

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
المركز الجامعي لعين تموشنت - بلحاج بوشعيب -
Centre Universitaire de Aïn Temouchent-Belhadj Bouchaib-
Institut de Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme de Master en :
Domaine : SCIENCE ET TECHNOLOGIE
Filière : GENIE CIVIL
Spécialité : STRUCTURE
Thème

***ETUDE D'UNE STRUCTURE ELANCEE
(2 Sous-sol +RDC+12 étages)***

Présentés Par :

M^{elle} Benchikh Amel

M^{elle} Yamouche Ghita

Devant les jurys composés de :

Mme Attia

Mr AMARA Khaled

Mr BENNACEUR S.Med.Hamid

Mme Moussi

C.U.B.B (Aïn Témouchent)

C.U.B.B (Aïn Témouchent)

C.U.B.B (Aïn Témouchent)

C.U.B.B (Aïn Témouchent)

Présidente

Encadreur

Encadreur

Examinatrice

Année universitaire 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
السَّلَامُ عَلَيْكُمْ وَرَحْمَةُ اللَّهِ وَبَرَكَاتُهُ

Remerciements

Notre parfaite gratitude et nos remerciements à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions nos encadreurs Messieurs **AMARA Khaled** et **BENNACEUR Sidi Mohamed Hamid** pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet. Nous remercions également Monsieur **BELGACEM Ammara** et Madame **MOUFFAK Kawther** pour leurs aides.

Nous exprimons aussi nos reconnaissances à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire, de présider et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en génie civil.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.

Dédicace

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :

- *Mes parents, les mots ne sauraient exprimer l'immense et profonde gratitude que je leur témoigne ici pour leur précieux soutien, pour leur patience, pour avoir crus en moi, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie et qu'ils m'ont jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien être. Que dieu me les gardes et les protège.*
- *Mes sœurs IKRAM et NOUR EL IMAN*
- *Toute ma famille surtout mes oncles Abdelkader et Ahmed.*
- *Tous mes amis*
- *Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études.*
- *Toute la promotion 2019/2020 génie civil.*
- *Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

YAMOUCHE GHITA

Dédicace

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :

- *Mes parents, les mots ne sauraient exprimer l'immense et profonde gratitude que je leur témoigne ici pour leur précieux soutien, pour leur patience, pour avoir crus en moi, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie et qu'ils m'ont jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien être. Que dieu me les gardes et les protège.*
- *Mes sœurs fatima zahra*
- *Toute ma famille surtout mon oncle AMMARA BELGACEM.*
- *Tous mes amis .*
- *Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études.*
- *Toute la promotion 2019/2020 génie civil.*
- *Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

BENCHIKH AMEL

Résumé

Ce projet est une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et de commerce constitué de deux sous-sols, d'un rez de chaussée plus (12) étages, implanté à **TLEMCEM**. Cette région est classée en zone sismique « **I** » selon le **RPA99 version 2003**.

Cette étude se compose de quatre parties :

- ***La première partie** : C'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments de la structure, ensuite la descente des charges de la structure et enfin le pré dimensionnement des éléments.*
- ***La deuxième partie** : A pour objectif d'étudier des éléments secondaires (poutrelles, balcon, ascenseur, et dalle pleine, acrotère et escalier.*
- ***La troisième partie** : Consiste à l'étude dynamique de la structure, Qui a été faite par le logiciel « ETABS 2013 » afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique)*
- ***La dernière partie** : A pour but de calculer le ferrailage des différents éléments de la structure en ce basant sur les recommandations du CBA 93 et des règlements parasismiques algériens RPA 99 version 2003. et le calcul des moments résistants dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres .*

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, rotules plastiques, dynamique

Abstract

The present project is a detailed study of a building used for residential and commercial consists of 2a basement and a ground floor plus (12) floors, located in TLEMEN. This region is classified in seismic zones «I» according to RPA99 2003 version.

This study consists of four parts:

- ***The first part:*** *It is the general description of the project with a presentation of the architectural appearance of the structural elements, then the descent loads of the structure and finally the pre-dimensioning of the elements.*
- ***The second part:*** *A study aims to secondary elements (beams, parapet, balcony, elevator and full slab, acroterium les staires).*
- ***The third part:*** *Consists in the dynamic study of the structure, which has been made by the «ETABS 2013" software to determine the various stresses due to loads (permanent loads, exploitation and seismic load).*
- ***The last part:*** *Aims to calculate the reinforcement of the different elements of the structure in based on the recommendations of the CBA 93 revised and Algerian seismic regulations RPA 99 2003 version . and calculates the resistant moment in order to allow the formation of plastic ball joints in the beams.*

Keywords: Building, Reinforced Concrete, formation of plastic, dynamic

المخلص

هذا المشروع هو دراسة تفصيلية لمبنى سكني و تجاري و يتكون من طابقي تحت ارض و طابق ارضي زايد (12) طوابق و تقع في تلمسان و تصنف ضمن المناطق الضعيفة (I) الزلزالية وفقا نسخة **RPA99 2003** .
و تتكون هذه دراسة من اربعة اجزاء:
الجزء الاول هو وصف عام للمشروع مع عرض للظهور المعماري للعناصر الهيكلية ثم نزول و اعطاء الابعاد الاولية للعناصر.
الجزء الثاني تهدف الدراسة الى العناصر الثانوية .
الجزء الثالث يتضمن الدراسة الدينامكية للهيكل بواسطة الحاسوب ببرنامج (**Etabs 2013**) لتحديد مختلف الضغوط (الاحمال الدائمة و المتغيرة و الاحمال الزلزالية) . و يحسب لحظات مقاومة من أجل السماح لتشكيل المفاصل الكرة البلاستيكية في الحزم
الجزء الاخير يهدف الى حساب و تعزيز مختلف عناصر الهيكل على تعليمات كل من **RPA 99/ 2013** و **CBA 93**

الكلمات المفتاحية الخرسانة المسلحة : ديناميك

Sommaire

Introduction générale :	01
Chapitre I: Présentation de l’Ouvrage et Caractéristiques des Matériaux	
I.1 : Introduction.....	02
I.2 : Présentation de l’ouvrage.....	03
I.2.1 : Caractéristiques géométriques de l’ouvrage.....	03
I.2.2 : Assiette de l’ouvrage.....	04
I.2.3 : Classification du site	04
I.2.4 : Ossature et système constructif adopté.....	04
I.3 : Caractéristique mécaniques des matériaux.....	05
I.3.1 : Le béton.....	05
I.3.2 : Caractéristiques du béton et avantages.....	06
I.3.3 : Résistance mécanique.....	06
I.3.4 : Méthode de calcul.....	07
I.3.5 : Contrainte admissible de cisaillement.....	09
I.3.6 : Module de déformation longitudinal du béton.....	09
I.3.7 : Diagramme déformation –contrainte.....	10
I.3.8 : Contrainte limite de traction des armatures.....	11
I.4 : Les états limites.....	11
I.4.1 : ELU.....	12
I.4.2 : Hypothèse de calcul.....	12
I.4.3 : Règle de trois pivots.....	12
I.4.4 : ELS.....	13
Chapitre II : descente des charges et pré dimensionnent	
II.1 : Introduction.....	15
II.2 : Evaluation des charges et surcharges.....	15
II.2.1 : plancher terrasse accessible	15
II.2.2 : plancher étage courant.....	17
II.2.3 : Balcon.....	18
II.2.4 : Murs.....	19
II.2.5 : L’ascenseur.....	21

II.2.6 : L'acrotère.....	21
II.2.7 : Escaliers.....	22
II.3 : Pré dimensionnement des éléments résistants.....	24
II.3.1 : plancher a corps creux.....	24
II.3.2 : plancher en dalle pleine.....	25
II.3.3 : Pré dimensionnement des poutres.....	26
II.3.3.1 :Définition.....	26
II.3.4 : Pré dimensionnement des poteaux.....	28
II.3.4.1 : Introduction.....	28
II.3.5 : Les voiles.....	32
II.3.6 : Pré dimensionnement des voiles.....	33
II.3.6.1 : Les types des voiles.....	33

Chapitre III : étude des planchers

III.1 : Introduction.....	34
III.2 : Etude du plancher a corps creux.....	34
III.2.1 :Vérification des conditions.....	34
III.2.2 : les types des poutrelles.....	35
III.2.3 : Les charges des poutrelles.....	36
III.2.4 : Calculs les sollicitations des poutrelles.....	36
III.2.5 : Ferrailage des poutrelles.....	43
III.2.6 : Ferrailage de la dalle de compression.....	48
III.3 : Etude du plancher dalle pleine.....	49
III.3.1 : Pré dimension de la dalle pleine.....	49
III.3.2 : Calcul des moments.....	49
III.3.3 : calcul de ferrailage.....	51
III.4 : Etude des balcons.....	54
III.4.1 :Combinaison des charges.....	55
III.4.2 : Calcul de ferrailage.....	55

Chapitre IV : étude des éléments secondaires

IV.1 : Etude des escaliers.....	59
IV.1.1 : Introduction.....	59
IV.1.2 : Terminologie.....	59
IV.1.3 : Dimensions des escaliers.....	60

IV.1.4 : Descente des charges.....	61
IV.1.5 : Le type d'escalier.....	62
IV.1.6 : Calcul des réactions d'appui.....	62
IV.1.7 : Calcul de ferrailage.....	64
IV.2 : Etude des poutres palières.....	67
IV.3 : Etude de l'acrotère.....	72
IV.3.1 : Définition.....	72
IV.3.2 : Calcul des sollicitations.....	72
IV.3.3 : Calcul de ferrailage.....	74
IV.4 : cage d'ascenseur	76
IV.4.1 : Introduction.....	76
IV.4.2 : Etude de l'ascenseur.....	77
IV.4.3 : Etude de la dalle machine.....	78
IV.4.3.1: Introduction.....	78
IV.4.3.2 : Pré dimensionnement.....	78
IV.4.3.3 : Détermination des charges et surcharges	79
IV.4.3.4 : Ferrailage de la dalle.....	80

Chapitre V : Étude dynamique de la structure

V.1 : Introduction.....	85
V.2 : choix de la méthode de calcul.....	85
V.3 : modélisation mathématique.....	86
V.4 : Modélisation de la structure étudiée.....	86
V.4.1 : Description du logiciel ETABS.....	86
V.5 : méthode statique équivalente.....	87
V.6 : Méthode d'analyse modale spectrale.....	87
V.6.1 : Principe.....	87
V.6.2 : Spectre de réponse de calcul.....	88
V.6.3 : Classification de site.....	89
V.6.4 : Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	89
V.7 : Nombre de modes a' considérer.....	94
V.8 : Modélisation	95
V.9 : Les dispositions des voiles.....	95

V.10: Vérification de la résultante des forces sismique	97
V.11 : Facteur d'amplification dynamique moyenne	97
V.12 : Poids total de la structure.....	98
V.13 : Détermination de la force sismique.....	99
V.14 : Vérification spécifique sous sollicitations normales.....	101
V.15 : Vérification de déplacement.....	102
V.15.1 : Justification vis-à-vis des déformations.....	102
V.15.2 : Justification vis-à-vis de l'effet $P\Delta$	104
V.15.3 : Evaluation des excentricités.....	105
 VI : Etude des éléments structuraux	
VI.1 : Introduction.....	107
VI.2 : Hypothèses de calculs.....	107
VI .3 : Etude de ferrailage des poteaux.....	107
VI.3.1 : Combinaisons spécifiques de calcul.....	107
VI.3.2 : Calcul des armatures longitudinales.....	108
VI.3.3 : Calcul des armatures transversales.....	108
VI.3.4 : Exemple de calcul	109
VI.4 : Etude de ferrailage des poutres.....	113
VI.5 : Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissants	122
VI.6 : Vérification des diaphragmes.....	130
VI.7 : Etude de ferrailage des voiles.....	133
VI.7. 1 : Voile de contreventement.....	133
VI.7. 1.1 : Introduction.....	133
VI.7. 1.2 : Conception.....	133
VI.7. 1.3 : Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales.....	133
VI.7. 1.4: Rôle de contreventement.....	133
VI.7.1.5: Etapes de calcul.....	134
VI.7.1.6 : Combinaison.....	134
VI.7.1.7: Calcul des voiles.....	134
VI.7. 1.8 : Exemple de calcul.....	134
VI.7.2 : Voile périphérique.....	137
VI.7.2.1 : Introduction.....	137
VI.7.2.2 : Pré dimensionnement.....	137

VI.7.2.3 : évaluation des charges.....	137
-----------------------------------------------	------------

VII : Etude de l'infrastructure

VII.1 : Introduction.....	143
VII.2 : Etude préliminaire du choix de type de fondation.....	143
VII.3 : Pré dimensionnement du radier.....	146
VII.4 : Les vérifications nécessaires.....	148
VII.5 : Ferrailage du radier.....	149
VII.6 : Ferrailage des nervures.....	153
VII.7 : Etude des longrines.....	158
VII.7.1 : Introduction.....	158
VII.7.2 : Le ferrailage.....	159
Devis quantitatif et estimatif	161
Conclusion générale.....	165

Liste des figures

Chapitre I: Présentation de l'Ouvrage et Caractéristiques des Matériaux

Figure I.1 : plancher a corps creux.....	05
Figure I.2 : Diagramme contraintes- déformations du béton.....	08
Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton (E.L.S).....	09
Figure I.4 : Diagramme déformation- contrainte. (CBA 93 Art A.2.2.2)	11
Figure I.5: Diagramme des déformations limite de la section.....	12

Chapitre II: Descente des Charge et Pré dimensionnement

Figure II.1 : Composant s d'un plancher terrasse en corps creux.....	16
Figure II.2: Composant s d'un plancher terrasse en dalle pleine.....	16
Figure II.3: Composants d'un plancher courant en corps creux.....	17
Figure II.4 : Composants d'un plancher courant en dalle pleine.....	18
Figure II.5: l'acrotère.....	21
Figure II.6: Les escaliers.....	23
Figure II.7: plancher a corps creux.....	24
Figure II.8: Section (s) de poutrelle (s).....	25
Figure II.9: Compositions d'une dalle.....	25
Figure II.10: Dimensionne des poutres principales et secondaires.....	27
Figure II.11: Représentation du poteau le plus sollicité.....	28
Figure II.12: coupe de voile en élévation.....	32

Chapitre III: Etude des planchers

Figure III.1 : Coupe transversale du plancher.....	34
Figure III.2: Les types des poutrelles.....	35
Figure III.3: la poutrelle type 2 de la terrasse accessible.....	38
Figure III.4: Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant	41
Figure III.5 : section de la poutrelle.....	43
Figure III.6: schéma ferrailage des poutrelles en travée.....	47
Figure III.7: schéma ferrailage des poutrelles en appuis.....	47
Figure III.8: la dalle de compression.....	48
Figure III.9: schéma statique de la dalle pleine.....	55

Chapitre IV: Etude des Eléments Secondaires

Figure IV.1 : schéma d'un escalier.....	59
Figure IV.2 : Schéma statique d'escalier.....	62
Figure IV.3 : schéma statique d'escalier.....	62
Figure IV.4 : Schéma Statique d'une coupe.....	63
Figure IV.5 : Schéma Statique d'une coupe.....	63
Figure IV.6 : schéma ferrailage de l'escalier.....	67
Figure IV.7 : ferrailage de poutre palière en travée	71
Figure IV.8 : ferrailage de poutre palière en appui	71
Figure IV.9 :Action sur l'acrotère.....	72
Figure IV.10 : schéma ferrailage de l'acrotère.....	75
Figure IV.11 : Schéma descriptif d'un Ascenseur.....	76
Figure IV.12 : schéma de la dalle machine.....	78

Chapitre V : Analyse dynamique de la structure

Figure V.1 : Le logiciel de calcul par éléments finis ETABS Version 2013.....	86
Figure V.2 : Spectre de réponse.....	88
Figure V.3 : Limites des décrochements en plan.....	92
Figure V.4 : Limites des décrochements en plan.....	93
Figure V.5 : disposition des voiles.....	95
Figure V.6 : les paramètres de spectral réponse.....	100
Figure V.7 : l'effet $p-\Delta$	104

Chapitre VI : Etude des Eléments structuraux

Figure VI.1 : schéma ferrailage des poteaux.....	113
Figure VI.2 : schéma ferrailage de poutre principal en appuis	119
Figure VI.3 : schéma ferrailage de poutre principal en travée	119
Figure VI.4 : schéma ferrailage de chaînage en appuis	121
Figure VI.5 : schéma ferrailage de chaînage en travée	121
Figure VI.6 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau.....	122
Figure VI.7 : schéma ferrailage des voiles.....	139

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII.1 : schéma d'une semelle isolée.....	144
Figure VII .2 : schéma d'un radier général.....	146
Figure VII.3 : schéma du moment à L'ELS safe 2014.....	149
Figure VII.4 : schéma de ferrailage d'un radier.....	157
Figure VII.5 : Schéma d'une longrine.....	158

Liste des tableaux

Chapitre II: descente des charges et pré dimensionnement

Tab II.1: Evaluation des charges du plancher terrasse accessible en corps creux.....	15
Tab II.2: Evaluation des charges du plancher terrasse accessible en dalle pleine.....	16
Tab II.3 : Evaluation des charges du plancher à corps creux de niveaux courant.....	17
Tab II.4: Composants d'un plancher courant en dalle pleine.....	18
Tab II.5: Evaluation des charges d'un balcon.....	18
Tableau II.6 : Charge permanente de la dalle pleine due au garde-corps.....	19
Tab II.7: Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.....	19
Tab II.8: Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur.....	20
Tab II.9: Evaluation des charges d'exploitation des planchers.....	20
Tab II.10: Evaluation des charges de la paillasse.....	22
Tab II.11: Evaluation des charges du palier de repos.....	23
Tab II.12: pré dimensionnement des poteaux.....	31

Chapitre III: Etude des planchers

Tab III.1 : Evaluation des charges des plancher.....	36
Tab III.2 : Récapitulatif des sollicitations à L'ELU /ELS.....	42
Tab III.3 : pré dimension de la dalle pleine.....	49
Tab III.4 : Ferrailage de la dalle.....	53

Chapitre IV : Etude des Eléments Secondaires

Tab IV.1: Combinaisons d'actions.....	61
Tab IV.2 : Combinaison d'action.....	64
Tab IV.3 : Calcul du ferrailage de la dalle machine en appui.....	81

Chapitre V: Étude dynamique de la structure

Tab V.1 : Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)	94
Tab V.2 : récapitulation des paramètres sismique de l'ouvrage.....	94
Tab V.3 : période participation modale	96
Tab V.4 : période choisie pour calcule la facteur de qualité	97
Tab V.5: Récapitulation des poids des différents niveaux.....	99
Tab V.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	100

Tab V.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	101
Tab V.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	101
Tab V.9 : Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal.....	102
Tab V.10: vérification de déplacement.....	103
Tab V.11 : Justification vis-à-vis de l'effet P Δ sens X –Y (Combinaison Ex-Ey).....	105
Tab V.12 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.....	106

Chapitre VI : Etude des Eléments structuraux

Tab VI.1: récapitulatif des ferrailages des poteaux.....	112
Tab VI.2: Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres et chainages.....	114
Tab VI.3: Calcul des armatures longitudinales des poutres principales en travée a ELA....	116
Tab VI.4: Calcul des armatures longitudinales des poutres principales en appuis a ELA...	116
Tab VI.5: Vérification a ELS des poutres principales.....	116
Tab VI.6: Calcul des armatures longitudinales des chainages en travée.....	119
Tab VI.7: Calcul des armatures longitudinales des chainages en appui.....	119
Tab VI.8 : Vérification a ELS des chainages en travée.....	120
Tab VI.9 : Vérification a ELS des chainages en travée.....	120
Tab VI.10 : Moments résistants dans les poteaux.....	123
Tab VI.11 : Moments résistants dans les poteaux.....	124
Tab VI.12: Moment résistant dans les poutres.....	125
Tab VI.13: Vérification des zones nodales.....	126
Tab VI.14: Moment résistant dans les poteaux.....	127
Tab VI.15: Moment résistant dans les poutres.....	128
Tab VI.16: Vérification des zones nodales	129
Tab VI.17 : Vérification du diaphragme aux sens x.....	131
Tab VI.18 : Vérification du diaphragme aux sens y.....	132
Tab VI.19: Les résultats des efforts normaux ; tranchants et moments fléchissant.....	134
Tab VI.20: Calcul du ferrailage du voile périphérique.....	139
Tab VI.21: Vérification du béton du voile périphérique à ELS.....	142

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tab VII.1: récapitulatifs des sollicitations au niveau du radier	149
Tab VII.2: récapitulatifs des sollicitations au niveau du radier.....	150
Tab VII.3: Vérification a l'ELS de la contrainte de béton.....	153
Tab VII.4: récapitulatifs des sollicitations au niveau des nervures.....	153
Tab VII.5: récapitulatifs des sollicitations au niveau des nervures.....	153

Liste des notations

A: Coefficient d'accélération de zone

A_s: Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B: Aire d'une section de béton.

\emptyset : Diamètre des armatures.

φ : Angle de frottement.

Q : Charge d'exploitation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_{bc} : Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

ELU: Etat limite ultime.

ELS: Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u: Effort tranchant ultime.

T: Effort tranchant, Période.

St: Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur

F : Force concentrée.

f : Flèche.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

W : Poids total de la structure.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_o : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

K : Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

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

INTRODUCTION GENERALE

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner par le séisme.

Puisque l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle est une région à forte activité sismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité: assure la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les couts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

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

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

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage multiple, implantée dans une zone de faible sismicité, comportant deux sous-sols, un RDC et 12 étages à Tlemcen qui n'est pas encore réalisé.

Chapitre 1

Présentation de l'Ouvrage et Caractéristiques des Matériaux

I.1 Introduction :

Dans un projet de bâtiment ou de travaux publics, la construction est le fait d'assembler différents éléments d'un édifice en utilisant des matériaux et des techniques appropriées.

Le béton est utilisé depuis presque deux siècles. C'est un matériau de construction qui trouve son champ d'utilisation pratiquement dans tous les domaines du génie civil. Actuellement il est sans doute le plus utilisé pour les avantages économiques et techniques qu'il présente.

Il présente des avantages certains pour la construction. D'une durée de vie quasi illimitée, il est extrêmement résistant et permet la construction de véritables édifices. Indissociable de la construction durable, le béton est très peu énergivore tant dans sa fabrication que son utilisation au vu de sa durée de vie. Il est produit localement avec des composants naturels. Ses plus grandes qualités sont : l'inertie thermique, la résistance à la compression et au feu.

Par contre Le béton armé allie la résistance en compression du béton classique à celle en traction de L'acier. Toutefois, pour l'utiliser de manière adéquate, il est impératif de connaître les techniques de fabrication, ainsi que les formules de calcul de résistance.

Les objectifs de cette étude sont avant tout, d'assurer la sécurité des usagers de cette structure. Cette dernière doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son cout.

- Elle ne doit pas être endommagée par certains effets, tels que : l'explosion, les chocs ou un autre phénomène.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des couts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous sommes entrain d'étudier concerne un bâtiment a usage d'habitation et de commerce, composé deux étages sous sol et rez-de-chaussée plus douze étages, sera implanté à la vile de Tlemcen, qui est une zone de faible sismicité « zone I » d'après les règles parasismiques algériennes «Article 3.1 annexe I » (RPA 99 version 2003).

Les deux étages sous sol sont exploités comme parking et le RDC a pour une vocation commercial (magasins), Le premier étage à usage administratif. 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 faible (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 47m.

I.2.1 Caractéristiques Géométriques de l'Ouvrage:

La terrasse de ce bâtiment étant accessible.

