile le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$\mu_c = 2 [(30 + 340) + 2 \cdot 80] = 1060 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0,045 \cdot 10,60 \cdot 0,80 \cdot \frac{25}{1,5} = 6360 \text{ KN}$$

Chapitre VII : FONDATION

6360KN > 5415,17 KN **Condition vérifié**

VI.6. FERRAILLAGE DU RADIER

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « 1,00×1,00 »m² et en deux directions :

-Calcul des armatures longitudinales:

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

b = 1,00 m ; h = 0,80 m ; d = 0,9. h = 0,72m ; f_{c28} = 25MPa

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

-En travée :

M_{max t} = 1679,55 K.m

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{1679,55 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,72^2 \cdot 14,17} = 0,228 > 0,186 \rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1,15 \cdot 200000} = 0,00173$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \varepsilon_{sl}} = 0,669$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha_1 = 0,7324$$

$$\mu_1 = 0,8 \cdot \alpha_1 \cdot \beta_1 = 0,392$$

$$\mu_u = 0,228 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{On revient au pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,228}) = 0,328$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,328) = 0,868$$

$$A_{st} \geq \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{1679,55 \cdot 10^{-3}}{0,868 \cdot 0,72 \cdot 348} = 77,22 \text{ cm}^2$$

On prend :

3x7T20(fil)+7T16(chapeau) de section : A_{st}=80,04 cm²

-En appuis

$$M_{\max a} = 820,33 \text{Kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{820,33 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,72^2 \cdot 14,17} = 0,111 \leq 0,186 \quad \rightarrow \quad \text{Pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,111}) = 0,147$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,147) = 0,941$$

$$A_{st} \geq \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{820,33 \cdot 10^{-3}}{0,941 \cdot 0,72 \cdot 348} = \mathbf{34,79 \text{ cm}^2}$$

On prend :

2x7T14(fil) + 5T20 (chapeau) de section **A_{st}=37,27 cm²**

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,72 \cdot \frac{2,1}{400} = 8,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 8,69 \text{ cm}^2 < \mathbf{80,04 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Calcul de l'espacement :

D'après le **CBA 93** :

$$St = \min (0,9 \cdot d ; 40) \text{ cm} = \min (0,9 \cdot 45 ; 40) = 40 \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de :

St = 15cm dans les zones courantes.

St = 10cm dans les zones nodales

-Vérification des contraintes :

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton :

-En appuis :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u)$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A'_u \cdot d')$$

$A'_u = 0$ le calcul des armatures en compression n'est pas nécessaire

Chapitre VII : FONDATION

Par conséquent : $d' = 0$

$$D = \frac{15}{100}(37,27 + 0) = 5,59 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100}(37,27 \cdot 72 + 0) = 805,03 \text{ cm}^2$$

$$y = -5,59 + \sqrt{5,59^2 + 805,03} = 23,32 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 A_u(d - y)^2 + 15 A'_u(y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3}23,32^3 + 15 \cdot 37,27 (72 - 23,32)^2 + 0 = 1367077,48 \text{ cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$ Avec : $M_{ser} = 593,83 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{593,83 \cdot 10^2}{1367077,48} \cdot 23,32 = 1,013 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 10,13 \text{ MPa} \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)$$

$\sigma_{bc} = 13,15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

-En travée :

$$M_{ser} = 888,63 \text{ KN.m}$$

	D	E	Y	I	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_{bc}	Condition
ELS	12	1728,86	31,27	3010920,83	15	9,22	CV

Tableau VII-1 : Vérification à l'ELS de la contrainte de béton

VII.7. Ferrailage des nervures

-Calcul des armatures longitudinales:

-En travée :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » :

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 0,5 \text{ m}$; $h_0 = 0,85 \text{ m}$

D'après ETABS ; $M_{tu} = M_{max} = 439,64 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

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

$$M_r = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \cdot \sigma_{bc} \quad : \text{ (Moment de référence)}$$

$$d = 0,9 h_0 = 0,9 \cdot 0,85 = 0,765 \text{ m}$$

$$M_r = 0,5 \cdot 0,85 \cdot 14,17 (0,765 - 0,425) = 2,04 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} < M_r$: l'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table et le calcul se fait avec une section

rectangulaire de dimensions (50 x 85 cm)

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$b = 0,5 \text{ m}$; $h = 0,85 \text{ m}$; $d = 0,9 \cdot h = 0,765 \text{ m}$

Chapitre VII : FONDATION

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$M_{\max} = 439,64 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{439,64 \cdot 10^{-3}}{0,5 \cdot 0,76^2 \cdot 14,17} = 0,106 < 0,186 \quad \rightarrow \quad \text{Pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,106}) = 0,140$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,14) = 0,943$$

$$A_{st} \geq \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{439,64 \cdot 10^{-3}}{0,943 \cdot 0,76 \cdot 348} = \mathbf{17,51 \text{ cm}^2}$$