Hauteur sous-sol : 3 m

Hauteur RDC : 3,57 m

Hauteur étage courant : 3,06 m

Longueur du bâtiment considéré : 33,10m

Largeur du bâtiment considéré : 28,90m

Hauteur total de la structure : 46,09m

Voir Annexe A.

I.2.2 Assiette de l'Ouvrage:

L'assiette du terrain d'assise recevant le bâtiment est localisé à Imama, Wilaya de Tlemcen se situant en « Zone de sismicité faible classe I », suivant classification des zones sismiques par le **R.P.A 99 Version 2003**.

I.2.3 Classification du Site:

D'après les résultats des essais effectués in-situ donnons élaboration du rapport Géotechnique établi par le laboratoire LNHC, il en résulte que le sol est de nature meuble « Catégorie S3 », la contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma}_{bc} = 2,5$ bars.

I.2.4 Ossature et système constructif adopté:

- **Ossature:** C'est une ossature auto-stable réalisée avec système portique (poteau-poutre).
- **Plancher:** c'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue:
- **Plancher à corps creux:** Constitué des poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5cm.

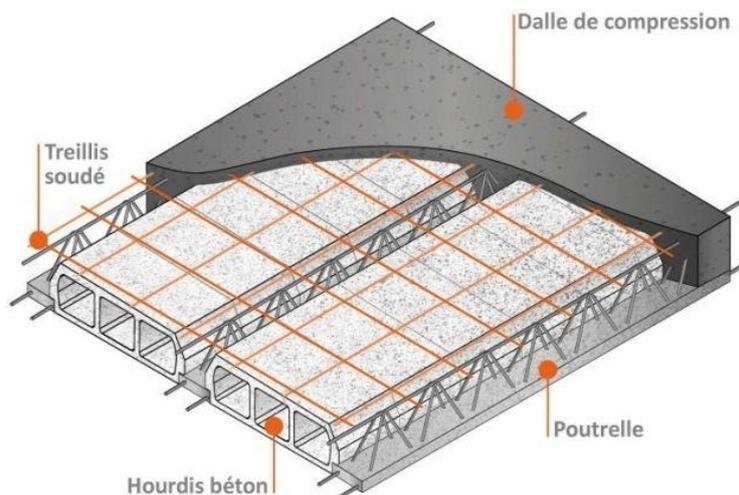


Figure I.1: plancher a corps creux

- **Planchers dalle pleine** : pour certaines zones, on a opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.
- **Escalier**: Sont des éléments qui permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées tournants et un palier de repos inter-étage.
- **Maçonnerie**:
 - **Les murs extérieurs**: Généralement constitué par deux parois séparées par une lame d'air ce dernier offre un meilleur coefficient d'isolation.
 - **Les murs intérieurs** : Ce sont des murs légers destinés à compartimentait, ils sont Réalisés en brique creuse (ep = 10 cm).
- **Revêtement**:
 - **Les enduit extérieurs**: réalisé en mortier afin d'assuré les revêtements des murs extérieurs.
 - **Les enduits intérieurs** : réalisés en plâtre destiné aux revêtements des cloisons.
 - **Les plafonds**: des éléments qui constituent les surfaces des planchers réalisé en plâtre.
 - **Revêtement en carrelage** : regroupant l'ensemble des carreaux d'une surface.
 - **Le plancher terrasse** : couvert par une étanchéité multicouche couverte par du gravillon roulée afin d'évitée toute pénétration d'eau.
 - **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.
 - **Acrotère**: C'est un élément utilisé dans le cas des terrasses accessibles ou non, réalisé en béton armé de hauteur variante entre 60 cm et 80 cm et d'épaisseur 10cm.

I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux:

I.3.1 Le béton :

C'est une pierre artificiel obtenu en mélangeant :

- * Un liant (ciment).
- * Des granulats (sable et gravier).
- * Eau (eau de gâchage).

- Le béton est définit par sa résistance à la compression à 28 jours dite valeur requise.

Elle est notée f_{c28} , cette résistance définit comme suite est :

- ✓ **f_{c28}** : résistance à la compression simple à 28 jours.
- ✓ **R** : résistance à la traction simple à 28 jours.

- La composition de 1 m de béton dosé à 350 kg/m de ciment CPA 325 :

- 800 litres de gravillons roulé ou concasses.
- 400 litres de sables
- 350 Kg de ciment
- 175 litres d'eaux.

I.3.2 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.

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.3.3 Résistance mécanique :

a / Résistance à la compression :

La résistance à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} .

➤ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

➤ Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

⇒ Dans le cas de notre étude : f_{c28} est de 25Mpa

b/ Résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton « j » jour notée f_{tj} est défini conventionnellement par les relations suivantes : (C.B.A 93 Art A.2.1.1.2).

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

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

I.3.4 Méthode de calcul :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : Sa ruine totale ou partielle. D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

- Les états limite sont classés en deux classes :

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

Dans cas l'ouvrage est à la limite de la ruine il doit résister aux charges mais il subit des déformations irréversible.

État limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

État limite ultime de résistance pour les matériaux constitues béton ou acier exemple : non Rupture par écrasement du béton.

État limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

Le diagramme utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle les déformations du béton sont :

(C.B.A 93 Art A.4.3.4.1).

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \longrightarrow \text{si : } f_{cj} \leq 40\text{MPa}$$

$$\text{Min } (4,5 ; 0,025 f_{cj}) \text{‰} \longrightarrow \text{si : } f_{cj} > 40\text{MPa}$$

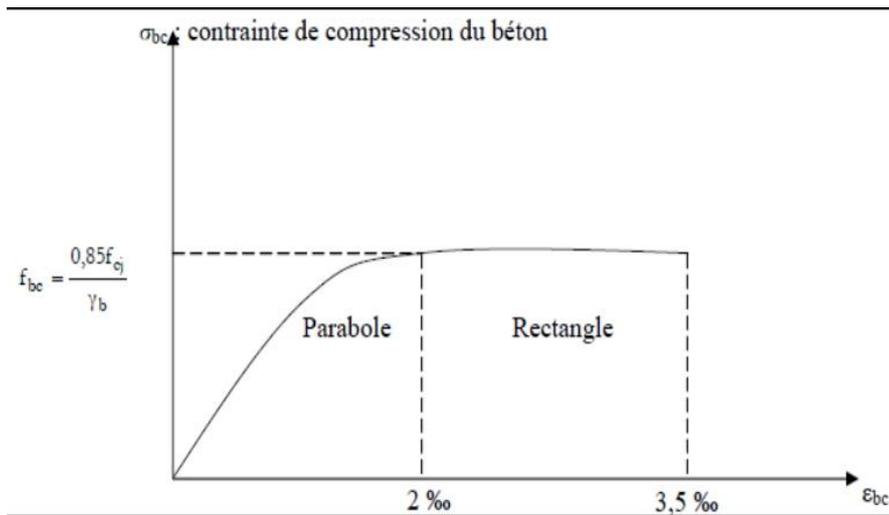


Figure I.2: Diagramme contraintes- déformations du béton

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jour.

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

Donc σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement :

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 10^3 \cdot \epsilon_{bc} \quad (4-10^3 \times \epsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$

D'où θ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considéré } > 24\text{h} \\ \theta = 0,9 \text{ lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h} \\ \theta = 0,85 \text{ lorsqu'elle } < 1\text{h} \end{array} \right.$$

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

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 $\rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$.

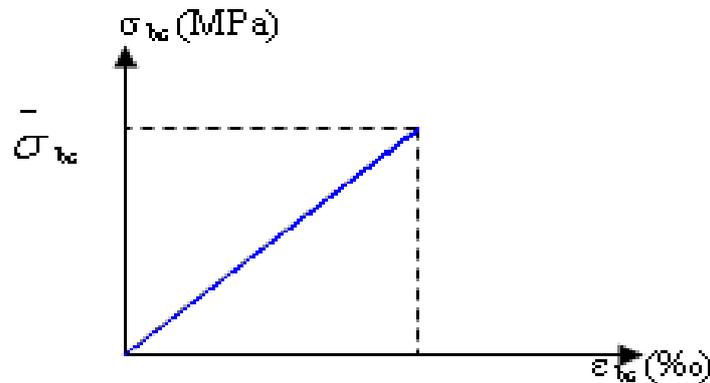


Figure I.3: Diagramme contrainte déformation du béton (E.L.S)

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

I.3.5 Contrainte admissible de cisaillement:

$\tau_u = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}) \rightarrow$ fissuration peu préjudiciable

$\tau_u = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{MPa}) \rightarrow$ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime « Tu ».

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} b : \text{largeur de la pièce} \\ d : \text{hauteur de la pièce} \end{cases}$$

I.3.6 Module de déformation longitudinal du béton :

a- Module de déformation instantanée :

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 : (**C.B.A 93 Art A.2.1.2.1**).

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj}^{1/3}) \quad \text{avec} \quad E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

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 est donné par la formule :

$$E_{vj} = \begin{cases} 3700(f_{cj}^{1/3}) \rightarrow \text{si } 28 \leq 60 \text{ MPa} \\ 4400(f_{cj}^{1/3}) \rightarrow \text{si } 28 \leq 60 \text{ MPa, sans fume de silice} \\ 6100 f_{cj} \rightarrow \text{si } 28 \leq 60 \text{ MPa, avec fume de silice} \end{cases}$$

c- Module de déformation transversale :

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

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

$$\nu \text{ Pris égal à } \rightarrow \begin{cases} 0,2 \text{ pour l'ELS (béton non fissure)} \\ 0,02 \text{ pour l'ELS (béton fissure)} \end{cases}$$

➤ **Acier:**

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces, leurs rôle est de résisté à l'effort de traction; de cisaillement et de torsion.

Dont le pratique on utilise les nuances d'acier suivante :

- * Acier naturel FeE 215, FeE 235
- * Acier a haute adhérence FeE 400, FeE 500
- * Treillis à soudés de maille $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\emptyset = 5$ de dimension

- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$

I.3.7 Diagramme déformation-contrainte de calcul $\sigma = f(\epsilon \%)$:

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

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

Pour notre cas on utilise des aciers FeE 400

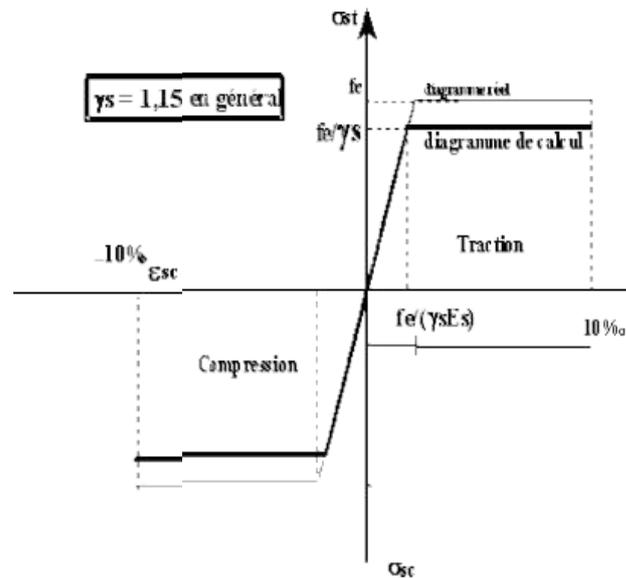


Figure I.4 : Diagramme déformation- contrainte.
(CBA 93 Art A.2.2.2)

I.3.8 Contrainte limite de traction des armatures:

Fissuration peu préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_s \leq f_e$ pas limitation.

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

Fissuration très préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$.

η : Coefficient de fissuration $\rightarrow \begin{cases} \eta=1 \text{ pour les rondes lisses (RL).} \\ \eta=1,6 \text{ pour les hautes adhérences, avec } \varnothing \geq 6\text{mm (HA)} \end{cases}$

- 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.4 Les Etats Limites:

Suivant les règles B.A.E.L on distingue deux états limites de calcul :

- Etats limite ultime de résistance ELU
- Etats limite de service ELS.

I.4.1 ELU :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algériens **R.P.A 99 V2003** on doit par ailleurs vérifier que l'E.LU n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.4.2 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 a: $\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰ en flexion composé} \\ \varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰ en flexion simple} \end{array} \right.$
- L'allongement de l'acier est limité a: $\varepsilon = 10 \text{ ‰}$
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
 - ❖ Le béton en compression.
 - ❖ L'acier en traction et en compression.

I.4.3 Règle des trois pivots:(C.B.A 93 Art A.4.3.3) :

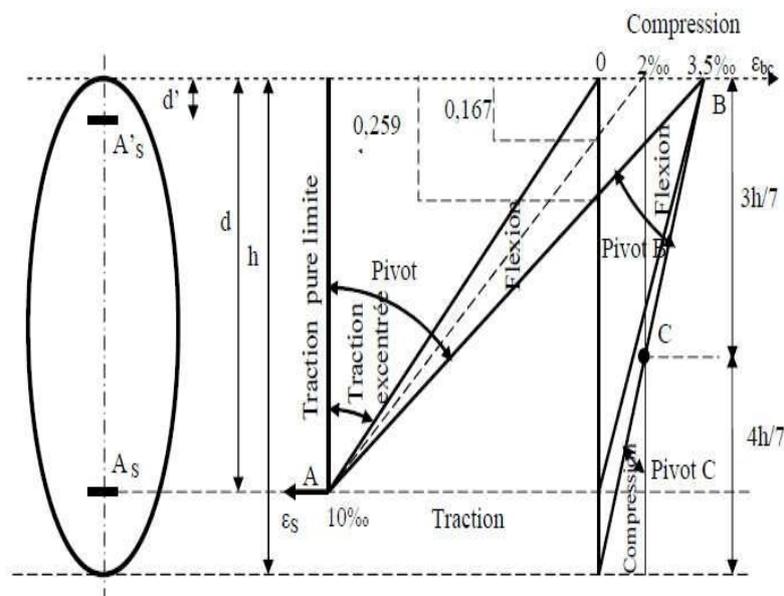


Figure I.5 : Diagramme des déformations limite de la section.

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 = 10 ‰ .

➤ **Pivot B:**

Raccourcissement du béton comprimé; = 3, 5 ‰; Flexion simple ou composé

Acier tendue: = 10 ‰.

Béton partiellement comprimé.

➤ **Pivot C:**

Raccourcissement du béton comprimé

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

✓ **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.4.4 ELS:

Ce principe consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réel et sollicitation résistante calculé sans dépassée la contrainte limite.

- Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- IL n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations $\sigma_{bc} = \varepsilon_b \cdot E_b$; $\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s$

- Par convention (η) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton. $\eta = e_s / e_b = 15$ « coefficient d'équivalence ».

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

- **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$$

- **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

- **Etat limite accidentel :**

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, le **RPA** a prévu les combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G + E \end{cases} ; \text{ avec } \rightarrow \begin{cases} G : \text{ la charge permanente} \\ Q : \text{ charge d'exploitation} \\ E : \text{ effort de séisme} \end{cases}$$

Chapitre 2

Descente des charges et pré dimensionnement

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements **RPA 99 / version 2003 et C.B.A 93**.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales** : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales** : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

II.2 Evaluation des charges et surcharges:

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.2.1 Plancher : plancher terrasse accessible :

Tableau II.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse accessible en corps creux

Désignation	ρ (kg/m ³)	ep(m)	G (Kg/m ²)
1-Protection gravillon	1700	0,05	85
2- Etanchéité multicouche	600	0,05	30
3-Forme de pente	2200	0,1	320
4-Isolation thermique	400	0,04	16
5-Dalle en corps creux	/	/	320
6-Enduit en plâtre	1000	0,02	20
G	7,81 Kg/m ²		
Q	250 Kg/m ²		

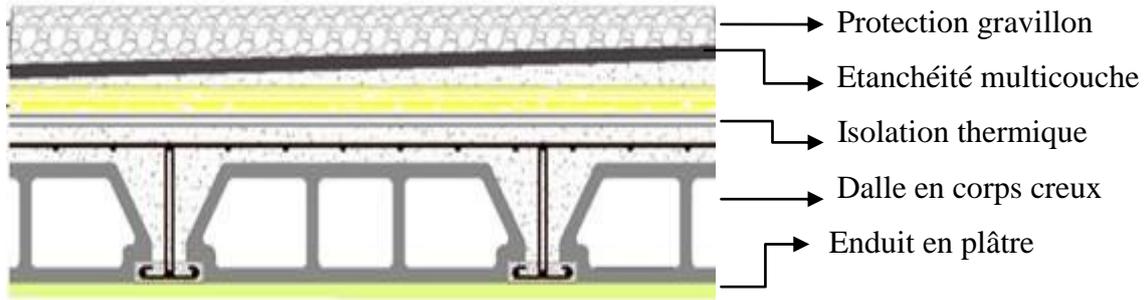


Figure II.1: Composants d'un plancher terrasse en corps creux

Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher terrasse accessible en dalle pleine

Désignation	ρ (kg/m ³)	ep(m)	G (Kg/m ²)
1-Protection gravillon	1700	0,05	85
2-Etanchéité multicouche	600	0,05	30
3-Forme de pente	2200	0,1	320
4-Isolation thermique	400	0,04	16
5- Dalle pleine	2500	0,15	375
6-Enduit en plâtre	1000	0,02	20
G	8,46 Kg/m ²		
Q	250 Kg/m ²		

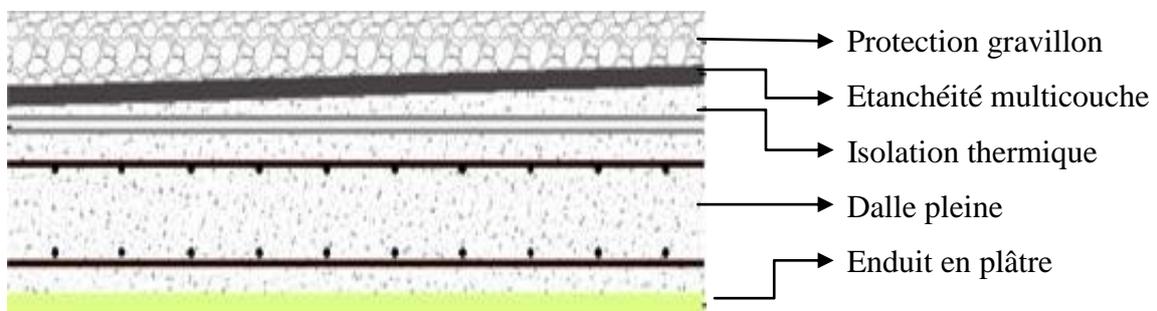


Figure II.2: Composant s'un plancher terrasse en dalle pleine

II.2.2 Plancher étage courant : (usage d'habitation)

Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher à corps creux de niveaux courant

Désignation	ρ (kg/m ³)	ep(m)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2200	0,02	44
2-Mortier de pose	2000	0,03	60
3-Chape de planéité (Faible dosé)	1800	0,03	54
4-Dalle en corps creux	/	/	320
5- Enduit en plâtre	1000	0,02	20
6-Cloison de séparation	1000	0,1	100
G	598 Kg/m²		
Q	150 Kg/m²		

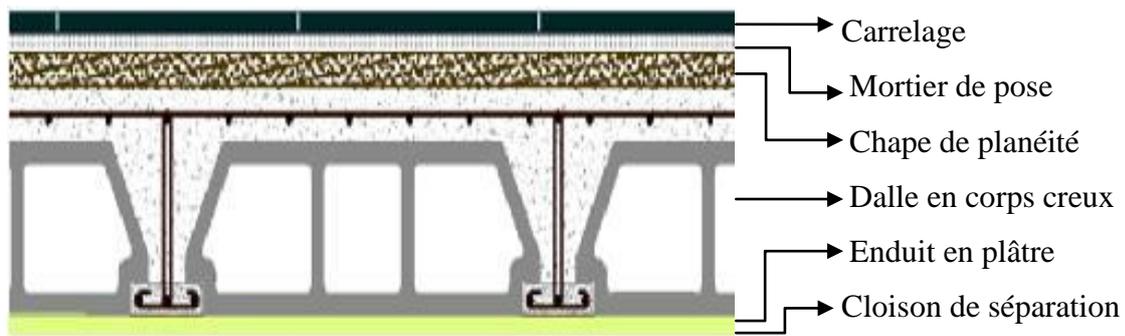


Figure II.3: Composants d'un plancher courant en corps creux

Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher courant en dalle pleine

Désignation	ρ (kg/m ³)	ep(m)	G (Kg/m ²)
1-Revêtement en carrelage	2200	0,02	44
2-Mortier de pose	2000	0,02	40
3-Plancher en dalle pleine	2500	0,15	375
4-Enduit en plâtre	1000	0,02	20
G	479Kg/m ²		
Q	350Kg/m ²		

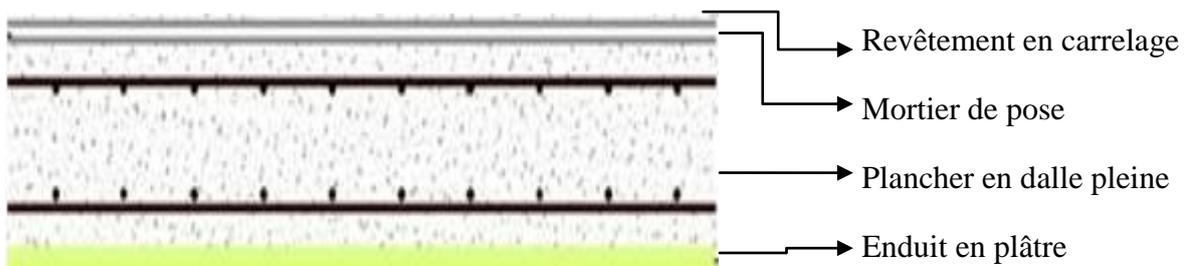


Figure II.4 : Composants d'un plancher courant en dalle pleine

II.2.3 Balcon :

Tableau II.5 : Evaluation des charges d'un balcon

Désignation	ρ (kg/m ³)	ep(m)	G (Kg/m ²)
1-Revêtement en carrelage	2200	0,02	44
2-Mortier de pose	2000	0,02	40
3-dalle pleine	2500	0,15	375
4-Enduit en ciment	1000	0,02	20
G	479 Kg/m ²		
Q	350 Kg/m ²		

Garde- corps :**Tableau II.6 :** Charge permanente de la dalle pleine due au garde-corps

Désignation	ρ (kg/m ³)	ep(m)	G (Kg/m ²)
1-brique creuse	900	0,10	90
2-enduit en ciment	200× 2	0,04	80
G	170 Kg/m ²		
Q	60 Kg/m ²		

II.2.4 Murs :

a) Murs extérieurs :

Tableau II.7 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur

Désignation	ρ (kg/m ³)	ep(m)	G (Kg/m ²)
1-Brique creuse 15	900	0,15	135
2- Brique creuse10	900	0,10	90
3-Mortier de ciment mur extérieure	200	0,02	40
4-Mortier de ciment mur intérieure	200	0,02	40
G	350 Kg/m ²		

b) Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.8 : Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur

Désignation	ρ (kg/m ³)	ep(m)	G (Kg/m ²)
2-Brique creuse 10	900	0,10	90
3-Mortier de ciment mur extérieure	2000	0,02	40
4-Mortier de ciment mur Intérieure	2000	0,02	40
G	170 Kg/m ²		

Remarque :

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

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 :

Tableau II.9 : Evaluation des charges d'exploitation des planchers

Elément	Charge d'exploitation (Kg/m ²)
Plancher terrasse accessible	250
Plancher courant	150
Plancher RDC (commerce)	250
Plancher courant (bureau)	250
Escalier	350
Balcon	350

II.2.5 L'ascenseur :

$$G = 4156 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 232 \text{ Kg/m}^2$$

II.2.6 Acrotère:

Évaluation des charges :

$$S = (0,25 \times 0,05)/2 + (0,25 \times 0,05)/2 + (0,5 \times 0,1)$$

$$S = 0,068 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$P = 0,068 \times 2500 = 170 \text{ Kg/ml}$$

Charge permanente :

$$G = 170 \text{ Kg/ml} = 1,7 \text{ KN/ml}$$

La charge horizontale :

$A = 0,08$ coefficient d'accélération de la zone.

$W_p = 170 \text{ Kg/ml}$ poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8 \text{ KN}$ facteur de la force horizontale

$$F_p = 4 \times 0,08 \times 0,8 \times 170$$

$$F_p = 43,52 \text{ Kg/ml} = 0,435 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 81,6 \text{ Kg/ml}$$

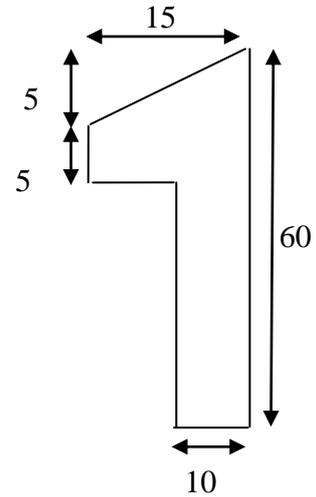


Figure II.5 : L'acrotère

II.2.7 Escaliers :

a) Volée (paillasse):

Tableau II.10: Evaluation des charges de la paillasse

Désignation	ρ (kg/m ³)	ep(m)	G (Kg/m ²)
1-Poids propre/ cos	2500	0,15	431,03
2- Revêtement en carrelage horizontal	2200	0,02	44
3-Revêtement en carrelage vertical	2200	0,02	44
4-Mortier de pose horizontal	2000	0,02	40
5- Mortier de pose vertical	2000	0,02	4
6-Poids propre des marches	2500	0,17/2	212,5
7-Garde propre des marches	/	/	170
G	981,53 Kg/m ²		
Q	250 Kg/m ²		

a) Palier de repos :

Tableau II.11 : Evaluation des charges due palier de repos

Désignation	ρ (kg/m ³)	ep(m)	G (Kg/m ²)
1-Poids propre	2200	0,15	375
2- Revêtement en carrelage horizontal	2200	0,02	44
4-Mortier de pose vertical	2200	0,02	44
5- Enduit en ciment	2000	0,02	40
G	503 Kg/m ²		
Q	250 Kg/m ²		

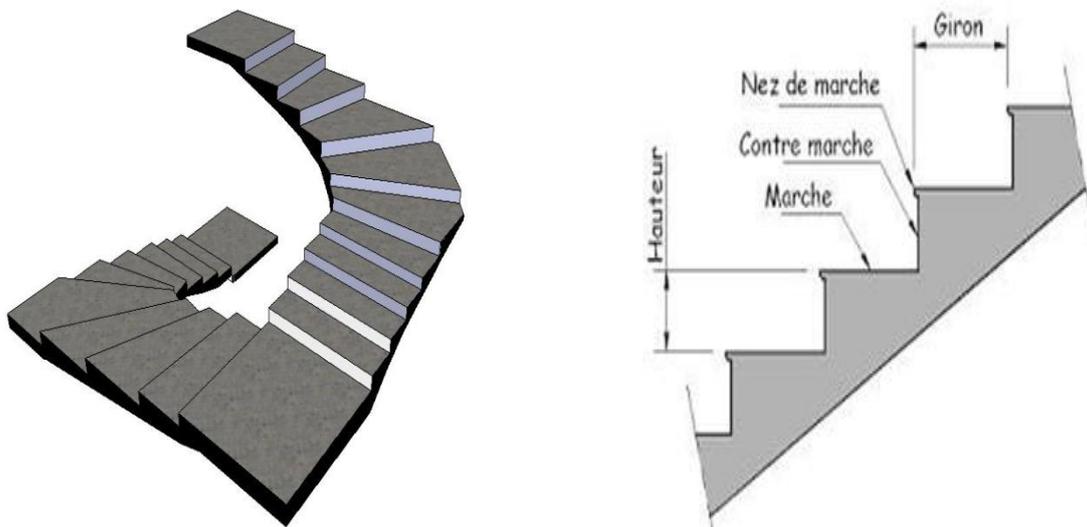


Figure II.6: Les escaliers

II.3 Pré dimensionnement des éléments résistants:

II.3.1 Planchers à corps creux (poutrelles) :

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, système des poutres formant des nervures (poutres principales, poutres es et poutrelles). Les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage élément infiniment Rigide dans le plan de la structure.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

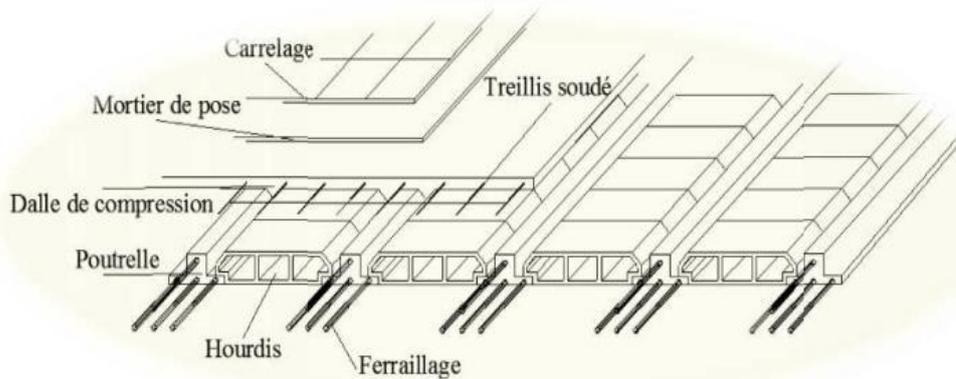


Figure II.7 : plancher a corps creux

$$L/25 \leq h \leq L/20 \quad \left\{ \begin{array}{l} ht : \text{ hauteur de la poutrelles.} \\ L : \text{ la portée entre nus d'appuis de chainage} \end{array} \right.$$

Donc : $5,90/25 \leq ht \leq 5,90/20 \Rightarrow 0,23 \leq ht \leq 0,29$ on prend $ht=0,25\text{m}$

$$h = (20 + 5) \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} 20\text{cm} : \text{ corps creux} \\ 5\text{cm} : \text{ dalle de compression} \end{array} \right.$$

pour raison de pratique le choix se porte sur $b = 65\text{cm}$ cm distance entre axe des putrelles

$$0,30.h \leq b_o \leq 0,40. h \Rightarrow 7,5\text{cm} \leq b_o \leq 10\text{cm}$$

On prend : $b_o = 15\text{cm}$

$$\text{On a : } b = 2.b_1 + b_o$$

$$b_1 = (b - b_o)/2 \quad \text{avec } b = 65\text{cm} \longrightarrow b_1 = (65-12)/ 2=25\text{cm}$$

Recapitulatif :

$$h = 25\text{cm}$$

$$h_o = 5\text{cm}$$

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

$$b_o = 15\text{cm}$$

$$b_1 = 25\text{cm}$$

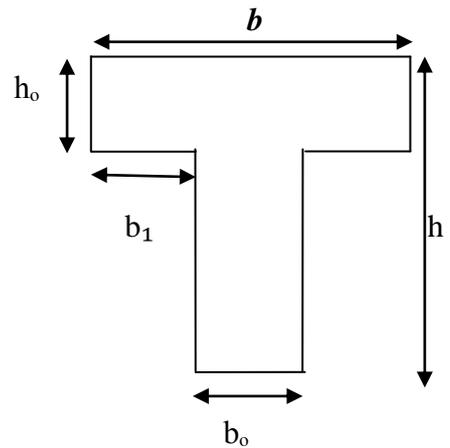


Figure II.8 : Section (s) de poutrelle (s)

II.3.2 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 25 ème de la portée.

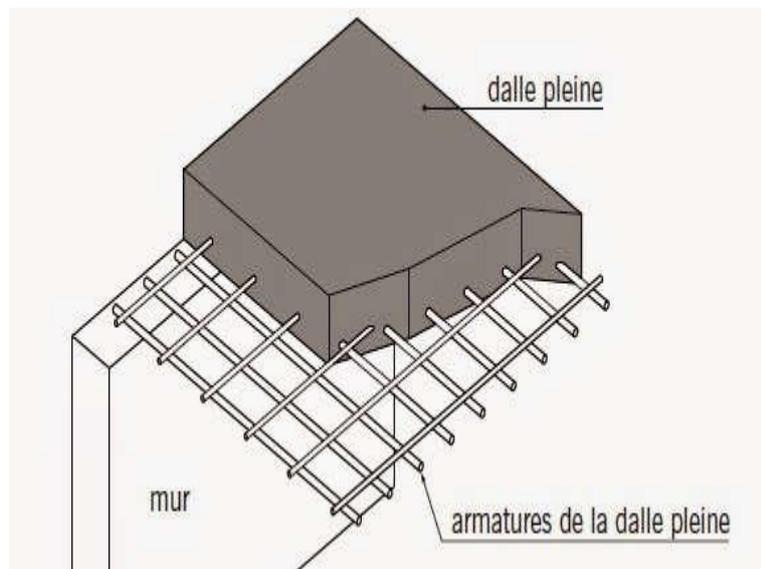


Figure II.9 : Compositions d'une dalle pleine

II.3.3 Pré dimensionnement des poutres :

II.3.3.1 Définition :

Une poutre est un élément horizontal en béton armé, qui transmet les charges aux poteaux elle est largement utilisée dans les ouvrages de génie civil. Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par le **CBA93** et vérifiées par la suite selon le **RPA 99 Version 2003**.

Ces poutres sont sollicitées par des moments fléchissant qui détermineront les armatures longitudinales et des efforts tranchants qui détermineront les armatures transversales, l'effort normal étant négligé.

On a deux types de poutres :

a) Poutres principales :

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux lesquels Ces poutres reposent.

On applique la formule suivant C.B.A 93 : $L/15 \leq h \leq L/10$

$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{distance entre axes et on choisi la plus grande portée} \\ h : \text{hauteur de la poutre} \end{array} \right.$

$$6,31/15 \leq h \leq 6,31/10 \rightarrow 0,42 \leq h \leq 0,63 \longrightarrow \text{on prend : } h = 0,50 \text{ cm}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h \rightarrow 15 \leq b \leq 35 \longrightarrow \text{on prend : } b = 0,35 \text{ cm}$$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

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

$$h \geq 30 \rightarrow 50 > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$b \geq 20 \rightarrow 35 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$h / b \leq 4 \rightarrow 1,42 < 4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

b) Poutres secondaires (chainages):

Ils ont pour rôle d'accroître la résistance, aussi un moyen de liaison en reliant les entre eux pour éviter tout basculement de ce dernier.

D'après les règles de C.B.A 93 on a : $L/15 \leq h \leq L/10$ avec : $L = 5,9\text{m}$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 5,9/15 \leq h \leq 5,9/10 \rightarrow 0,39 \leq h \leq 0,59 \rightarrow \text{on prend : } h = 0,45\text{m}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 15 \leq b \leq 35 \rightarrow \text{on prend: } b = 0,35 \text{ m}$$

Conditions du **R.P.A 99 V2003 (Art 7.5.1)** :

$$h \geq 30 \quad 45 > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$b \geq 20 \quad 35 > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h/b \leq 4 \quad 1,28 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

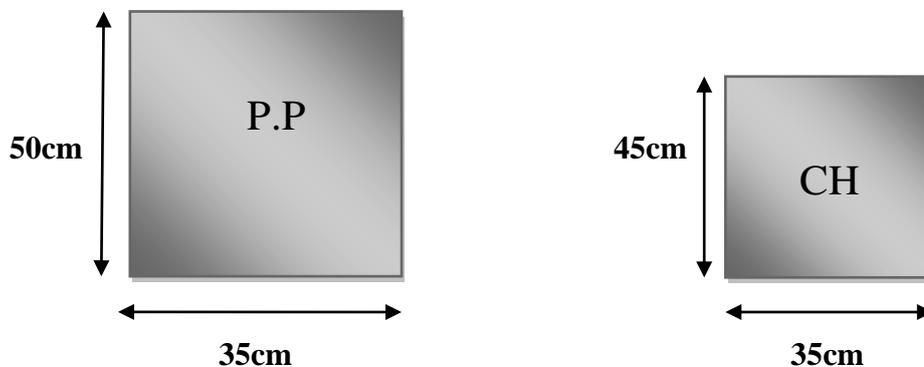
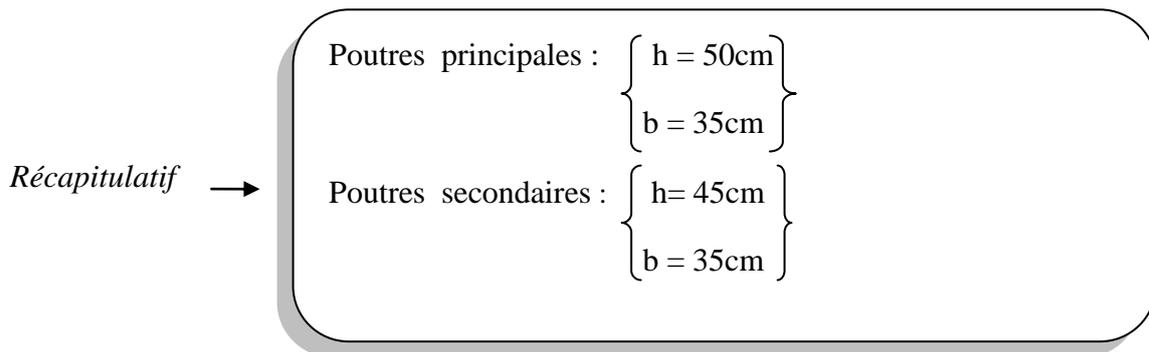


Figure II.10 : les Dimensions des poutres principales et secondaires.

II.3.4 Pré dimensionnement des poteaux :

II.3.4.1 Introduction :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles **CBA93 et RPA99 version 2003.**

- Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.
- La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas.
- La surface afférente est donnée par : $S = 5,5 \times 5,70 = 31,35 \text{ m}^2$

L : longueur du plancher (L= 11m) $\rightarrow \frac{L}{2} = 5,5\text{m}$

l : largeur du plancher (l=11,40 m) $\rightarrow \frac{l}{2} = 5,70\text{m}$

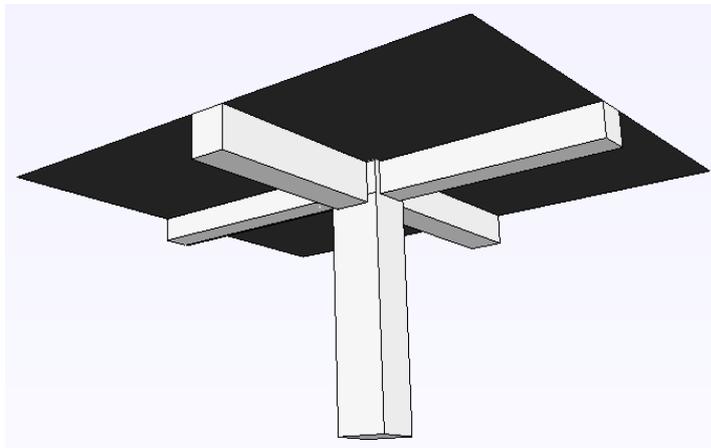


Figure II.11: Représentation du poteau le plus sollicité

- POTEAU SOUS - SOL :Formule donné : $Nu = Pu \times S \times n$

Nu: Charge verticale à l'E.L.U

Pu : charge du plancher $Pu=5Kn/m^2$

S: Surface supporté par le poteau le plus sollicités

$$S = (5,9/2 + 5,5/2) + (6/2 + 5/2) = 31,35 \text{ m}^2$$

n: Nombre de niveaux $\rightarrow \text{nbr} = 16$

$$\Rightarrow Nu = 5 \times 31,35 \times 16 = 2509t = 25,09MN$$

Section réduite :

$$Br = \frac{\beta \cdot Nu}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \cdot f_e}{100 \cdot \gamma_s}}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui prend les valeurs:

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{si : } \lambda \leq 35$$

$$\beta = 0,85 \cdot \lambda \cdot \frac{2}{1500} \quad \text{si : } 50 < \lambda < 70$$

On se fixe un élanement mécanique « $\lambda=35$ » pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où: $\beta = 1,2$

$$f_e = 400 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec : $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$; $\gamma_b = 1,15$ (cas générale); $\theta = 1 \rightarrow$ (charge > 24h)

$$Br \geq \frac{1,2 \times 25,09}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} \rightarrow Br \geq 1,60 \text{ m}^2$$

On a: $Br \geq (a - 0,02)^2$

$$a \geq \sqrt{Br} + 0,02$$

$$a \geq \sqrt{1,60} + 0,02$$

$$a \geq 1,20 \text{ m}$$

Donc on prend : $a = b = 120 \text{ cm}$ dont un poteau de section $(120 \times 120) \text{ cm}^2$

➤ **vérification des conditions de RPA 99 V 2003 :**

$$\min(a \cdot b) \geq 25 \rightarrow a = 120 \text{ cm} > 25 \quad \text{CV}$$

$$\min(a \cdot b) \geq \frac{he}{20} \rightarrow a = 120 \text{ cm} > \frac{275}{20} = 13,75 \quad \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow 0,25 < \frac{120}{120} = 1 \text{ cm} < 4 \quad \text{CV}$$

➤ **Vérification au flambement :**

• **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{120 \cdot 120^3}{12} = 17280000 \text{ cm}^4$$

• **Rayon de giration i_x, i_y :**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} ; \text{ avec } A = a \cdot b \text{ (section du poteau)}$$

$$A = 14400 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{17280000}{14400}} = 1200 \text{ cm}$$

• **Calcul de l'élanement $\lambda_x = \lambda_y$:**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \rightarrow \text{avec } l_f = 0,7 \cdot l_0 \text{ (cas générale)}$$

$$L = 3 \text{ m} \rightarrow l_f = 2,1 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{21}{1200} = 0,0175$$

Donc on a : $\lambda_x = \lambda_y = 0,0175 < 120 \rightarrow$ condition au flambement vérifiée

Tableau II.12: Récapitulatif des sections des poteaux selon CBA 93

Solon les conditions CBA93								
Niveau	S (cm ²)	Q (t/m ²)	NU (MN)	Br (cm ²)	h (m)	a = b (cm ²)	A choisie (cm ²)	Section (cm ²)
S –sol	3135	5	2509	160	3	120	120x120	120x120
S- sol	3135	5	21,54	140,2	3	120	120x120	120x120
RDC	3137	2,5	1097	70	3,57	90	90x90	90x90
1^{er}	2887	2,5	938	60	2,37	80	80x80	80x80
2eme	3137	2,5	941	56	3,06	75	75x75	75x75
3eme	3137	1,5	517	33	3,06	70	60x60	60x60
4eme	3137	1,5	470	30	3,06	65	60x60	60x60
5eme	3137	1,5	423	28	3,06	60	55x55	55x55
6eme	3137	1,5	376	24	3,06	55	50x50	50x50
7eme	3137	1,5	329	21	3,06	50	50x50	50x50
8eme	3137	1,5	282	18	3,06	50	45x45	45x45
9eme	3137	1,5	235	15	3,06	45	40x40	40x40
10eme	3137	1,5	1,88	12	3,06	45	40x40	40x40
11eme	3137	1,5	1,41	9	3,06	35	35x35	35x35
12eme	3137	1,5	0,94	5,6	3,06	30	30x30	30x30
13eme	3137	1,5	0,47	2	3,06	30	30x30	30x30

II.3.5 Les voiles :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \quad L : \text{longueur du voile} \\ a \geq h_e / 20 \quad a : \text{épaisseur du voile} \end{array} \right.$$

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15 cm ; de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités présentes comme suit :

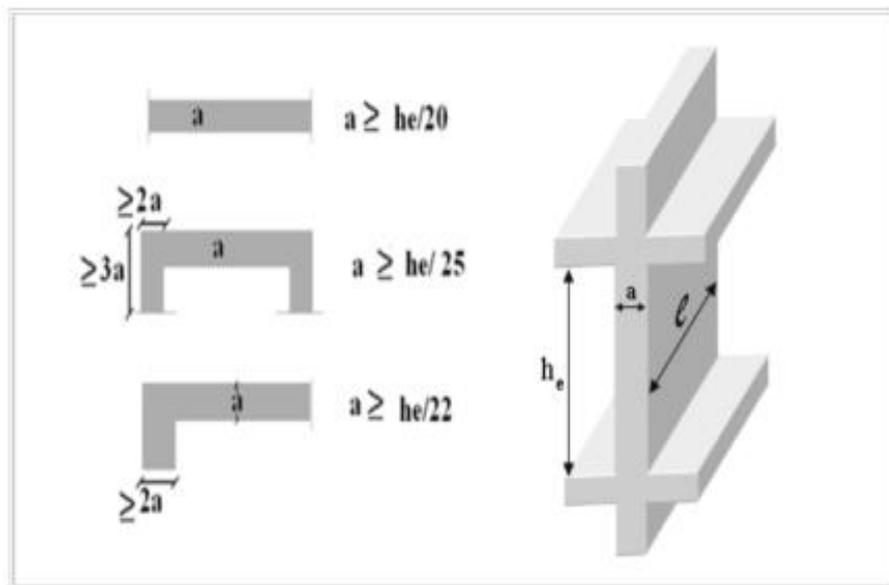


Figure II.12: Section réduite du voile

II.3.6 Pré dimensionnement des voiles :

II.3.6.1 types des voiles :

- voile 1 :

Suivant le sens porteur poutre principale

$$\text{On a: } \begin{cases} \text{he} = 2,5\text{m} \rightarrow a \geq \frac{2,5}{20} = 0,125\text{m} \rightarrow \text{pour le sous - sol} \\ \text{he} = 3,07\text{m} \rightarrow a \geq \frac{3,07}{20} = 0,153\text{m} \rightarrow \text{pour les étages et RDC} \end{cases}$$

- voile 2:

Suivant le sens porteur poutre secondaire

$$\text{On a: } \begin{cases} \text{he} = 2,7 \text{ m} \rightarrow a \geq \frac{2,7}{20} = 0,13 \text{ m} \rightarrow \text{pour le sous - sol} \\ \text{he} = 3,27\text{m} \rightarrow a \geq \frac{3,27}{20} = 0,163 \text{ m} \rightarrow \text{pour les étages et RDC} \end{cases}$$

On adopte $a = 15\text{cm}$

Chapitre 3

Etude des planchers

III.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III.2 Etude du Plancher à corps creux :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

- Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux. Ils sont infiniment rigides dans leurs plans.
- Celle d'isolation thermique et acoustique : Le calcul d'un plancher se résume au Calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