-En appui :

$$M_{\max} = 666,13 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{666,13 \cdot 10^{-3}}{0,5 \cdot 0,76^2 \cdot 14,17} = 0,160 > 0,186 \quad \rightarrow \quad \text{Pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,160}) = 0,219$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,219) = 0,912$$

$$A_{st} \geq \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{666,13 \cdot 10^{-3}}{0,912 \cdot 0,76 \cdot 348} = \mathbf{27,43 \text{ cm}^2}$$

On a opté pour **4T14+4T14 (fil) et 4T14 (chapeau)** en travée de section **Ast=18,48 cm²**

et **4T16 +4T16 (fil) et 2x4T14 (chapeau)** en appuis de section **Ast=28,48 cm²**

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 0,5 \cdot 0,765 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 4,61 \text{ cm}^2 < 18,48 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

-Calcul de l'espacement :

D'après le **CBA 93** :

St = min (0,9 . d ; 40) cm = min (0,9 . 45 ; 40) = 40 cm alors on adopte un espacement de : e=15cm

-Vérification au cisaillement :

D'après les résultats obtenus par ETABS ; Selon **CBA 93 Article 5.1.2 .1**

Chapitre VII : FONDATION

Pour de fissurations peu préjudiciable

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d}$$

$$T_{\max} = 1197,81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1197,81 \cdot 10^{-3}}{0,5 \cdot 0,85} = 2,81 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 2,81 \text{ MPa} \quad : \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification a ELS :

-En travée :

Puisque la fissuration est peu nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u)$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A'_u \cdot d')$$

$A'_u = 0$ le calcul des armatures en compression n'est pas nécessaire

Par conséquent : $d' = 0$

$$D = \frac{15}{50} (18,48 + 0) = 5,54 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{50} (5,54 \cdot 76,5 + 0) = 254,29 \text{ cm}^2$$

$$y = -5,54 + \sqrt{5,54^2 + 254,29} = 11,34 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_u (d - y)^2 + 15 A'_u (y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{50}{3} 11,34^3 + 15 \cdot 18,48 (76,5 - 11,34)^2 + 0 = 1201247,35 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \quad \text{Avec : } M_{ser} = 368,26 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{368,26 \cdot 10^2}{1201247,35} \cdot 11,34 = 0,3476 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 3,476 \text{ MPa} \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 3,476 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$



Figure VII-4 : Ferrailage du radier.

VII.8. CONCLUSION

Nous pouvons en conclure qu'après plusieurs calculs, on a pu déterminer le type de fondation adopté pour notre ouvrage :

- Radier général

grâce a plusieurs vérifications sur le sol tel que le poinçonnement du sol, sans oublier un ferrailage des éléments contribuant au support des charges importantes et a la résistance face aux sollicitations néfaste au semelles de fondation, qu'on a pu avoir une stabilité voulue de l'infrastructure.

Conclusion générale

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

Nous avons démontrée l'importance de l'étude lors de la conception d'un ouvrage, ayant comme rôle de prévisions des charges a supporter ainsi que les quantités de ferrailage a adopter, faisabilité du projet en question par rapport a plusieurs paramètres dont le type de sol du site, sans oublier le rôle économique et sécuritaire .

Actuellement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. Maintenant, avec toute l'avancé en matière de technologie dans le monde, on ne peut pas prédire un séisme.

On a pu obtenir une stabilité face a ce phénomène grâce a une bonne disposition des voiles de contreventement, on a augmenter l'épaisseur et la longueur des voiles , cela c'est fait en passant par plusieurs variante jusqu'a aboutir au positionnement parfait des voiles, offrant ainsi une rigidité désire.

Dans la conception de ce projet on 'a utiliser les logiciels ETABS 2016, AUTOCAD2015, ...etc, Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée.


L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour notre vie professionnelle et pour faciliter les études des futures promotions.

Bibliographie

Les livres:

 **D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »**

 **Règles de conceptions et de calcul des structures en Béton Armé«
CBA93 »**

 **Règles Parasismiques Algériennes RPA 99**

 **D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation**

Les mémoires de fin d'étude :

 Etude d'un bâtiment (Sous sols+RDC+9étages) **EL MERERBI & GHEZAL**

 Etude d'un bâtiment (R+10) en béton . **BARBACH SAID & GHENISSA**

Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD 2015
- Logiciel ETABS 2016
- Logiciel EXCEL 2007
- Microsoft office Word 2007

Sites et liens hypertextes :

@- slideshare : <https://fr.slideshare.net/MayaGeniora/45865632-pfeenit1>

@-Wikipedia : <https://fr.wikipedia.org/>