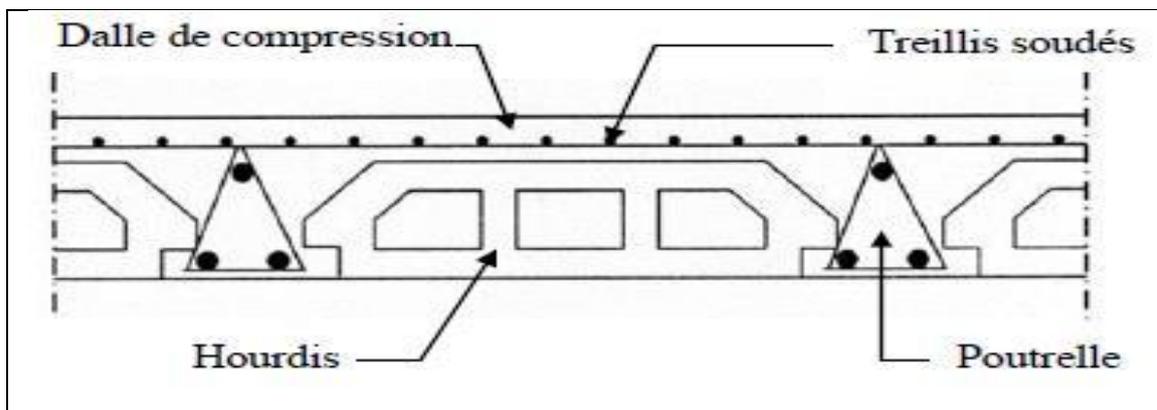


Figure III.1 : Coupe transversale du plancher

III.2.1 Vérification des conditions :

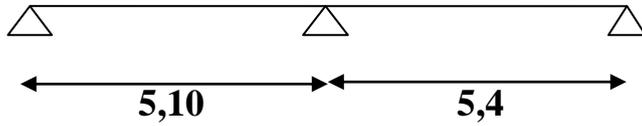
D'après le CBA 93 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

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

III.2.2 Types des poutrelles :

- Terrasse accessible (étage courant) :

Type 2 :

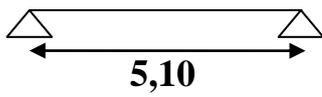


Type 5 :

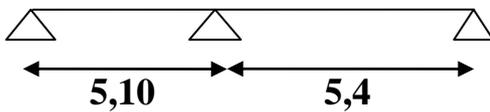


- RDC :

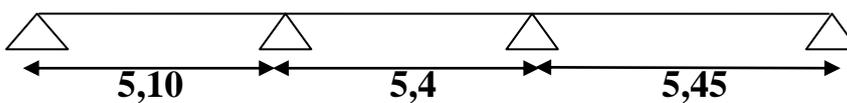
Type 1 :



Type2 :

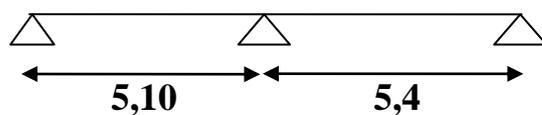


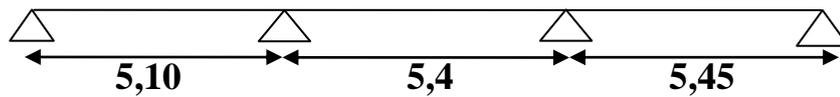
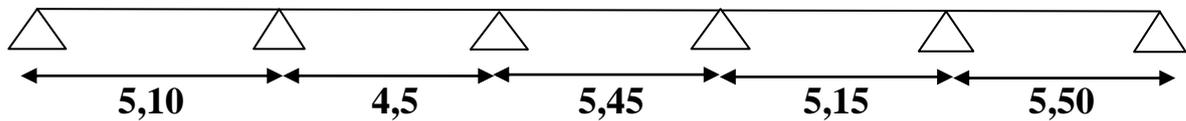
Type 3 :



- Sous-sol :

Type2 :



Type 3 :**Type 5 :****Figure III.2:** Les types des poutrelles**III.2.3 Les charges des poutrelles :****Tableau III.1 :** Evaluation des charges sur les poutrelles

Niveau	G Kg/m ²	Q Kg/m ²	B (m)	Combinaison	
				$q_u=(1.35G+1.5Q).b$	$q_s=(G+Q).b$
Terrasse accessible	7,81	2,5	0,65	9,29	7,70
Etage courant	5,98	1,5	0,65	6,70	4,66
Administration	5,98	2,5	0,65	7,68	5,52
Etage commercial	5,98	5	0,65	10,12	7,137

III.2.4 Calcul des sollicitations des poutrelles :

Dans notre projet, on à 5 types de poutrelles, on prend la poutrelle «Type2» comme un exemple de calcul, les autres types seront calculés par le logiciel SAP 2000

a) Méthode de calcul :

Pour le calcul de ce type de poutrelle, on utilise la méthode forfaitaire dans le cas où Elle est applicable.

b) Condition d'application de la méthode forfaitaire :

➤ Hyp1 : les charges d'exploitation Q sont modérées :

$$Q \leq \text{Min}(2G, 5 \text{ KN/m}^2) \text{ avec } G = \text{charge permanentes}$$

➤ Hyp2 : la fissuration est peu préjudiciable.

➤ Hyp3 : les moments d'inertie des sections sont constants dans les différentes travées en continuité.

➤ Hyp4 : le rapport entre les portées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 < 1,02 < 1,25 \quad \text{C.V}$$

$$0,8 < 1,08 < 1,25 \quad \text{C.V}$$

c) Rappel sur la méthode forfaitaire:

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad , \quad M_o = \frac{ql^2}{8}$$

- Les moments en appuis : cas deux travées :

$$M_{\text{app}} = -0,2M_o \rightarrow \text{Appui de rive}$$

$$M_{\text{app}} = -0,6M_o \rightarrow \text{Appui intermédiaire}$$

- Les moments an travées :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max}[(1 + 0,3\alpha) \cdot M_o ; 1,05M_o]$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \cdot M_o \text{ cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \cdot M_o \text{ cas d'une travée de rive}$$

- Les efforts tranchants :

$$V_w = -2 \cdot \frac{M_w + M_t}{a} \quad ; \quad V_e = -2 \cdot \frac{M_e + M_t}{b}$$

Avec :

$$a = L \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \quad ; \quad b = L \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}}$$

d) Application de la méthode:

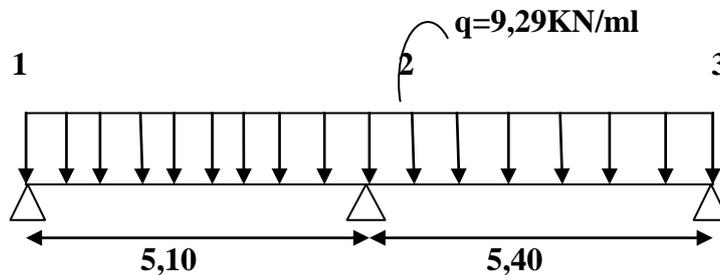


Figure III.3: la poutrelle type 2 de la terrasse accessible.

• Détermination des sollicitations à l'ELU :

- Pour terrasse accessible:

$$q_u = 9,29 \text{ kN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2,5}{2,5+7,03} = 0,26$$

$$M_o (1-2) = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{9,29 \cdot (5,1)^2}{8} = 30,21 \text{ kN/m}^2$$

$$M_o (2-3) = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{9,29 \cdot (5,4)^2}{8} = 33,86 \text{ kN/m}^2$$

- les moments en appuis :

$$M_1 = -0,2 \cdot M_o (1-2) = -0,2 \cdot 30,21 = -6,04 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = -0,6 \cdot M_o (1-2) = -0,6 \cdot 30,21 = -18,126 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = -0,2 \cdot M_o (2-3) = -0,2 \cdot 33,86 = -6,77 \text{ kN.m}$$

- Les moments en travées :

Travée 1-2 :

$$M_{t(1-2)} \geq \frac{1+(0,3,0,26)}{2} \cdot 30,21 = 16,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} \geq (1,2 + 0,3,0,24) - \frac{6,04+18,12}{2} = 10,80 \text{ KN.m}$$

Donc $M_t = 16,91 \text{ KN.m}$

Travée 2-3 :

$$M_{t(2-3)} \geq \frac{1+(0,3,0,26)}{2} \cdot 33,86 = 18,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} \geq (1,2 + 0,3,0,26) - \frac{18,12+20,30}{2} = 19,72 \text{ KN.m}$$

Donc $M_t = 19,72 \text{ KN.m}$ **• Détermination des sollicitations à l'ELS :**

$$q_{ser} = 7,7 \text{ KN/m}$$

$$M_o(1-2) = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{7,7 \cdot (5,1)^2}{8} = 25,03 \text{ KN/m}^2$$

$$M_o(2-3) = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{9,29 \cdot (5,4)^2}{8} = 28,06 \text{ KN/m}^2$$

- Les moments en appuis :

$$M_1 = -0,2 \cdot M_o(1-2) = -0,2 \cdot 25,03 = -5,01 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -0,6 \cdot M_o(1-2) = -0,6 \cdot 25,03 = -15,01 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -0,2 \cdot M_o(2-3) = -0,2 \cdot 28,06 = -5,61 \text{ KN.m}$$

- Les moments en travées :

Travée 1-2 :

$$M_{t(1-2)} \geq \frac{1+(0,3,0,26)}{2} \cdot 25,05 = 13,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} \geq (1,2 + 0,3,0,24) - \frac{4,024+12,07}{2} = 8,78 \text{ KN.m}$$

Donc $M_t = 13,4 \text{ KN.m}$

Travée 2-3 :

$$M_t (2-3) \geq \frac{1+(0,3 \cdot 0,26)}{2} \cdot 28,06 = 15,04 \text{ KN.m}$$

$$M_t (2-3) \geq (1,2 + 0,3 \cdot 0,26) - \frac{5,61+15,03}{2} = 9,03 \text{ KN.m}$$

Donc $M_t = 15,04 \text{ KN.m}$

- Les efforts tranchants :

Travée 1-2 :

$$a = L \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = 5,10 \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{6,04 + 19,21}{18,126 + 19,21}}} = 2,80 \text{ m}$$

$$b = L \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} = 5,10 \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{18,126 + 19,21}{6,04 + 19,21}}} = 2,31 \text{ m}$$

$$V_w = (-2) \cdot \frac{M_w + M_t}{a} = (-2) \cdot \frac{18,126 + 19,21}{2,8} = -26,66 \text{ KN}$$

$$V_e = (-2) \cdot \frac{M_e + M_t}{b} = (-2) \cdot \frac{6,04 + 19,21}{2,31} = -21,86 \text{ KN}$$

Travée 2-3 :

$$a = L \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = 5,4 \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{18,126 + 10,08}{20,3 + 10,08}}} = 2,75 \text{ m}$$

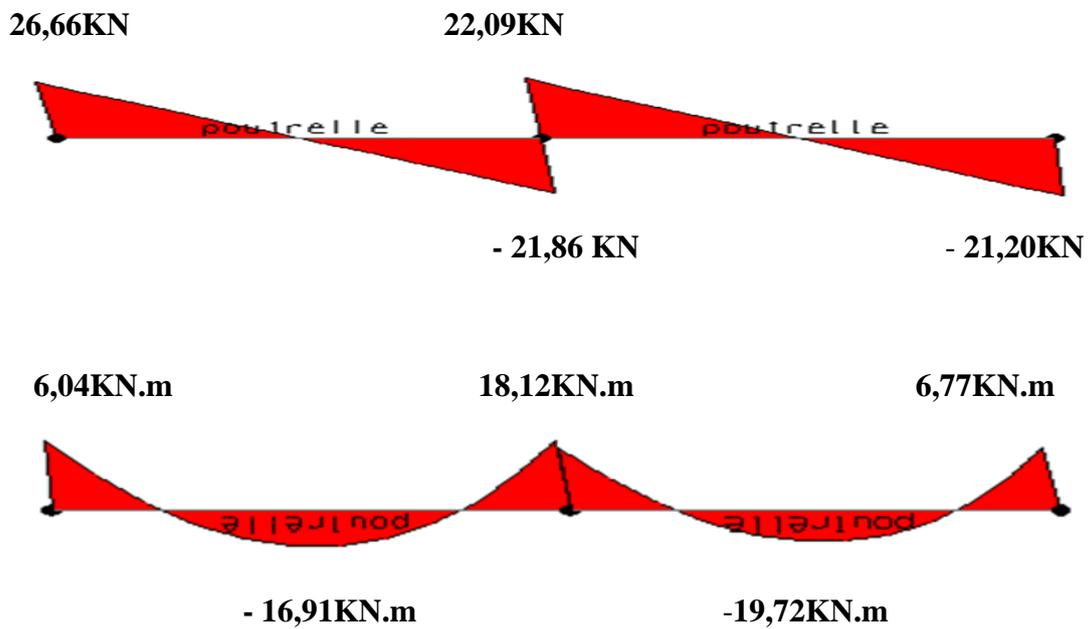
$$b = L \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} = 5,4 \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{20,3 + 10,08}{18,126 + 10,08}}} = 2,66 \text{ m}$$

$$V_w = (-2) \cdot \frac{M_w + M_t}{a} = -22,09 \text{ KN}$$

$$V_e = (-2) \cdot \frac{M_e + M_t}{b} = (-2) \cdot \frac{18,126 + 10,08}{2,66} = -21,20 \text{ KN}$$

Représentation graphique :

ELU :



ELS:

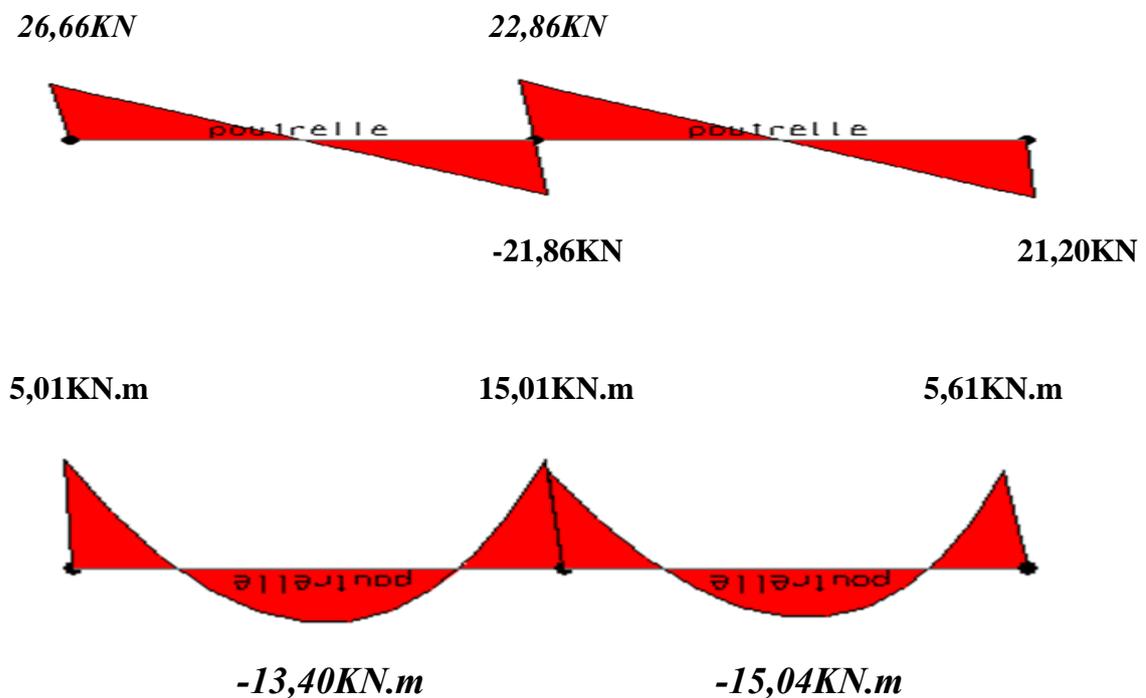


Figure III.4: Diagramme des moments et l'effort tranchant des poutrelles type 2 (*Terrasse accessible*)

RQ : les résultats suivants sont obtenus par le SAP2000

Tableau III.2: Récapitulatif des sollicitations à L'ELU /ELS

Etage	Type	Moments fléchissant KN.m				Efforts tranchant KN.m	
		En appui		En travée		ELU	ELS
		ELU	ELS	ELU	ELS		
Terrasse accessible	Type2	23,49	15,60	11,42	7,61	18,52	24,24
	Type5	13,31	11,88	7,66	9,63	13,66	12,27
Etage courant	Type2	18,83	12,21	9,34	6,57	20,63	20,91
	Type5	12,63	9,20	6,31	4,6	9,35	12,84
1 ^{er} étage +étage mezzanine +RDC	Type1	25,40	18,42	12,38	8,98	21,47	29,61
	Type2	21,20	15,26	10,34	7,44	16,74	23,26
	Type3	21,59	15,55	10,59	6,77	16,9	23,48
	Type4	19,28	19,58	9,40	5,02	15,97	22,18
	Type5	25,12	10,60	6,96	5,02	10,12	14,25
Sous-sol	Type2	25,12	19,22	13,23	9,37	21,68	30,15
	Type3	25,83	19,58	13,48	9,56	21,56	30,43
	Type5	17,58	12,45	8,76	6,28	12,66	17,50
M max		25,83	19,58	13,48	9,56	21,56	30,15

III.2.5 Ferrailage des poutrelles :

Poutrelle (terrasse accessible) :

a) Armatures longitudinales :

- ELU

- En travée:

$$M_{\max} = 13,48 \text{ KN.m} = 13,48 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Avec : $b = 0,65 \text{ m}$; $h = 0,25 \text{ m}$; $h_0 = 0,05 \text{ m}$

$d = 0,9 \cdot h = 0,225 \text{ m}$; $f_{c28} = 14,17 \text{ MPa}$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \cdot 0,05 \cdot \left(0,225 - \frac{0,05}{2} \right) = 0,0921 \text{ MN.m} \rightarrow \text{moment de référence}$$

$M_{\max} < M_r$ l'axe neutre se trouve dans la table donc le calcul du ferrailage se fait comme une section Rectangulaire (65 × 25) cm

$$\mu = \frac{13,48 \cdot 10^{-3}}{0,65 \cdot (0,225)^2 \cdot 14,17} = 0,0289 < 0,186 \quad \text{pivot A}$$

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2(0,0289)}) = 0,075 \\ \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4(0,075) = 0,97 \end{cases}$$

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

$$A_{st} = \frac{13,48 \cdot 10^{-3}}{0,97 \cdot 0,225 \cdot 348} = 1,77 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

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

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

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 65 \cdot 22,5$$

$$A_{st} \geq 1,76 \text{ cm}^2 \rightarrow 2,26 \text{ cm}^2 > 1,76 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

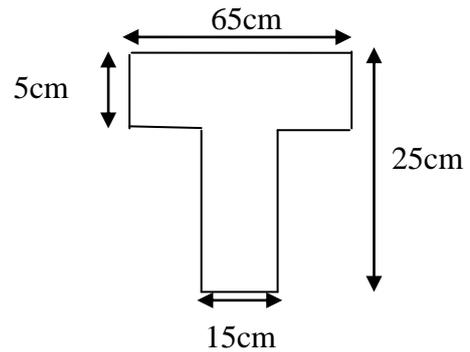


Figure III.5: section de la poutrelle

- **En appui :**

$$M_{\max} = 25,83 \text{KN.m} = 25,83 \cdot 10^{-3} \text{MN.m}$$

$$\text{Avec : } b_0 = 0,15 \text{ m ; } h = 0,25 \text{ m ; } h_g = 0,05 \text{ m ; } d = 0,9 \cdot h = 0,225 \text{ m ; } f_{c28} = 14,17 \text{ MPa}$$

$M_{\max} = 25,83 \cdot 10^{-3} \text{MN.m} < M_t = 0,0921 \text{MN.m}$ donc, l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait avec une section rectangulaire de dimension $(15 \times 25) \text{cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{25,83 \cdot 10^{-3}}{0,15 \cdot (0,225)^2 \cdot 14,17} = 0,123 < 0,186 \quad \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2(0,123)}) = 0,175$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4(0,175) = 0,93$$

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

$$A_{st} = \frac{25,83 \cdot 10^{-3}}{0,93 \cdot 0,225 \cdot 348} = 3,53 \text{cm}^2$$

Choix : **$A_{st} = 1\text{T14} + 1\text{T16}$** de section **$3,55 \text{cm}^2$**

• **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 65 \cdot 22,5$$

$$A_{st} \geq 1,76 \text{cm}^2 \rightarrow 3,55 \text{cm}^2 > 1,76 \text{cm}^2$$

• **ELS :**

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

- **En travée :**

$$M_u = 13,48 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 9,56 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \implies \gamma = 1,41$$

$$\alpha \leq \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100} \implies \alpha = 0,45$$

- **En appui :**

$$M_u = 25,83 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 19,58 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \implies \gamma = 1,31$$

$$\alpha_{\text{appui}} \leq \frac{1,31-1}{2} + \frac{25}{100} \implies \alpha_{\text{appui}} = 0,4$$

b) Armature transversale :

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_u = 21,68 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{21,68 \cdot 10^{-3}}{0,15 \cdot 0,225} = 0,64 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{\text{min}} ; \frac{b_0}{10} \right) \implies \phi t = \min \left(\frac{25}{35} ; 10 \text{ mm} ; \frac{15}{10} \right)$$

$$\phi t = \min (7,1 ; 10 \text{ mm} ; 1,5)$$

$$\phi t = 8 \text{ mm}$$

• **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset \text{ min}; 30\text{cm}\right)$$

$$St \leq \min(6,25; 9,6; 30\text{cm})$$

On adopte: $St = 7\text{cm}$

- **Zone courante:**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12,5\text{cm}$$

On adopte : $St = 12\text{cm}$

• **Condition de non fragilité :**

D'après **CBA Article 5.1.2.2 :**

L'adhérence des armatures transversales est : $f_e = 215 \text{ MPa}$

$$\frac{At \cdot f_e}{b \cdot St} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{1,01 \cdot 215}{15 \cdot 12} = 1,2 \geq \frac{0,64}{2} = 0,4 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

a) ELS :

$M_{ts} = 28,50 \text{ KN.m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 0,65\text{m}$; $h = 0,25\text{m}$; $h_0 = 0,05\text{m}$

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

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

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

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

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

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

$$D = \frac{15}{65} \cdot (2,26 + 0) = 0,52 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{65} \cdot (2,26 \cdot 22,5 + 0) = 23,46 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,52 + \sqrt{0,52^2 + 23,46} = 4,35 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65}{3} \cdot (4,35)^3 + 15(2,26) \cdot (22,5 - 4,35)^2 + 0 = 12950,86 \text{ cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$ avec $M_{ser} = 13,48 \text{ kN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{13,48 \cdot 10^2}{12950,86} \cdot 4,35 = 0,45 \text{ kN/cm}^2 = 4,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

C.V

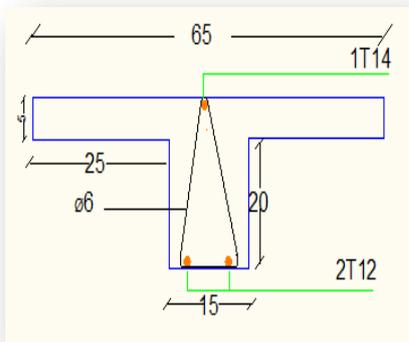


Figure III.6 : Ferrailage des poutrelles

en travée

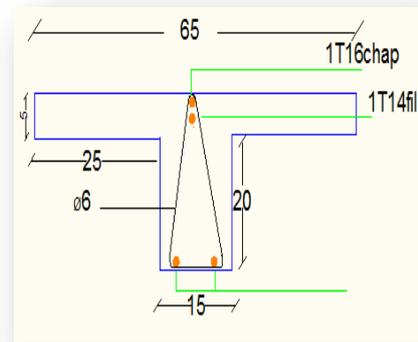


Figure III.7 : Ferrailage des poutrelles

en appui

III.2.6 Ferrailage de dalle de compression :

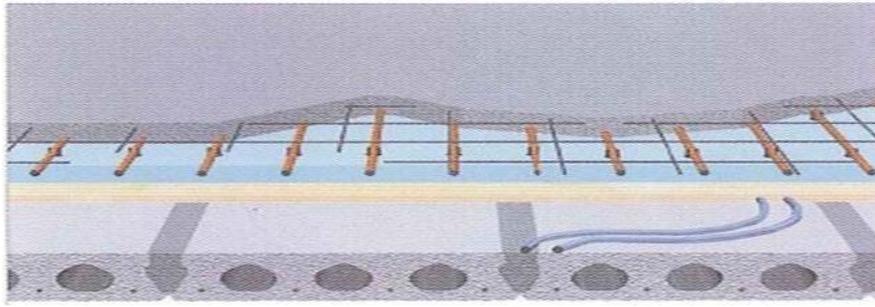


Figure III.8: la dalle de compression

D'après le **CBA 93**, le ferrailage de la dalle de compression d'épaisseur de **5 cm** doit se faire par un quadrillage dans laquelle les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$Si : \quad 50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \quad A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{Avec : } (L_1 \text{ en cm})$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

$$A_1 = \frac{A_2}{2}$$

$f_e = 520 \text{ MPa}$; quadrillage de T.S.TIE 520

On a: $L_1 = 65 \text{ cm}$

$$A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \rightarrow A_2 = \frac{0,5}{2} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : 5Ø6 de diamètre $1,41 \text{ cm}^2$

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Donc pour la dalle de compression on adopte un treillis soudés Ø6 donc la dimension des mailles est égal à 20cm suivant les deux sens.

III.3 Etude du plancher dalle pleine :

III.3.1 Pré dimension de la dalle pleine :

Tableau III.3 : pré dimension de la dalle pleine

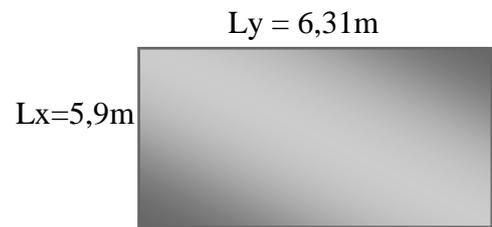
Désignation	ρ (kg/m ³)	ep(m)	G (Kg/m ²)
1-Dalle en B.A	2500	0,20	500
2-Chape en B.A	2500	0,06	125
3-Enduit en ciment	1800	0,02	36
G	611 Kg/m ²		
Q	250 Kg/m ²		

III.3.2 Calcul des moments :(sous-sol)

✓ Dalle portant dans 2 sens :

$$0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1 \rightarrow 0,4 < \frac{5,9}{6,31} < 1$$

$$\rightarrow 0,4 < 0,93 < 1 \quad \text{C.V}$$



$$L_x = 5,9\text{m} < L_y = 6,31\text{m}$$

- Conditions de flèches :

$$h \geq \frac{L_x}{40} \rightarrow h \geq \frac{5,9}{40} = 0,147 \text{ m}$$

Avec $h_{\min} = 15\text{cm}$

On prend $h = 20\text{cm}$

- Les moments dus aux charges réparties :

✓ **ELU :**

$$M_x = \mu_x \cdot \rho \cdot L^2 x$$

$$\mu_x = 0,0428$$

$$P_{Elu} : 1,35G + 1,5 Q = 1,35(6,11) + 1,5(2,5) = 11,99 \text{KN/m}^2$$

$$M_x = 0,0428 \cdot 11,99 \cdot 5,9^2 = 17,86 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\mu_y = 0,8450$$

$$M_y = 0,8450 \cdot 17,86 = 15,09 \text{KN.m}$$

✓ **ELS :**

$$M_x = \mu_x \cdot \rho \cdot L^2 x \quad ; \quad \mu_x = 0,0500$$

$$M_x = 0,0500 \cdot 8,61 \cdot 5,9^2 = 14,48 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \quad ; \quad \mu_y = 0,8939$$

$$M_y = 0,8939 \cdot 14,98 = 13,39 \text{KN.m}$$

- Le moment total appliqué sur la dalle :

❖ pour M_x :

✓ **ELU :**

$$M_t = 0,8 \cdot M_x \quad \text{avec } M_x = 17,86 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,8 \cdot 17,86 = 14,288 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_x$$

$$M_a = 0,3 \cdot 17,86 = 5,358 \text{KN.m}$$

- Condition de BEAL :

$$M_d = 0,5 \cdot M_x$$

$$M_d = 8,93 \text{KN.m}$$

$$M_g = 0,3 \cdot M_x$$

$$M_g = 5,358 \text{KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} = 21,431 \text{ KN.m} < 1,25.M_x = 22,325 \text{ KN.m} \quad \text{C.N.V}$$

$$M_t = 0,85.M_x = 15,18 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} = 22,325 \text{ KN.m} = 1,25.M_x = 22,325 \text{ KN.m} \quad \text{C.N.V}$$

$$M_t = 0,9.M_x = 16,074 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} = 23,248 \text{ KN.m} > 1,25.M_x = 22,325 \text{ KN.m} \quad \text{C.V}$$

✓ **ELS :**

$$M_t = 0,8.M_x \quad \text{avec } M_x = 14,98 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8.14,98 = 11,98 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3.M_x$$

$$M_a = 0,3.14,98 = 4,494 \text{ KN.m}$$

➤ **Condition de CBA 93 :**

$$M_d = 0,5.M_x$$

$$M_d = 0,5.14,98 = 7,49 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,3.M_x$$

$$M_g = 0,3.14,98 = 4,494 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} = 17,97 \text{ KN.m} < 1,25.M_x = 18,725 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85.M_x = 12,733 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} = 18,725 \text{ KN.m} = 1,25.M_x = 18,725 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,9.M_x = 13,482 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} = 19,474 \text{ KN.m}$$

III.3.3 Calcul de ferrailage :

On adoptera le même ferrailage suivant les deux directions

$$M_{\text{travée}} = 14,288 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 5,358 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{14,288 \cdot 10^{-3}}{0,65 \cdot 0,225^2 \cdot 14,17} = 0,0306 < 0,186 \quad \text{pivot A}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0306)}) = 0,05$$

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

$$\beta = 1 - 0,4 (0,05) = 0,98$$

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

$$A_s = \frac{14,288 \cdot 10^{-3}}{0,98 \cdot 0,225 \cdot 348} = 1,86 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot 65 \cdot 22,5 \cdot 2,1}{400} = 1,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $A_s = 7,91 \text{ cm}^2$ soit **7T12**

- **En appuis :**

$$M_{appui} = 5,358 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{5,358 \cdot 10^{-3}}{0,65 \cdot 0,225^2 \cdot 14,17} = 0,0114 < 0,186 \quad \text{pivot A}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0114)}) = 0,025$$

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

$$\beta = 1 - 0,4 (0,025) = 0,9$$

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

$$A_{st} = \frac{5,358 \cdot 10^{-3}}{0,99 \cdot 0,225^2 \cdot 348} = 0,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $A_s = 7,91\text{cm}^2$ soit 7T12

Tableau III.4 : Ferrailage de la dalle

Section	Mu(KN.m)	μ	α	β	As min	As (cm ² /ml)	A adopté/ml
Travée	14,288	0,0306	0,05	0,98	1,76	1,86	7T12= 7,91cm ²
Appui	5,358	0,0114	0,025	0,99	1,76	0,96	7T12= 7,91cm ²

- Vérification a L'ELS :

On doit vérifier la condition suivant :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

• **En travée :**

$$M_u = 14,288\text{KN.m}$$

$$M_s = 11,98\text{KN.m}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} \implies \gamma = 1,192$$

$$\alpha_{\text{travée}} \leq \frac{1,19-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha_{\text{travée}} = 0,345 \quad \text{C.V}$$

• **En appui :**

$$M_u = 5,358\text{KN.m}$$

$$M_s = 4,494\text{KN.m}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} \implies \gamma = 1,192$$

$$\alpha_{\text{appui}} \leq \frac{1,19-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha_{\text{appui}} = 0,345 \quad \text{C.V}$$

III.4 Etude des balcons :

Un balcon ce qui signifié une pièce en hauteur est un élément architectural, consistant en une dalle pleine se dégageant du mur d'un édifice, consolidé dans les poutres.

- Assimilé à une console de portée 1,10 m ; nous caractérisant deux types de dalles pleines :

Type1 : console encastré sur 2 cotés.

Type2 : console encastré sur 3 cotés.

- Le calcul se fait pour une bande de 1 m:

Console soumise à : Son poids propre et la surcharge d'exploitation

➤ Epaisseur de la dalle :

Isolation acoustique : $e \geq 12cm$

$$\frac{L}{35} \leq h \leq \frac{L}{30} \rightarrow \frac{5,10}{35} \leq h \leq \frac{5,10}{30}$$

$$\frac{L}{35} \leq h \leq \frac{L}{30} \rightarrow 0,14 \leq h \leq 0,17cm$$

On prend : $e = 15cm$

Dimensions de la dalle pleine :

Longueur : 5,10 m

Largeur : 1,10 m

Epaisseur : 0,15 m

➤ Schéma statique :

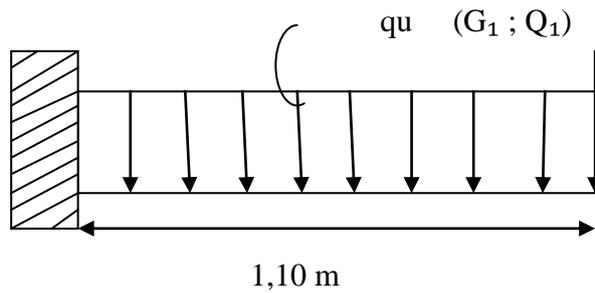


Figure III.9: schéma statique de la dalle pleine

q_u : charge et surcharge pondérées

Q_1 : surcharge exercée sur le garde-corps

G_1 : poids du garde-corps

III.4.1 Combinaison des charges :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1,00 m de largeur

✓ **ELU :**

$$G = 4,79 \text{KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{KN/m}^2 ; G_1 = 1,7 \times 1,2 = 2,04 \text{KN/ml} ; Q_1 = 0,6 \text{KN/m}^2$$

$$\text{- Dalle plein: } q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 \text{ml} = (1,35 \times (4,79) + 1,5 \cdot (3,5)) = 11,71 \text{KN/ml}$$

$$\text{- Garde-corps: } q_{u1} = (1,35 \cdot G_1 + 1,5 \cdot Q_1) \cdot 1 \text{ml} = (1,35 \times (2,04) + 1,5 \times (0,6)) = 3,65 \text{KN/ml}$$

✓ **ELS :**

$$\text{- Dalle pleine : } q_s = G + Q = 4,79 + 3,5 = 8,29 \text{KN/m}$$

$$\text{- Garde-corps : } q_{s1} = G_1 + Q_1 = 2,04 + 0,6 = 2,64 \text{KN/ml}$$

III.4.2 Calcul de ferrailage :

Calcul des moments d'encastrement :

✓ **ELU :**

$$\text{- Dalle pleine : } M_{q_u} = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{11,71 \cdot (1,1)^2}{2} = 7,08 \text{KN.m}$$

$$\text{- Garde- corps : } M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1}l^2}{2} = \frac{3,65 \cdot (1,1)^2}{2} = 2,21 \text{ KN.m}$$

$$M_u = M_{q_u} + M_{q_{u1}}$$

$$M_u = 7,08 + 2,21 = 9,29 \text{ KN.m}$$

✓ **ELS :**

$$\text{- Dalle pleine : } M_{qs} = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = \frac{8,29 \times (1,1)^2}{2} = 5,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{qs_1} = \frac{q_{s^1} \cdot l^2}{2} = \frac{2,64 \times (1,1)^2}{2} = 1,59 \text{ KN.m}$$

$$M_s = M_{qs} + M_{qs_1}$$

$$M_s = 5,02 + 1,59 = 6,61 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des armatures a l'ELU :**

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

$$b = 1 \text{ m} ; h = 0,15 \text{ m} ; d = 0,9 \cdot h = 0,135 \text{ m}$$

$$\text{Moments ultime réduit : } M_u = 9,29 \text{ KN.m} = 9,29 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

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

$$\mu = \frac{9,29 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,135)^2 \cdot 14,17} = 0,0359 < 0,186 \quad \text{pivot A}$$

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2(0,0359)}) = 0,05$$

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

$$\beta = 0,98$$

$$A_{st} = \frac{9,29 \cdot 10^{-3}}{0,98 \cdot 0,135 \cdot 348} = 2,02 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 7\text{T}12$ de section $7,91 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \quad \text{avec } \rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1\text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 100 \cdot 13,5 = 1,63\text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } 7,91\text{ cm}^2 > 1,63\text{ cm}^2$$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,85\text{cm}^2$$

Le choix : $A_r = 7\text{T12}$ de section $7,91\text{ cm}^2$

$$S_t = \min(1,5d; 40) = \min(0,202; 40)\text{cm} = 0,20\text{cm}$$

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

- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{u \max} = \frac{q_u \cdot l}{q_{u1}} = \frac{11,71 \times 1,1}{3,65} = 3,52\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{3,52 \cdot 10^{-3}}{1 \times 13,5} = 0,26\text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable donc :

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{0,165}{1 \cdot 13,5} = 0,012\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,012\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

✓ ELS :

$$M_{\text{ser}} = 6,61\text{KN.m}$$

$$h = 1\text{m} ; b = 0,150$$

Position de l'axe neutre :

Fissuration peu préjudiciable

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

$$A_u = 1,63\text{cm}^2$$

$$A'_u = 0$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u) = \frac{15}{15} (7,91 + 0) = 7,91 \text{ cm} \\ E = \frac{30}{b} \cdot (A_u \cdot d + A'_u \cdot d') = \frac{30}{15} \cdot (7,91 \cdot 13,5 + 0) = 213,57 \text{ cm}^2 \\ y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -7,91 + \sqrt{7,91^2 + 213,57} = 8,70 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$I = \frac{15}{3} \cdot (8,70)^3 + 15 \cdot 7,91 \cdot (13,5 - 8,70)^2 + 0 = 2733,696 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \quad \text{avec : } M_{ser} = 6,61 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6,61 \cdot 10^3}{2733,69} \cdot 8,70 = 1,15 \text{ (KN/cm}^2\text{)} = 11,5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,15}{1} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,15 > 0,0625 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A_u}{b \cdot d} > \frac{4,20}{F_e} \rightarrow \frac{7,91 \cdot 10^{-4}}{1,0,135} > \frac{4,20}{400} \rightarrow 0,0058 > 0,0105 \quad \text{CV}$$

Donc la flèche est vérifiée.

Chapitre 4

Etude des éléments non structuraux

IV.1 Étude d'escaliers :

IV.1.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.

IV.1.2 Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marche, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h". La dalle qui monte sous les marches s'appelle la paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume ou se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

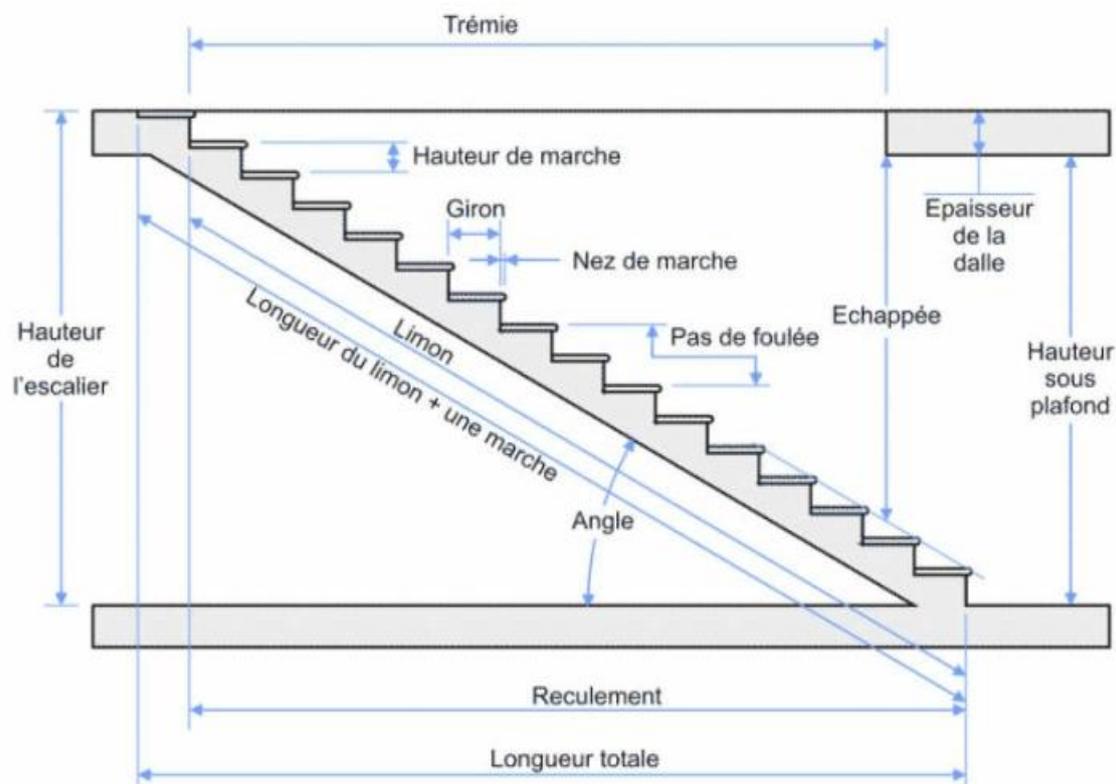


Figure IV.1 : schéma d'un escalier

IV.1.3 Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

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

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche.

$H = n \times h$	$h = H/n$
$L = (n-1) \cdot g$	$g = L / (n-1)$

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

n: nombre de contre marches.

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

On trouve : $h=17\text{ cm}$ $g = 30\text{cm}$

- **Nombre de contre marches :**

$$h_1 = 3\text{m} \rightarrow \text{sous - sol}$$

$$h_2 = 3,57\text{m} \rightarrow \text{RDC}$$

$$h_3 = 3,06\text{m} \rightarrow \text{etage(s) courant(s)}$$

$$n_1 = h_1/h \rightarrow n_1 = 3/0,17 = 18 \text{ contre marches (9 contre marches par volée)}.$$

$$n_2 = h_2/h \rightarrow n_2 = 3,57/0,17 = 20 \text{ contre marches (10 contre marches par volée)}.$$

$$n_3 = h_3/h \rightarrow n_3 = 3,06/0,17 = 18 \text{ contre marches (9 contre marches par volée)}.$$

- **Longueur de ligne de foulée:**

La ligne de foulée représente le parcours d'une personne qui descend tenant à la rampe du côté du jour.

$$L_1 = (n_1 - 1) \cdot g \rightarrow L_1 = 0,30 \times 9 = 2,7 \text{ m}$$

$$L_1 = (n_1 - 1) \cdot g \rightarrow L_1 = 0,27 \times 10 = 2,7 \text{ m}$$

- **L'inclinaison de la paillasse :**

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

- **L'épaisseur du palier intermédiaire:**

Généralement, utilisé pour le changement de direction:

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{30}$$

Application : $\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{30} \rightarrow \frac{2,7}{20} \leq e \leq \frac{2,7}{30} \rightarrow e_p = 15 \text{ cm}$

IV.1.4 Descente des charges :

- **Volée (La paillasse) :**

Charge permanente G : 9,81KN/m²

Sur charge d'exploitation Q : 2,5KN/m²

- **Palier de repos :**

Charge permanente G : 5,03KN/m²

Sur charge d'exploitation Q : 2,5KN/m²

- **Combinaisons d'actions:**

Tableau IV.1: Combinaisons d'actions.

Combinaison d'action	Volée (KN/m ²)	Palier (KN/m ²)
ELU	13,30	10,93
ELS	9,575	7,29

IV.1.5 Le type d'escalier :

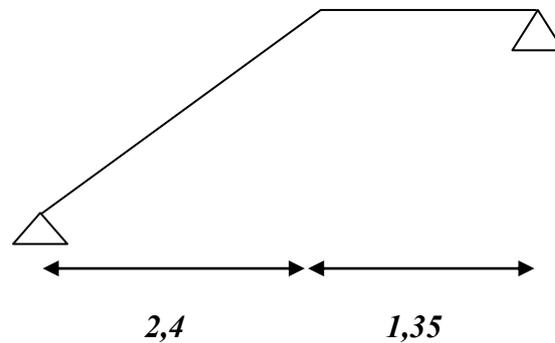


Figure IV.2 : Schéma statique d'escalier

IV.1.6 Calcul des réactions d'appui :

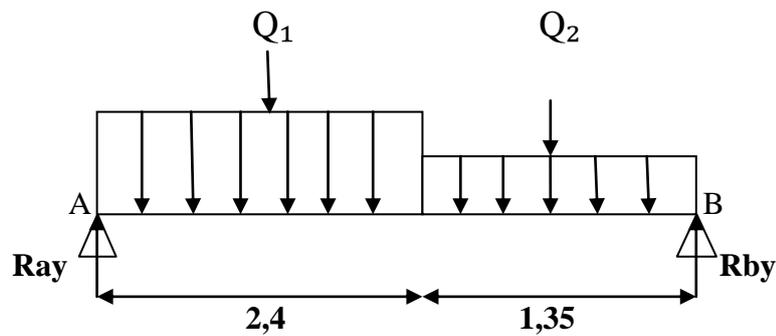


Figure IV.3 : schéma statique d'escalier

$$\sum F/y = R_a + R_b - Q_1 \cdot L_1 + Q_2 \cdot L_2$$

$$\sum F/y = R_a + R_b - 16,99 \cdot (2,4) - 10,54 \cdot (1,35)$$

$$R_a + R_b = 55,005 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_b \cdot 3,75 - (Q_1 \cdot 2,4 \cdot 1,2) - (Q_2 \cdot 1,35 \cdot 3,07) = 0$$

$$R_b \cdot 3,75 - (16,99 \cdot 2,4 \cdot 1,2) - (10,54 \cdot 1,35 \cdot 3,07) = 0$$

$$R_b \cdot 3,75 = 92,61 \text{ KN}$$

$$R_b = 24,69 \text{ KN}$$

$$R_a + R_b = 55,005 \text{ KN} \rightarrow R_a = 30,31 \text{ KN}$$

• Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants:

$$0 < x < 2,4$$

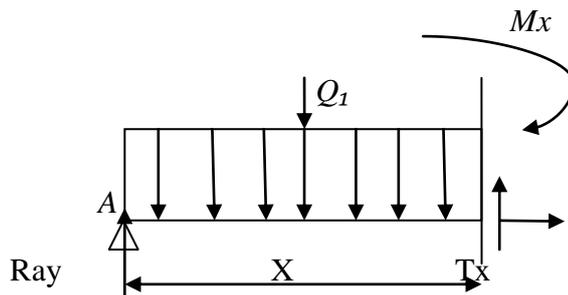


Figure IV.4: Schéma Statique d'une coupe.

$$M(x) = R_{ay} \cdot x - Q_1 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 30,31 \cdot x - 8,49 \cdot x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,4) = 23,84 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_{ay} - Q_1 \cdot x$$

$$T(x) = 30,31 - 16,99x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 30,31 \text{ KN} \\ T(2,4) = -10,46 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$X = \frac{30,31}{16,99} = 1,78\text{m}$$

$$M(1,75) = 30,31 \cdot (1,78) - 8,49 \cdot (1,78)^2 = 27,05\text{KN.m}$$

$$0 < x < 1,35$$

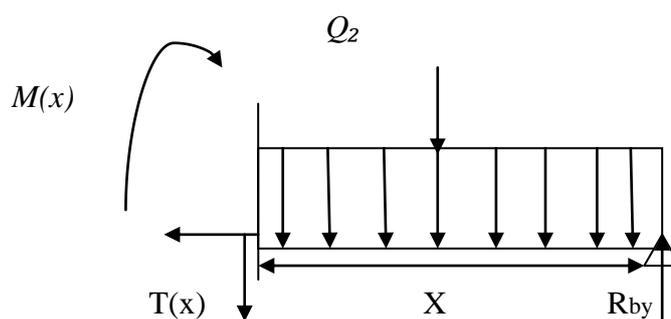


Figure IV.5: Schéma Statique d'une coupe.

$$M(x) = -R_{by} \cdot x + Q_2 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -24,69 \cdot x + 5,27 \cdot x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,35) = -23,72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = -R_{by} - Q_2 \cdot x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -24,69 \text{ KN} \\ T(1,35) = -10,46 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = -24,69 + 10,54x \quad X = \frac{24,69}{10,54} = 2,34\text{m}$$

$$M(2,34) = -24,69 \cdot (2,34) + 5,27(2,34)^2 = -28,91 \text{ KN.m}$$

NB : Même calcul ainsi que les mêmes étapes concernant le calcul à l'ELS.

ELU: Moment :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 27,05 \text{ KN.m} \\ M_t = 0,85 \cdot M_{\max} = 0,85 \times 27,05 = 22,99 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,5 \cdot M_{\max} = 0,5 \times M_{\max} = 0,5 \times 27,05 = 13,52 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

ELS: Moment :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 37,32 \text{ KN.m} \\ M_t = 0,85 \cdot M_{\max} = 0,85 \times 37,32 = 31,72 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,5 \cdot M_{\max} = 0,5 \times 37,32 = 18,66 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Tableau VI.2 : combinaison d'action

ELU			ELS		
M _{app} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{app} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	T _{max} (KN)
13,52	22,99	30,31	18,66	31,72	30,31

IV.1.7 Calcul de ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fait suivant la méthode de la flexion simple.

✓ **ELU :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$B = 1,2\text{m}$; $d = 0,9h = 0,135\text{m}$ avec : $h = 15\text{cm}$

$$\mu = \frac{22,99 \cdot 10^{-3}}{1,2 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,074 < 0,186 \quad \text{pivot A}$$

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

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

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

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

$$\beta = 1 - 0,4(0,1) = 0,96$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22,99 \cdot 10^{-3}}{0,96 \times 0,135 \times 34,8} = 5,09\text{cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 7,91\text{cm}^2$ soit **7T12**

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} \rightarrow A_r = \frac{5,65}{4} = 1,41\text{cm}^2$$

Soit T10 espacement 15cm

- En appui :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{13,52 \cdot 10^{-3}}{1,2 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,043 < 0,186 \quad \text{pivot A}$$

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

$$1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2(0,043)}) = 0,06$$

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

$$\beta = 1 - 0,4(0,06) = 0,97$$

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

$$A_{st} = \frac{13,52 \cdot 10^{-3}}{0,97 \times 0,135 \times 34,8} = 2,96\text{cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 7,91\text{cm}^2$ soit 7T12

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1,2 \times 0,135 = 2\text{cm}^2$$

On a donc : $A_{st} = 7,91\text{cm}^2 > A_{min} = 2\text{cm}^2$

✓ **ELS :**

- **En travée :**

$$\alpha_t \leq \frac{\gamma_t - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma_t = \frac{M_{ut}}{M_{ser}} = \frac{22,99}{31,72} = 0,72$$

$$\alpha_t = \frac{0,72 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,11$$

La vérification de béton n'est pas nécessaire

- **En appui :**

$$\alpha_t \leq \frac{\gamma_t - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma_t = \frac{M_{ut}}{M_{ser}} = \frac{13,52}{18,66} = 0,72$$

$$\alpha_t = \frac{0,72 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_t = 0,11$$

- **Vérification du cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} = \frac{30,31 \cdot 10^{-3}}{0,16} = 0,18\text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,16\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \cdot \frac{M_{ser}}{M_u} = \frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \cdot 1,38$$

h : hauteur de la cage d'escalier

L : distance entre les appuis

- **En appui :**

$$\frac{2,86}{3,75} \geq \frac{1}{18} \cdot 1,38$$

$$0,76 > 0,076$$

- En travée :

$$\frac{2,86}{3,37} \geq \frac{1}{18} \cdot 1.38$$

$$0,76 > 0,076$$

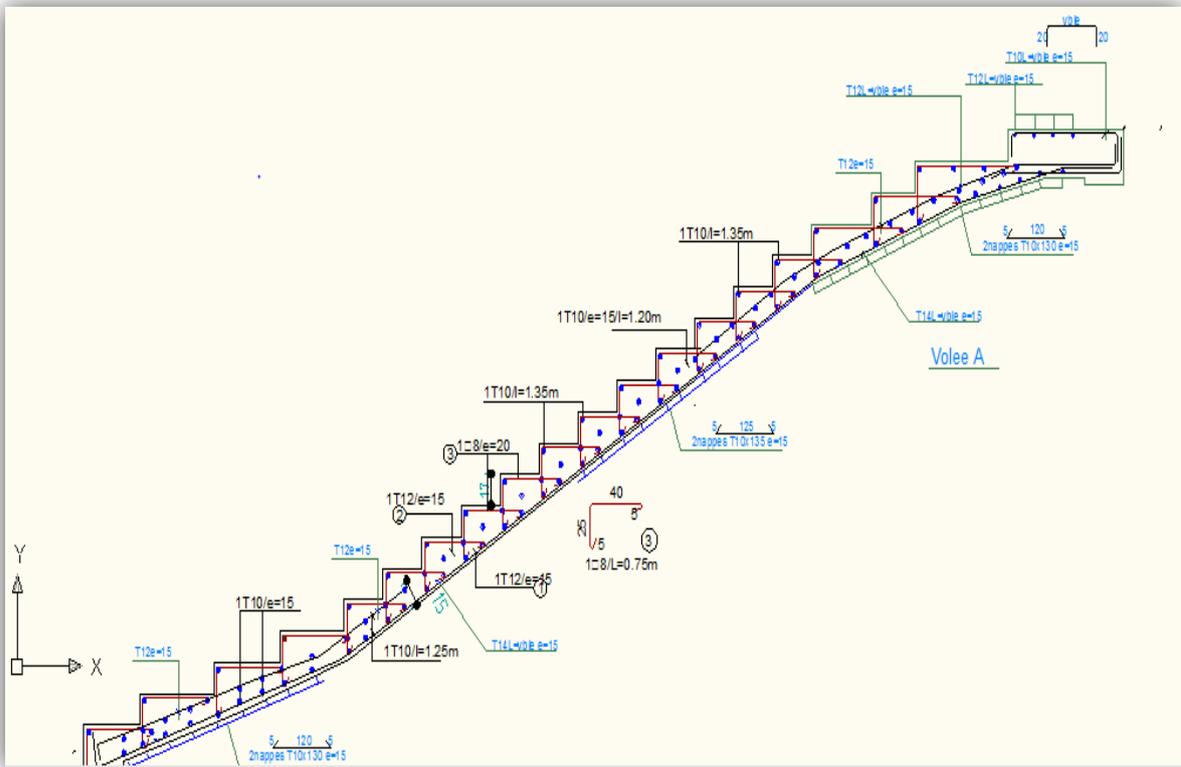


Figure IV.6 : Schéma de ferrillage des escaliers

IV.2 ETUDE DES POUTRES PALIERES :

a) Pré dimensionnement :

Selon CBA93 : critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \quad 21\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm}$$

On prend $b = 30\text{cm}$; $h = 30\text{cm}$

b) Les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :**RPA99 V2003 (Art 7.5.1)**

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

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

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow 1 < 4cm \quad \text{C.V}$$

c) Calcul de ferrailage:

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

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

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

✓ ELU:

Le poids propre de la poutre:

$$g = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25\text{KN/ml}$$

$$g_u = 1,35g = 1,35 \cdot 2,25 = 3,037 \text{ KN/ml}$$

$$R_b = 31,58\text{KN}$$

$$P_u = g_u + R_b$$

$$P_u = 3,037 + 31,58 = 34,62\text{KN/ml}$$

- Calcul des sollicitations:**- En travée:**

$$M_t = \frac{P_u l^2}{24} = \frac{34,62 \times 3,2^2}{24} = 14,77\text{KN.m}$$

- En appui:

$$M_a = -\frac{P_u l^2}{12} = \frac{34,62 \times 3,2^2}{12} = -29,54\text{KN.m}$$

$$V_u = -\frac{P_u l}{2} = \frac{34,62 \times 3,2}{2} = 55,39\text{KN}$$

✓ ELS:

$$g = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25\text{KN/ml}$$

$$R_b = 22,84\text{KN}$$

$$P_s = g + R_b$$

$$P_s = 2,25 + 22,84 = 25,09 \text{ KN/m}$$

- En travée:

$$M_t = \frac{P_s \cdot l^2}{24} = \frac{25,09 \times 3,2^2}{24} = 10,70 \text{ KN.m}$$

- En appui:

$$M_a = - \frac{P_s \cdot l^2}{12} = \frac{25,09 \times 3,2^2}{12} = - 21,41 \text{ KN.m}$$

$$V_s = - \frac{P_s \cdot l}{2} = \frac{25,09 \times 3,2}{2} = 40,14 \text{ KN}$$

- En travée :

$$M_u = 14,77 \text{ KN.m} = 14,77 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$b = 0,3 \text{ m} ; d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 0,3 = 0,27 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{14,77 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,27^2 \cdot 14,17} = 0,047 < 0,186 \quad \text{pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,047}) = 0,0625$$

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

$$\beta = 1 - 0,4(0,0625) = 0,97$$

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

$$A_{st} = \frac{14,77 \cdot 10^{-3}}{0,97 \cdot 0,27 \cdot 348} = 1,62 \text{ cm}^2$$

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

- En appui :

$$M_a = 29,54 \text{KN.m} = 29,54 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{29,54 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,27^2 \cdot 14,17} = 0,095 < 0,186 \quad \text{pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,095}) = 0,125$$

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

$$\beta = 1 - 0,4(0,125) = 0,95$$

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

$$A_{st} = \frac{29,54 \cdot 10^{-3}}{0,95 \cdot 0,27 \cdot 348} = 3,31 \text{cm}^2$$

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

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 3,39 \text{cm}^2 > A_{min} = 0,97 \text{cm}^2$$

✓ **ELS :**

- En travée :

$$\alpha t \leq \frac{\gamma t - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$$

$$\text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14,77}{10,70} = 1,37$$

$$\alpha t \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha t = 0,43$$

- Vérification de cisaillement :

$$T_{max} = 23,63 \text{KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{0,02363}{0,3 \cdot 0,27} = 0,29 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable (CBA 93 A.5.1.2 .1)

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,29 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

- Calcul des armatures transversales :

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

$$\phi t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi \min(\bar{\tau}_u) \right) = \min (0,85 ; 3 ; 1,2 \text{ cm}) = 8,5 \text{ mm}$$

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 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \text{ cm} \right) = \min (7,5 ; 9,6 ; 30 \text{ cm}) = 7,5 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 10 \text{ mm}$

$$\text{Zone courante: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{on prend: } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ Recouvrement:

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

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

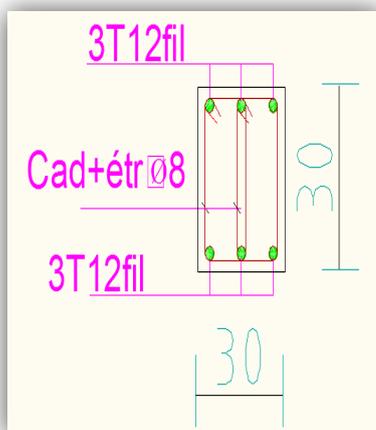


Figure IV.7 : ferrailage de poutre palier
en travée

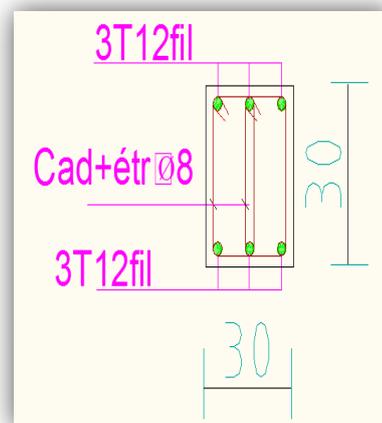


Figure IV.8 : ferrailage de poutre palier en
en appui

IV.3 ETUDE DE L'ACROTÈRE :

IV.3.1 Définition :

L'acrotère est un élément structural réalisé en béton armé, conçu afin d'assurer une jonction avec la forme de pente pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales aussi garantir une sécurité au niveau de la terrasse « mur et en bord de toit contre toute chute ». Soumise à son propre poids « W_p » et à un moment dû à une force horizontale « F_p »;

D'après les règles du **R.P.A 99 version 2003(art 6.2.3)**.

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

A : coefficient d'accélération des zones (**Zone I**) $\Rightarrow A = 0,08$.

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

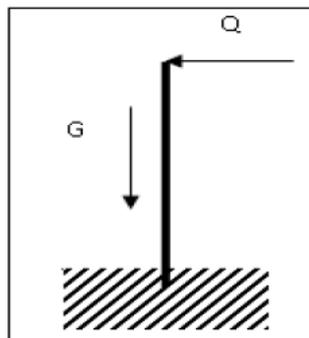


Figure IV.9: Actions sur l'acrotère

IV.3.2 calcul des sollicitations :

• ELU :

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

$$\Rightarrow N_u = 2,295 \text{ KN}$$

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

$$\Rightarrow M_u = 1,5 \cdot 0,435 \cdot 0,6 = 0,391 \text{ KN/ml}$$

• ELS :

$$N_{ser} = 1,7 \text{ KN}$$

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

$$\Rightarrow M_{ser} = 0,435 \cdot 0,6 = 0,261 \text{ KN.m}$$

• Calcul de l'excentricité:

✓ L'excentricité 1ère ordre

$$e = e_1 + e_2$$

→ Dont e : excentricité total.

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

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right)$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} = 0,24 \right) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_1 = \frac{0,391}{2,295} + 0,02 = 19,03 \text{ cm}$$

✓ L'excentricité 2ème ordre :

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

Avec: $\alpha=1$; $\varphi=2$ (CBA 93 Art.4.3.4.2)

- La longueur de flambement : $l_f = 2 \cdot L_0 = 2 \cdot 60$

$$\Rightarrow l_f = 120 \text{ cm}$$

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

$$e_2 = \frac{3 \cdot (120)^2}{10^4 \cdot 10} \cdot (2+2) \Rightarrow e_2 = 1,72 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 19,03 + 1,72 = 20,75 \text{ cm}$$

$$d = 0,9.h ; d = 9 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A$$

$$e_A = e - \left[d - \frac{h}{2} \right] = 20,75 - \left[9 - \frac{10}{2} \right] = 16,70 \text{ cm}$$

Donc :

$$M_u = 2,295 \cdot 0,167 = 0,383 \text{ KN.m}$$

▪ **ELS :**

$$M_{ser} = N_{ser} \cdot e_A$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,261}{1,7} = 15,35 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } e_A = e - \left[d - \frac{h}{2} \right] = 15,35 - \left[9 - \frac{10}{2} \right] = 11,35 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } M_{ser} = 1,7 \cdot 0,1135 = 0,192 \text{ KN.m}$$

IV.3.2 Calcul de ferrailage :

▪ **ELU :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,383 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,09)^2 \cdot 14,17} = 0,00333$$

$$\mu_{bu} = 0,00333 < 0,186 \quad \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0033)}) = 0,0125$$

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

$$\beta = 1 - (0,4 \cdot 0,0125) = 0,99$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{0,383 \cdot 10^{-3}}{(0,99 \cdot 0,09 \cdot 348)} = 1,23 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{min} = 1,086 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6T6 \text{ de section } 1,41 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0,727}{0,417} = 1,74 \quad A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,35 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\alpha = 0,0033 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 1,13$$

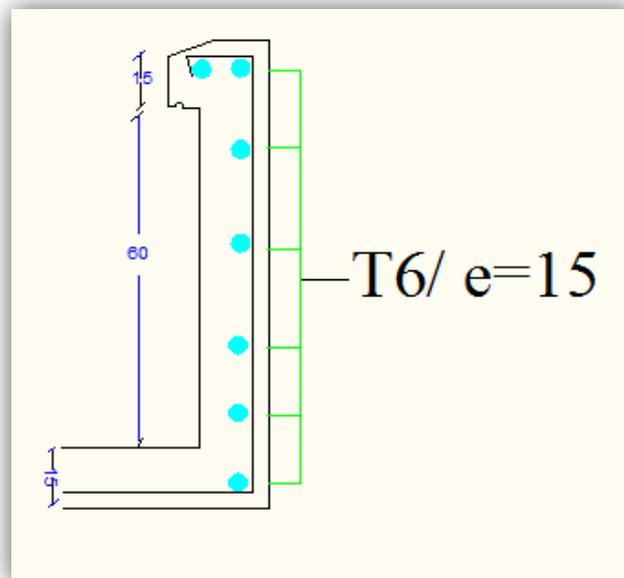


Figure IV.10 : Ferrailage de l'acrotère

IV.4 Cage d'ascenseur :

IV.4.1 Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant. La cabine est l'élément principal de l'ascenseur. Les passagers se déplace à l'intérieur en position debout, et c'est le seul endroit du système où peuvent accéder les passagers. Elle est associée des dispositifs mécanique permettant de tracté cette dernière (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

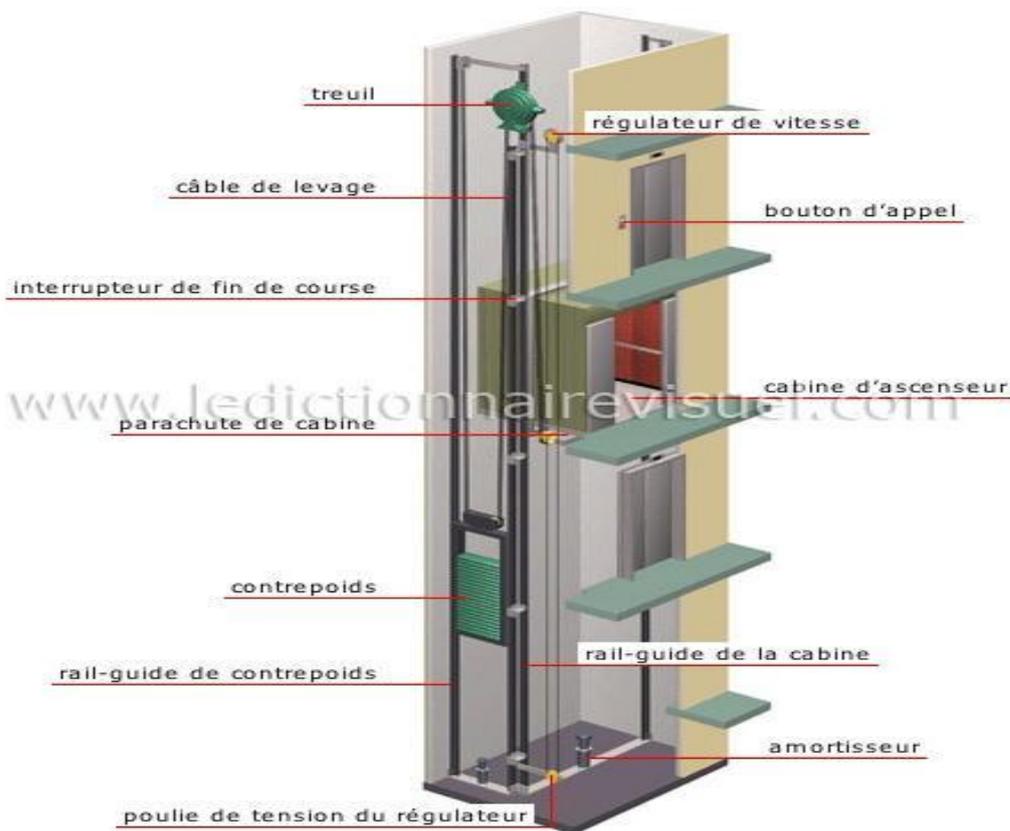


Figure IV.11: Schéma descriptif d'un ascenseur

IV.4.2 Etude de l'ascenseur :

La l'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- 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 :

- **P_m** « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- **Q** : la charge en cabine.
- **P_p** : le poids de contre poids tel que : $P_p = P_m + Q / 2$

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

La charge nominale est de **630 kg** pour **8 personnes** avec une surface utile de la cabine de 16,6 m².

Ses dimensions selon la fiche technique de l'ascenseur :

- 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
- L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : h = 25cm
- Le poids de la cabine P_c est : 466 kg = 4,66 KN
- Le contre poids P_p : 680 kg = 6,8 KN
- Le poids des câbles M_g : 43. (37,4/16) = 101,58KN

IV.4.3 Etude de la dalle machine :

IV.4.3.1 Introduction

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.

IV.4.3.2 Pré dimensionnement :

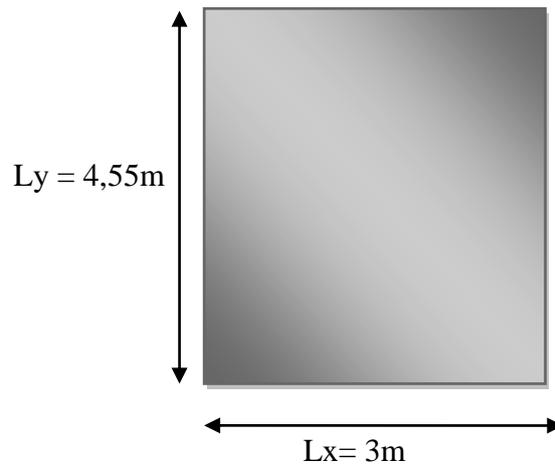


Figure IV.12: schéma de la dalle machine

Surface de la dalle machine $S = 4,55 \cdot 3,65 = 16,6\text{m}^2$

Nous avons trois conditions à vérifier :

a) Résistance a la flexion :

$$\frac{L_y}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \longrightarrow \frac{455}{50} \leq e \leq \frac{455}{40}$$

$$9,1 \text{ cm} \leq e \leq 11,37\text{cm}$$

b) condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine Est $e \geq 25\text{cm}$.

$$\frac{e}{L_y} \geq \left(\frac{1}{20}\right) \cdot \frac{M_t}{M_y}$$

c) condition de la flèche :

$$\frac{e}{L_y} \geq \left(\frac{1}{20}\right) \cdot \frac{Mt}{My}$$

Avec:

$$Mt = 0,85My$$

$$\frac{e}{L_y} \geq \left(\frac{1}{20}\right) \cdot 0,85$$

$$\frac{e}{445} \geq \left(\frac{1}{20}\right) \cdot 0,85 \quad e = 19,33\text{cm}$$

On prend: $e = 25\text{cm}$ **IV.4.3.3 Détermination des charges et surcharges :****a) Charge permanente :**

$$G = P_c + P_p + M_g$$

$$G = 466 + 680 + 101,58 = 11304\text{Kg} = 113,04\text{KN}$$

$$G_1 = \frac{G}{S} = \frac{113,04}{16,6} = 6,809\text{KN/m}^2$$

Dalle plein $e_p = 25\text{cm}$; avec $\rho = 2500\text{Kg/m}^3$

$$G_2 = 0,25 \cdot 2000 = 625\text{Kg/m}^2 = 6,25\text{KN/m}^2$$

Enduit de ciment $e_p = 2\text{cm}$; avec $\rho = 2000\text{Kg/m}^2$

$$G_3 = 0,02 \cdot 2000 = 40\text{Kg/m}^2 = 0,4\text{KN/m}^2$$

$$G_t = G_1 + G_2 + G_3 = 6,809 + 6,25 + 0,4 = 13,459\text{KN.m}$$

b) surcharge d'exploitation :Surcharge d'ascenseur : $Q = 630\text{Kg} = 6,3\text{KN}$

$$Q_1 = \frac{6,3}{S} = \frac{6,3}{16,6} = 0,379\text{KN/m}^2$$

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

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 0,379 + 1 = 1,379\text{KN/m}^2$$

c) Combinaison des charges:

$$\text{ELU:} \quad q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(13,459) + 1,5(1,379) = 20,23\text{KN/m}$$

$$\text{ELS:} \quad q_s = G + Q = 13,459 + 1,379 = 14,838\text{KN/m}$$

d) calcul des efforts :

D'après RPA 2003 V99 ; les calculs des efforts de la dalle reposante sur 4 cote

Calcul de ρ :

$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \rightarrow 0,4 \leq 0,80 \leq 1$: Donc ; la dalle porte dans les deux sens

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

ELU:

$$\mu_x = 0,0561 \rightarrow M_x = 0,0561 \cdot 20,23 \cdot (3,65)^2 = 15,11 \text{KN.m}$$

$$\mu_y = 0,5964 \rightarrow M_y = 0,5964 \cdot 15,11 = 9,011 \text{KN.m}$$

Moments en travées:

$$M_{utx} = 0,85 M_x = 0,85 \cdot 15,11 = 12,84 \text{KN.m}$$

$$M_{uty} = 0,85 M_y = 0,85 \cdot 9,011 = 7,65 \text{KN.m}$$

$$M_{ut} = \max(M_{utx}, M_{uty}) = 12,84 \text{KN.m}$$

Moments sur appuis:

$$M_{uax} = 0,3 M_x = 0,3 \cdot 15,11 = 4,533 \text{KN.m}$$

$$M_{uay} = 0,3 M_y = 0,3 \cdot 9,011 = 2,70 \text{KN.m}$$

$$M_{ua} = \max(M_{uax}, M_{uay}) = 4,533 \text{KN.m}$$

IV.4.3.4 Ferrailage de la dalle:

Le ferrailage de la dalle machine se fait pour une bonde de 1m de section (b.h) :

Le calcul se fait pour une dalle en flexion simple.

1) ELU:**a-Ferrailage en travée:**

On a: $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=0,9h=22,5\text{cm}$

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

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

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

On a:

$$M_{ut} = 12,84\text{KN.m} = 12,84.10^{-3}\text{MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{12,84.10^{-3}}{1,0.225^2.14,17} = 0,017 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25. (1 - \sqrt{1 - 2(0,017)}) = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4(0,025) = 0,99$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{12,84.10^{-3}}{0,99.0,225.348} = 1,6\text{cm}^2$$

b-ferraillage en appui :

Tableau IV.3 : Calcul du ferraillage de la dalle machine en appuis

Muamax	μ	α	β	Ast (cm ²)
4,533KN.m	0,006	0,0125	0,995	0,58

On prend **7T12** comme ferraillage longitudinal en travée et en appui de section **7,91cm²**

a) Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23.b.d.\left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 0,23.1,0.225.\left(\frac{2,1}{400}\right) = 2,71\text{cm}^2$$

$$A_{st} = 7,91\text{cm}^2 > 2,71\text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

b) Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,91}{4} = 1,97\text{cm}^2$$

On prend **7T12** comme ferraillage de répartition de section **7,91cm²**

c) Calcul de l'espacement :

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

On prend : $E_{sp}=15\text{cm}^2$

Finalement : On adopte **7T12** de section **7,91 cm²** pour les armatures longitudinales et de répartition. Espacement = **15 cm**

d) Condition de cisaillement :

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

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

$$T_x = \frac{20,23 \cdot 3,65 \cdot 4,55}{2(3,65) + 4,55} = 50,57 \text{ KN}$$

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

$$T_y = \frac{20,23 \cdot 3,65}{3} = 24,61 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = \max(T_x ; T_y) = \max(50,57 ; 24,61) = 50,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{50,57 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,22 \text{ MPa}$$

Selon **C.B.A93 article 5.12.1**

Pour des fissurations peu préjudiciables

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,22 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

2) Vérification a l'ELS :

a) Evaluation des sollicitations a l'ELS :

$$q_{ser} = 35,44 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

$$M_x = 0,0528 \cdot 14,838 \cdot (3,65)^2 = 10,43 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,7111 \cdot 10,43 = 7,41 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0, 85M_x = 8,86 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0, 85.M_y = 6,29 \text{KN.m} \\ M_a = 0, 5M_x = 5,25 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

b) Vérifications des contraintes :**En travée :**

Les résultats de notre bâtiment sous soumis a des fissurations peu préjudiciable et par conséquent on ne vérifie que les conditions dans le béton:

$$\sigma_{bc} = 0,6.f_{c28} = 0,6.25 = 15 \text{Mpa}$$

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

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

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

$A'_u = 0$ Le calcul des armatures en compression n'est pas nécessaire par conséquent : $d' = 0$

$$D = \frac{15}{100} \cdot (7,91 + 0) = 1,18 \text{cm}$$

$$E = \frac{30}{100} \cdot (7,91 \cdot 22,5 + 0) = 53,59 \text{cm}^2$$

$$Y = -1,18 + \sqrt{1,18^2 + 53,39} = 6,22 \text{cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \cdot 6,22^3 + 15 \cdot 7,91 \cdot (22,5 - 6,22)^2 + 15 \cdot 0 = 39468,19 \text{cm}^4$$

Donc: $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$ Avec : $M_{ser} = 9,418 \text{KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{9,418 \cdot 10^2}{39468,19} \cdot 6,22 = 1,48 \text{Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 1,48 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$ condition vérifier

d) Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche si les 3 conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20} \cdot M_x \\ \frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{As}{b \cdot d} \leq \frac{2}{fe} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,25}{3,65} \geq \frac{12,84 \cdot 10^{-3}}{20 \cdot 11,08 \cdot 10^3} \\ \frac{0,25}{3,65} \geq \frac{1}{27} \text{ a } \frac{1}{35} \\ \frac{7,91 \cdot 10^{-3}}{1,0,25} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,068 > 0,057 \\ 0,068 > 0,03 \text{ à } 0,02 \\ 0,0031 < 0,005 \end{array} \right.$$

Les 3 conditions vérifiées ; donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre 5

Etude sismique

V.1 Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie : « les secousses sismiques » qui sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques qui consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

L'objectif initial de l'étude 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 l'ouvrage. 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 la structure.

V.2 Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- 1- La method statique equivalent.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3-La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 version 2003**). Notre structure est implantée et classée dans la zone sismique I groupe d'usage 2. Le calcul se fait par la méthode dynamique spectrale du fait que notre structure ne répond pas aux critères du (**Chapitre 4.1.2.b**) exigés par le **RPA 99 version 2003**, quand a l'application de la méthode statique équivalente : La hauteur de la structure : $H = 46,09 \text{ m} > 23 \text{ m}$; Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées.

Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires, il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

V.3 Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, tenant en compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

V.4 Modélisation de la structure étudiée :

A cause de la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS V13** est utilisé



Figure V.1 : Le logiciel de calcul par éléments finis ETABS Version 2013

V.4.1 Description du logiciel ETABS :

ETABS V13 est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique.

Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

1) Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments constituant le contreventement est effectuée comme suit:

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire Type (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type (Slab) à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides .et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

V.5 Méthode statique équivalente:

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

V.6 Méthode d'analyse modale spectrale :

V.6.1 Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Cette méthode est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

V.6.2 Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA 99 version 2003 (article 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de Calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \cdot \left(1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left(1,25 \cdot A \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T}{T_1} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \left(\frac{T}{T_1} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{T}{T_1} \right)^{5/3} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3,0 \text{sec} \end{cases}$$

Représentation graphique :

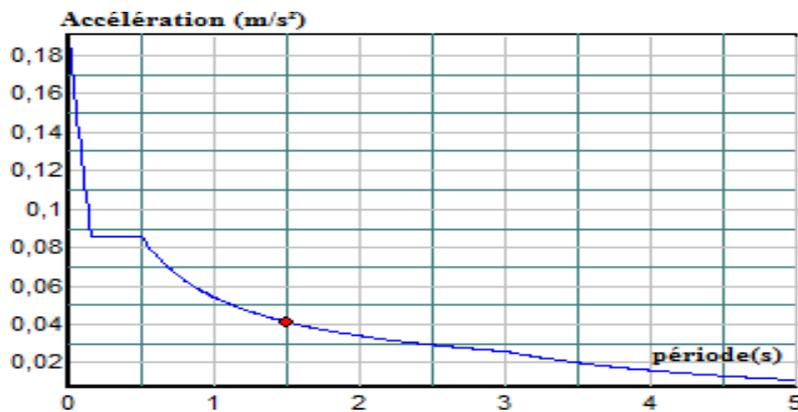


Figure V.2 : Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la gravité,

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.

V.6.3 Classification de site :

Selon le RPA 99 version 2003 les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, le sol est classé : meuble (Catégorie 3).

V.6.4 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

➤ Coefficient d'accélération A :

Selon le **RPA 99 version 2003**, Tlemcen est situé dans une zone de séismicité faible (Zone I) et notre bâtiment est classé comme un ouvrage d'importance moyenne en **group d'usage 2**. Alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0.08** (tableau 4.1de RPA 99 version 2003)

➤ Coefficient de correction d'amortissement η :

Selon le **RPA 99 version 2003**, Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

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

ξ (%): est le Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

g : accélération de la gravité

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 $\xi = 10\%$

Donc :
$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} \geq 0,7 \quad \rightarrow \quad \eta = 0,76 \geq 0,7$$

➤ Période fondamentale (T) :

Selon le **RPA 99 version 2003 (Article 4.2.4)** La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques :

Avec :

$$T = M n \begin{cases} T = 0,09 \cdot \sqrt{h_N / \sqrt{D}} \\ T = C_T \cdot h_N^{3/4} \end{cases}$$

- h_N : hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : $h_N = 49.09 \text{ m}$.
- C_T : coefficient, en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée Dans notre structure : $C_T = 0,05$.
- D : est la dimension de la structure mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site (**RPA tab 4.7**) Période T_1 et T_2 du site considéré: S_3 ($T_1=0,15\text{s}$ et $T_2=0,50\text{s}$).

$$T_x = \min \begin{cases} T_x = \frac{0,09 \cdot 46,09}{\sqrt{33,10}} = 0,72\text{s} \\ T = 0,05 \cdot (46,09)^{3/4} = 0,88\text{s} \end{cases} \quad T_y = \min \begin{cases} T_y = \frac{0,09 \cdot 46,09}{\sqrt{28,04}} = 0,78\text{s} \\ T = 0,05 \cdot (46,09)^{3/4} = 0,88\text{s} \end{cases}$$

$$T = \min \begin{cases} T_x = 0,72\text{s} \\ T_y = 0,78\text{s} \end{cases}$$

Donc $T = 0,72 \text{ s}$

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

La valeur de **R** est donnée par le « **tableau 4.3** » de **RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (**l'article 3.4 du RPA 99 version 2003**) Dans notre structure ; on a un système de Portiques contreventés par des voiles en béton armé. Donc le Coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 4**

➤ **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 :

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

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

Vérification des critères :

Conditions minimales sur les files de contreventement :

- D'après le **RPA 99 version 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux a moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.
 - nous avons dans notre structure des files comportant seulement deux travées dans les deux sens.
- Donc le critère n'est pas observé **Pq = 0,05**

Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- Sens longitudinal: (6 file):

$$L_{\max}/L_{\min} = 5,90/1,3 = 4.53 < 1,5 \text{ critère non observé} = \mathbf{0,05}$$

- Sens transversal: (6file):

$$L_{\max}/L_{\min} = 6,31/1,3 = 4.85 < 1,5 \text{ critère non observé} = \mathbf{0,05}$$

b) Régularité en plan :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art «3.5 .1.b)**

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

- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée à la direction de l'action séismique considérée. C.N.V
- La structure a une forme compacte, et le rapport longueur / largeur = $33.10/28.40 = 1.16 < 4$
 $1,36 < 4$ C.V
- La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.
- La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de son dernier C.V

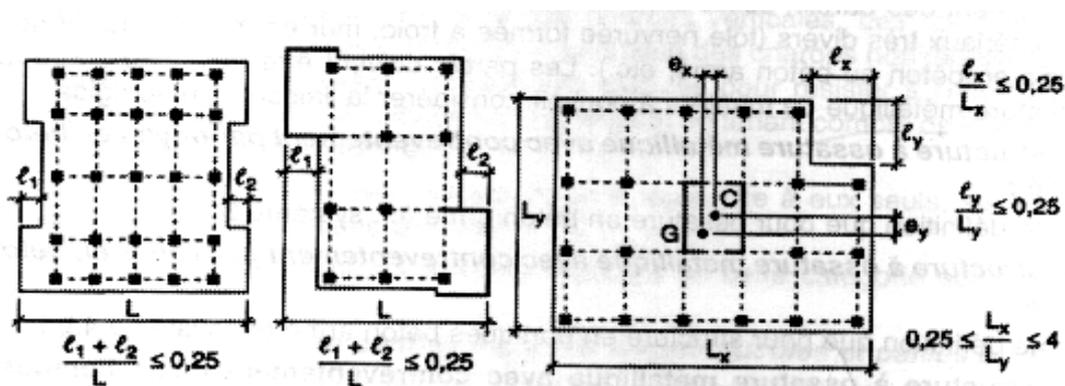


Figure V.3 : Limites des décrochements en plan

N.B : La structure n'est pas classée régulière en plan : $Pq = 0,05$

a) Régularité en élévation :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Article 3.5 .1.b) :

- 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..... C.V
- La variation des dimensions en plan de la structure entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%
 $(28,9 .17,4) / (33,10 .28,40) = 53.49\%$ C.V
- La plus grande dimension latérale de la structure n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Suivant l'axe x : $\frac{BM}{B} = \frac{28.9}{33.10} = 0,87 > 0,67 \dots\dots\dots C.N.V$

Suivant l'axe y : $\frac{BM}{B} = \frac{17.4}{28.40} = 0,61 < 0,67 \dots\dots\dots C.V$

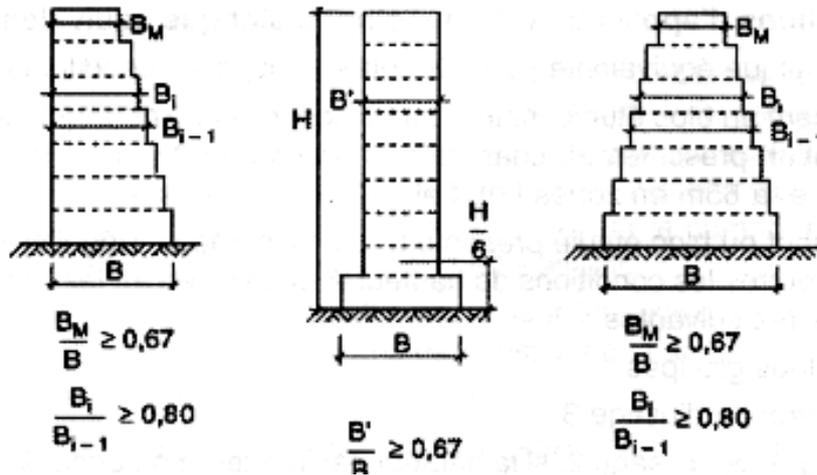


Figure V.4 : Limites des décrochements en plan

N.B : La structure n'est pas classée régulière en plan : **Pq = 0,05**

b) 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 : **Pq = 0**

c) 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 : **Pq = 0**

Tableau V.1 : Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	Pq	
	Longitudinal	Transversal
1/ Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2/ Redondance en plan	0,05	0,05
3/ Régularité en plan	0,05	0,05
4/ Régularité en elevation	0,05	0,05
5/ Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6/ Contrôle de qualité de l'exécution	0	0
1+ (0,05+0,05+0,05+0,05+0+0)	1,20	1,20

Tableau V.2 : Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage

Coefficient	A	R	Q	E	η	T ₁	T ₂
	0,08	4	1,20	10	0,763	0,15	0,50

V.7 Nombre de modes à considérer :

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 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.
- 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

:

$$K > 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K < 0,20$$

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

V.8 Modélisation :

D'a près l'**RPA 99 version 2003 (Article 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 (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

V.9 Les dispositions des voiles :

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Article 4.2.4.b)** : la valeur de T calculée ne doit pas dépasse **30%** de celle estimée à partir de la formule empirique.

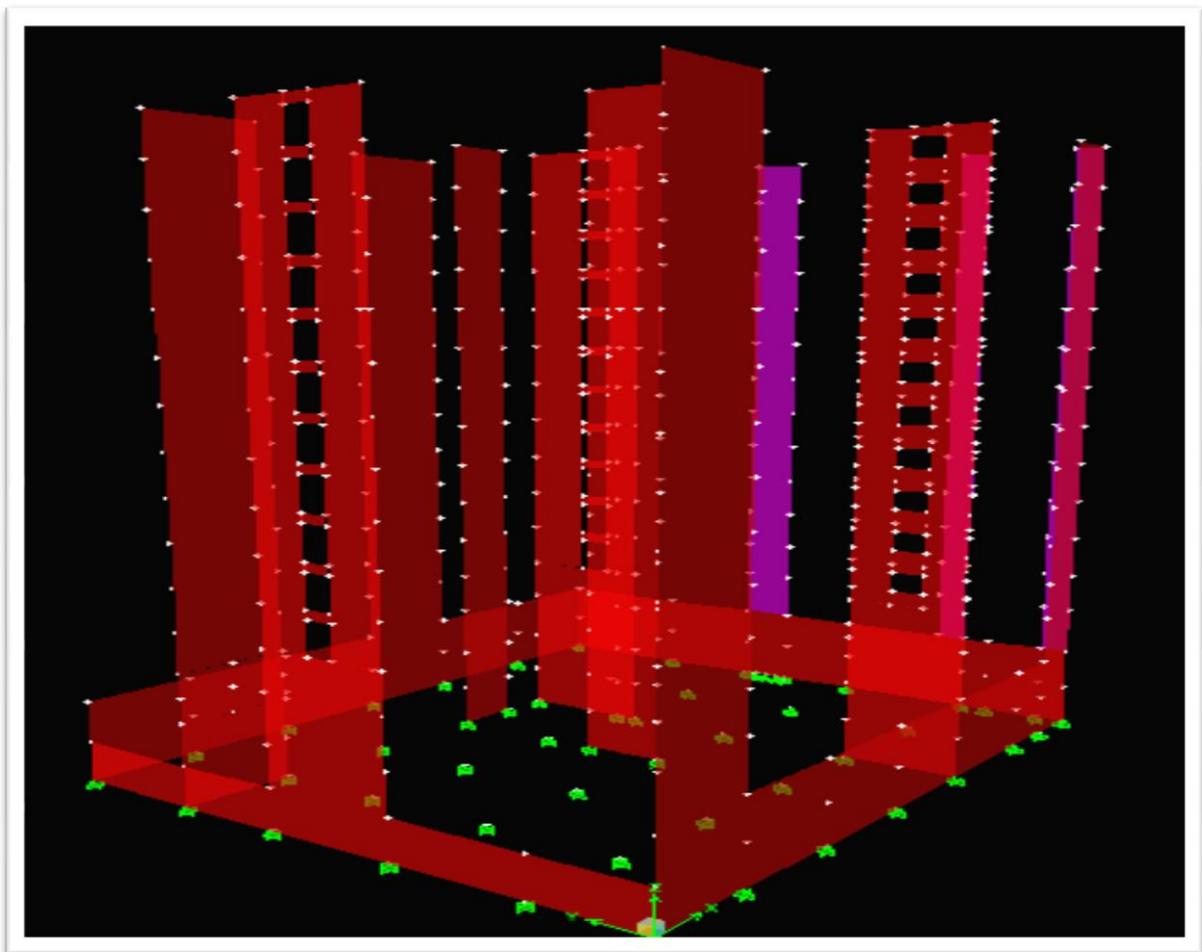


Figure V.5 : disposition des voiles

Tableau V.3: Périodes de participation modale

Mode	Période (s)	Masses Modale UX(%)	Masses Modale UY(%)	Masses CumuléeUx(%)	Masses Cumulée Uy (%)
1	1,35551	59,8472	0,0417	59,8472	0,0417
2	1,172496	0,0513	62,691	59,8984	62,7326
3	1,092806	0,0671	0,3679	59,9656	63,1005
4	0,344123	16,3163	0,0001	76,2819	63,1007
5	0,327069	0,0005	14,2767	76,2824	77,3774
6	0,29008	0,004	0,894	76,2865	78,2714
7	0,205874	0,2875	0,0017	76,5739	78,2731
8	0,184609	0,2855	0,0126	76,8595	78,2857
9	0,155069	0,0164	6,0852	76,8758	84,3709
10	0,148581	6,4844	0,0187	83,3602	84,3896
11	0,131768	0,0006	0,4141	83,3608	84,8037
12	0,095669	0,0091	3,6294	83,37	88,4331
13	0,088003	3,9863	0,0087	87,3563	88,4418
14	0,072933	0,0048	1,1468	87,3611	89,5887
15	0,062149	0,1754	2,1128	87,5364	91,7015
16	0,060491	2,9887	0,1433	90,5252	91,8447

$$1,3 T \text{ Statique} \geq T \text{ Dynamique} \rightarrow 1,3 \cdot 0,72 = 0,93 \geq 1,35$$

C.N.V

a) Quel période choisir :

Le RPA99 V2003 postule que :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent Pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. La plupart des ingénieurs interprète mal ce paragraphe, est pense que si la période analytique est Supérieur a 1,3 T empirique il faut rigidifier d'avantage la structure jusqu'à se que cette condition Soit vérifier **c'est une interprétation erronée !!!**

Cette condition est liée au choix de la période approprié pour le calcul de l'effort tranchant à la base. En fait, la période utilisé pour le calcul de l'effort tranchant à la base est sujette à une borne supérieure qui est 1,3 T empirique.

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de VMSE

Tableau V. 4 : période choisie pour le calcul du facteur D

Si	La période choisie pour le calcul du facteur D
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} > 1,3T_{empirique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

Donc après le tableau on choisier :

$$T = 1,3T_{empirique} = 0,93s$$

V.10 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**.

V.11 Facteur d'amplification dynamique moyenne D :

D'après (Article 4.2.3 RPA 99 version 2003) ; Le facteur d'amplification dynamique moyen D est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

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

Application numérique :

$$T_x = 0,936 \text{ sec} \quad T_y = 1,014 \text{ sec}$$

$$D = \begin{cases} D_x = 1,26 \\ D_y = 1,19 \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \cdot 0,76 \cdot (0,93/0,5)^{2/3} & \text{si } 0,5 \leq 0,93 \leq 3 \\ D_y = 2,5 \cdot \eta \cdot (1,014/0,5)^{2/3} & \text{si } 0,5 \leq 1,014 \leq 3 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} C_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \\ C_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \end{cases} \quad \begin{cases} C_x = \frac{0,08 \cdot 1,26 \cdot 1,2}{4} \\ C_y = \frac{0,08 \cdot 1,19 \cdot 1,2}{4} \end{cases} \quad \begin{cases} C_x = 0,030 \\ C_y = 0,114 \end{cases}$$

V.12 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) :

$$W = \sum W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$$

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 :

- salles de réunions $\beta=0,3$

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

Tableau V.5: Récapitulation des poids des différents niveaux

Etage	Poids (KN)
s.sol	15536,112
s.sol	14463,703
RDC	13225,5 99
1	12155,169
2	11142,824
3	10057,218
4	8993,798
5	7951,033
6	6927,393
7	5903,753
8	4898,109
9	39081,29
10	2918,149
11	1955,996
12	1005,031
13	64,01
TOTAL	15536,11

V.13 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 :

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

$$\begin{cases} V_x = \frac{A.Dx.Qx}{R} W \\ V_y = \frac{A.Dy.Qy}{R} W \end{cases} \quad \begin{cases} V_x = \frac{0,08.1,26.1,2}{4} 15536,112 \\ V_y = \frac{0,08.1,19.1,2}{4} 15536,112 \end{cases} \quad \begin{cases} V_x = 468 \text{ KN} \\ V_y = 657 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau V.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques

	Vdynamique	Vstatique	0.8× Vstatique	0.8× Vstatique < Vdynamique
X	369,4	468	374,44	C.N.V
Y	391,99	657	525,6	C.N.V

Les paramètres de la réponse ont été multipliés par le rapport suivant:

$$0,8 \frac{V_s}{V_d}$$

$$\frac{0,8V_{sx}}{V_{dx}} = \frac{374,44}{369,40} = 1,01$$

$$\frac{0,8V_{SY}}{V_{DY}} = \frac{525,6}{391,99} = 1,34$$

Remarque : nous avons augmenté les paramètres de spectre pour les conditions vérifier.

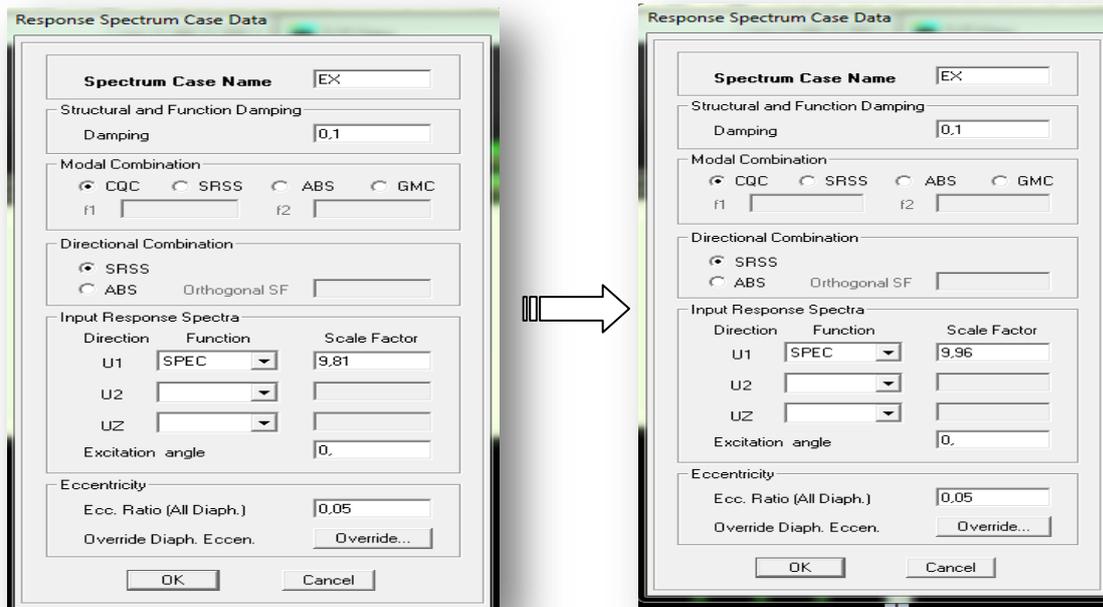


Figure V.6 : les paramètres spectre de réponse

Tableau V. 7: Vérification de la résultante des forces sismiques

	$V_{\text{dynamique}}$	V_{statique}	$0.8 \times V_{\text{statique}}$	$0.8 \times V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
X	372,8	468	374,44	C.N.V
Y	325	657	525,6	C.N.V

$$\frac{0,8V_{sx}}{V_{dx}} = \frac{374,44}{372,8} = 1,004$$

$$\frac{0,8V_{SY}}{V_{DY}} = \frac{525,6}{325} = 1,34$$

Tableau V.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques

	$V_{\text{dynamique}}$	V_{statique}	$0.8 \times V_{\text{statique}}$	$0.8 \times V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
X	375,071	468	374,44	C.V
Y	583,39	657	525,6	C.V

V.14 Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Selon le **CBA93 et RPA 99 version 2003 (Article 7.4.3)**: pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{Nd}{Bc.f_c 28}$$

Nd : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

Bc : Section de poteau.

Fc28: La résistance caractéristique du béton à **28 jours**.

Tableau V.9 : Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal

Poteau	Section (m ²)	Fc28 (Mpa)	Nd	9<0.3	Observation
			E.L.A	E.L.A	E.L.A
Sous-sol	0,90x0,90	25	5741,65	0,284	CV
Sous-sol	0,85x0,85	25	5277	0,292	CV
RDC	0,80x0,80	25	4774,66	0,298	CV
P1	0,80x0,80	25	4330,12	0,270	CV
P2	0,75x0,75	25	3890,12	0,280	CV
P3	0,70x0,70	25	3464,79	0,283	CV
P4	0,65x0,65	25	3056,47	0,289	CV
P5	0,60x0,60	25	2665,61	0,296	CV
P6	0,60x0,60	25	2191,25	0,290	CV
P7	0,55x0,55	25	1826,76	0,290	CV
P8	0,50x0,50	25	1678,20	0,260	CV
P9	0,45x0,45	25	1243,38	0,250	CV
P10	0,40x0,40	25	918,74	0,189	CV
P11	0,35x0,35	25	605,99	0,200	CV
P12	0,30x0,30	25	278,74	0,124	CV
P13	0,30x0,30	25	165,39	0,070	CV

V.15 Vérification de déplacement :

V.15.1 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**).

Le déplacement horizontal a' chaque niveau k de la structure est calcule par :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement d'un force F_i

R : coefficient de comportement $R = 4$

Le déplacement relative au niveau k par rapport au niveau k-1 est égal a' :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après la modélisation de notre structure par logiciel **ETABS 2013**, Le déplacement total de chaque niveau est donné ci-dessous.

Tableau V.10: vérification de déplacement

Story	Le sens x				Le sens y			
	δ_{ek} cm	δ_k cm	δ_{k-1} cm	Δ_k cm	δ_{ek} cm	δ_k cm	δ_{k-1} cm	Δ_k cm
RDC	0,1	0,4	0,3	0,1	0,3	1,2	1,1	1,2
1	2,5	1	0,4	0,6	0,4	1,6	1,2	0,4
2	4	1,60	1	1	0,7	2,8	1,6	1,2
3	6	2,4	1,60	0,8	1	4	2,8	1,2
4	8,2	3,28	2,4	0,9	1,4	5,6	4	1,6
5	10,5	4,2	3,28	0,9	1,8	7,2	5,6	1,6
6	13	5,2	4,2	1	2,3	9,2	7,2	2
7	15,5	6,2	5,2	1	2,8	11,2	9,2	2
8	18,2	7,28	6,2	1,1	3,4	13,6	11,2	2,4
9	20,8	8,32	7,28	1	3,9	15,6	13,6	2
10	23,4	9,36	8,32	1	4,5	18	15,6	2,4
11	25,9	10,36	9,36	1	5,2	20,8	18	2,8
12	28,4	11,36	10,36	1	5,8	23,2	20,8	2,4
TERASSE	29,6	11,84	11,36	1,5	6,5	22,4	23,2	0,8

V.15.2 Justification vis-à-vis de l'effet $P\Delta$:

Selon l'**RPA 99 version 2003 (Article 5.9)**, Les effets du **2° ordre** (ou effet **P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau (k)

$$P_k = W_i = W_{GI} + \beta W_{QI}$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

H_k : Hauteur de l'étage « k ».

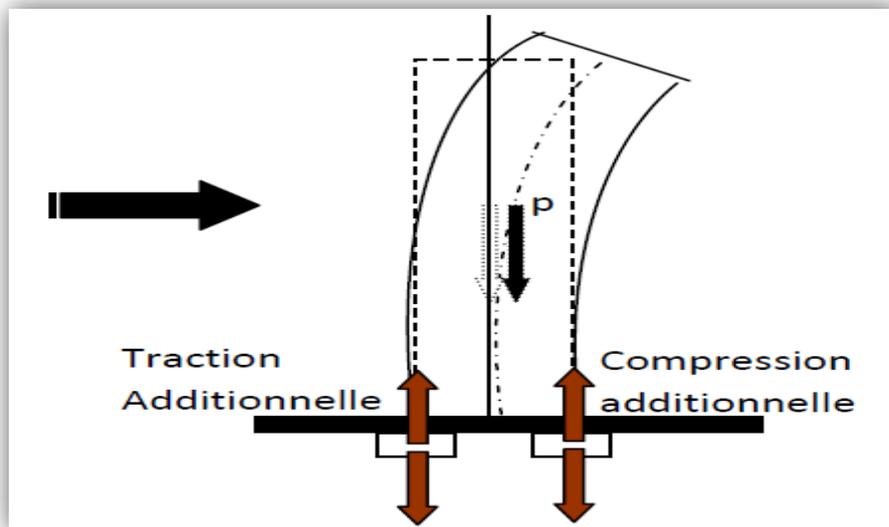


Figure V.7 :L'effet $P\Delta$

Tableau V.11: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X -Y (Combinaison Ex-Ey)

Niveau	Pk (KN)	hK (cm)	$\Delta x(k)$ (cm)	$\Delta y(k)$ (cm)	$v_x(KN)$	$V_y (KN)$	Θ_x	Θ_y
RDC	13225,5 99	3	0,1	1,2	342,226	342,981	0,035	0,018
1	12155,169	3	0,6	0,4	342,426	356,408	0,049	0,044
2	11142,824	3,57	1	1,2	316,697	326,442	0,058	0,055
3	10057,218	2,86	0,8	1,2	300,203	306,89	0,060	0,062
4	8993,798	3,06	0,9	1,6	280,93	286,089	0,061	0,061
5	7951,033	3,06	0,9	1,6	260,385	264,168	0,056	0,058
6	6927,393	3,06	1	2	240,486	286,089	0,052	0,059
7	5903,753	3,06	1	2	2204,86	264,168	0,042	0,051
8	4898,109	3,06	1,1	2,4	200,601	241,345	0,038	0,047
9	39081,29	3,06	1	2	178,139	217,346	0,028	0,036
10	2912,149	3,06	1	2,4	150,282	189,585	0,026	0,031
11	1955,996	3,06	1	2,8	116,832	157,112	0,016	0,024
12	1005,031	3,06	1	2,4	70,801	70,002	0,012	0,013
13	64,01	3,06	1,5	0,8	6,335	5,89	0,01	0,010

Les coefficients Θ_k sont inférieurs à 0,10 ; la condition est satisfaite à tous les niveaux dont l'effet P- Δ est négligé.

V.15.3 Evaluation des excentricités :

a) Excentricité théorique.

$$E_{xt} = X_m - X_t$$

$$E_{yt} = Y_m - Y_t$$

Avec :

X_m ; Y_m ; sont les coordonnées du centre de masse.

X_t ; Y_t ; sont les coordonnées du centre de torsion.

b) Excentricités accidentelles :

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le **RPA 99 version 2003**.

$\pm 0,05 L$ (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré **suivant chaque direction**.

$$e_{XA} = \text{MAX} (5 \%L_{X_{\max}} ; e_{XT})$$

$$e_{YA} = \text{MAX} (5 \%L_{Y_{\max}} ; e_{YT})$$

Tableau V.12 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels

Etage	Poids W(KN)	XG(m)	YG(m)
SOUS SOL	15536,112	1,033301	1033,301
SOUS-SOL	14463,703	1,191164	1191,164
RDC	13225,5 99	1,028572	1028,5726
1	12155,169	0,999718	999,7183
2	11142,824	1,069293	1069,2936
3	10057,218	1,048912	1048,9127
4	8993,798	1,030091	1030,0919
5	7951,033	1,021802	1021,8023
6	6927,393	1,012626	1012,6265
7	5903,753	0,996966	996,9663
8	4898,109	0,990401	990,4014
9	39081,29	0,976359	976,3599
10	2918,149	0,999005	999,0056
11	1955,996	0,989545	989,5458
12	1005,031	0,905820	905,8205
13	64,01	0,059700	59,7009

Chapitre 6

Etude des éléments structuraux

VI.1 Introduction :

Notre structure est un tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stables). Le ferrailage des éléments de la structure sera étudié à l'aide de l'outil informatique de logiciel d'analyse des structures (**ETABS 2013**), qui permet de déterminer les efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

VI.2 Hypothèses de calculs:

- Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et le RPA99 version 2003.
- Les poutres /voiles seront ferrillées avec la quantité nécessaire sur chaque niveau.
- Pour faciliter le calcul et l'exécution des poteaux nous allons calculer le ferrailage du poteau central considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive sur chaque niveau.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

VI.3 Etude de ferrailage des poteaux :

VI.3.1 Combinaisons spécifiques de calcul :

Selon **BAEL 91 révisée 99** ; Les Combinaisons fondamentales sont :

$$\begin{array}{l} 1,35 G + 1,5Q \dots\dots\dots (ELU) \\ G + Q \dots\dots\dots (ELS) \end{array}$$

Selon **RPA 99V2003** ; Les Combinaisons accidentelle:

$$G + Q + E \dots\dots\dots(ACC)$$

VI.3.2 Calcul des armatures longitudinales :

Selon l'**RPA 99 version 2003 (article 7.4.2)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimale sera de **0,7% (zone I)**.
- Leur pourcentage maximal sera de **3%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ (zone I)**
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone I)

On va prendre un seul type de poteau et on le calcul en flexion composée et les autres sont calculés avec **ETABS 2013**. Notre exemple de calcul sera un poteau (90×90) cm² qui se trouve au niveau sous-sol on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

VI.3.3 Calcul des armatures transversales :

Selon l'**RPA 99 version 2003 (Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

v_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e=400\text{MP}$

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2,5$: Si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$: Si l'élanement géométrique $\lambda_g \leq 5$

t : espacement des armatures transversales

Dans la zone nodale :

$t \geq \text{Min}(10\phi, 15\text{cm})$ zone I et zone II

$t \leq 10\text{cm}$ en zone III

Dans la zone courante :

$t' \leq 15\phi$ en zone I et II

$t' \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10\phi)$ en zone III

ou ϕ le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

VI.3.4 Exemple de calcul :

1^{er} Cas : Calcul a ELU : (Nu max et Mcorr)

$N_{u \max} = 7888,79 \text{ KN}$; $M_{u \text{ corr}} = 3,324 \text{ KN.m}$; $h = 0,9 \text{ m}$; $b = 0,9 \text{ m}$

$d = 0,9.h = 0,81 \text{ m}$; $d' = 0,1.h = 0,09 \text{ m}$

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

$$e = \frac{3,324}{7888,79} = 0,00042$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,00042 + \frac{0,9}{2} - 0,09 = 0,36$$

$$M_a = N_u \cdot e_a$$

$$M_a = 7888,79 \times 0,36 = 2843,27 \text{ KN.m}$$

$$(0,337.h - 0,81.d') b.d^2 \cdot \sigma_{bc}$$

$$(0,33) \cdot (0,9) - 0,81(0,09) \cdot 0,9 \cdot (0,81)^2 \cdot 14,17 = -0,31$$

$$(d-d')N_u - M_a$$

$$(0,81-0,09) \cdot 7888,79 - 2843,27 = 2836,65$$

(a) > (b) donc la section est totalement comprimée et calculée à la flexion simple.

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

$$\mu_u = \frac{2843,1 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times (0,81)^2 \times 14,17} = 0,33 > 0,186 \text{ pivot B}$$

$$\varepsilon = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

$$\varepsilon = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00173$$

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon} = 0,669$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,7324$$

$$\mu_1 = 0,8 \cdot \alpha \cdot \beta = 0,8 \cdot 0,669 \cdot 0,7324 = 0,392$$

$\mu = 0,33 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ en revient au pivot A

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,52$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,792$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{\delta_{st}} \cdot \left(\frac{Ma}{\beta \cdot d} - N_u \right)$$

$$A_{st} = \frac{1}{348} \cdot \left(\frac{2,84327}{0,792 \times 0,81} - 7,88 \right)$$

$$A_{st} = \frac{1}{348} \cdot (4,44 - 7,88) = - 0,0099 < 0$$

Donc : $A_{st} = 0$

2eme cas : calcul a ELA (G + Q ± 1,2EX) : (M max et Ncorr)

$N_{a \text{ corr}} = 3477,60 \text{KN}$; $M_{\text{max}} = 17,71 \text{ KN.m}$; $h = 0,9 \text{ m}$; $b = 0,9 \text{m}$; $d = 0,9 \cdot h = 0,81 \text{m}$; $d' = 0,09$

$$e = \frac{17,71}{3477,60} = 0,005 \text{m}$$

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

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,005 + \frac{0,9}{2} - 0,09 = 0,36$$

$$e_a \cdot N_u = 3477,60 \times 0,36 = 1251,93 \text{KN}$$

$$\begin{cases} (0,337 \cdot h - 0,81 d') \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 0,7 & \text{(a)} \\ (d - d') N_u - M_a = 0,699 & \text{(b)} \end{cases}$$

(a) ≥ (b) donc la section est totalement comprimée et calculée à la flexion simple.

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

$$\mu = \frac{1,25193}{0,9 \times (0,81)^2 \times 14,17} = 0,149 < 0,186 \text{ pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,18$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,92$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{\delta_{st}} \cdot \left(\frac{Ma}{\beta \cdot d} - N_u \right)$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{348} \cdot \left(\frac{1,2519}{0,92 \times 0,81} - 3,47 \right)$$

$$A_{st} = - 0,0051 < 0$$

Selon **R.P.A99 V2003** :

$$A_{st} = 0,7\% B.B = 90 \times 90 \times 0,7\% = 56,7 \text{ cm}^2$$

On adopte : **18T20**

Vérification au cisaillement :

$$T_u = 3,61 \text{ KN}$$

Selon **CBA 93 Article 5.1.2.1** ; Pour des Fissurations peu préjudiciables.

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

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

$$\tau_u = \frac{3,61 \cdot 10^{-3}}{0,72} = 5,01 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 5,01 \cdot 10^{-3} \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

Selon **CBA 93** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi l \right) \\ \phi l = 2,0 \\ \frac{b}{10} = \frac{90}{10} = 9 \\ \frac{h}{35} = \frac{90}{35} = 2,51 \end{array} \right. \quad \text{on adopte } \phi = 8 \text{ mm}$$

t : est l'espacement des armatures transversales calculé à l'aide des formules suivantes :

- **Dans zone nodale:**

En zone I et II: $t \leq \text{Min} (10\phi, 15\text{cm})$ $t \leq \text{Min} (20, 15\text{cm})$, on adopte $t = 10\text{cm}$

- **Dans la zone courante:**

En zone I et II : $t' \leq 15\phi$ $t' \leq 30$ on adopte $t' = 15\text{cm}$

Recouvrement: La largeur de recouvrement minimale donnée par le **RPA 99 / version 2003**

(Article 7.4.2.1) est de : **40 Φ en zone I**

$$\Phi = 14\text{mm} \quad L_r \geq 1,4 \cdot 40 = 56\text{cm} ; \text{ alors on adopte : } L_r = 0,6\text{m}$$

$$\Phi = 16\text{mm} \quad L_r \geq 1,6 \cdot 40 = 64 \text{ cm} ; \text{ alors on adopte : } L_r = 0,7\text{m}$$

$$\Phi = 20\text{mm} \quad L_r \geq 2 \cdot 40 = 80\text{cm} ; \text{ alors on adopte : } L_r = 0,8\text{m}$$

Tableau VI.1: récapitulatif des ferrillages des poteaux

Etage	Section (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Section de ETABS(cm ²)	Ferrailage Longitudinale		Ferrailage Transversal(RPA)		
				Choix	Section (cm ²)	t (cm)	t' (cm)	A _t (cm ²)
S. sol	90x90	56,70	81,00	87,97	28T20	10	15	T8
S. sol	85x85	50,57	72,25	75,12	24T20	10	15	T8
RDC	80x80	44,80	64,00	75,12	24T20	10	15	T8
1	80x80	44,80	64,00	75,12	24T20	10	15	T8
2	75x75	39,37	56,25	62,6	20T20	10	15	T8
3	70x70	34,30	49,00	50,08	16T20	10	15	T8
4	65x65	29,57	42,25	50,08	16T20	10	15	T8
5	60x60	25,20	36,00	37,56	12T20	10	15	T8
6	60x60	25,20	36,00	37,56	12T20	10	15	T8
7	55x55	21,17	30,25	37,56	12T20	10	15	T8
8	50x50	17,50	25,00	28,6	4T20 +8T16	10	15	T8
9	45x45	14,17	25,00	28,06	4T20 + 8T16	10	15	T8
10	40x40	11,20	16,00	16,08	8T16	10	15	T8
11	35x35	8,57	12,25	12,20	8T14	10	15	T8
12	30x30	6,3	09,00	10,52	4T14+4T12	10	15	T8
13	30x30	6,3	09,00	10,52	4T14+4T12	10	15	T8

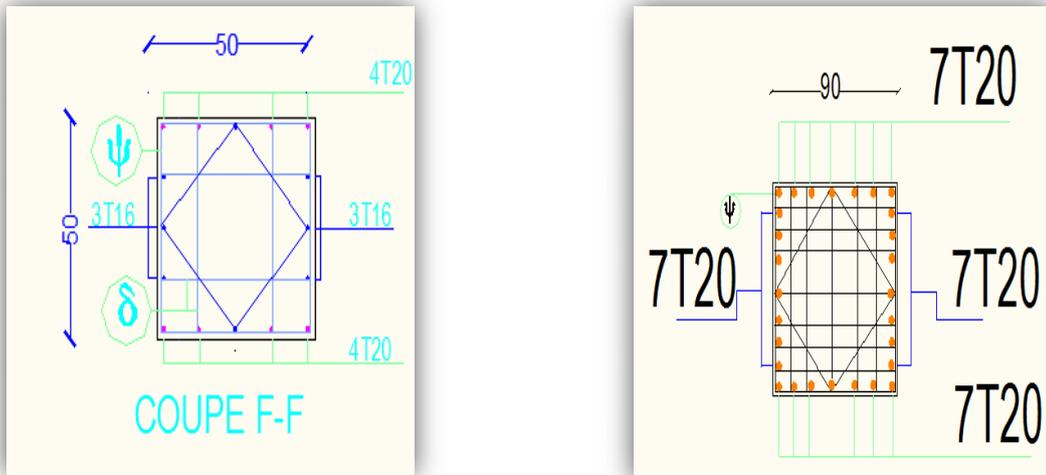


Figure VI.1 : Ferrailage des poteaux

VI.4 Etude de ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apporté par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en **flexion simple** d'après les règlements du **CBA 93** on se rapportera aussi au **RPA 99 version 2003** pour la vérification.

- **Les combinaisons spécifiques pour le calcul des poutres :**

Les combinaisons fondamentales du BAEL 91 révisée 99 :

$1,35 G + 1,5Q$	(ELU)
$G + Q$	(ELS)

- **Les combinaisons accidentelles du RPA version 2003 :**

Pour les poutres dans l'axe X :

$G + Q + Ex$
$0,8G \pm Ex$

Pour les poutres dans l'axe Y :

$$\begin{aligned} &G + Q + E_y \\ &0,8G \pm E_y \end{aligned}$$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifié avec la combinaison **ELS**.

- **Etude des poutres principales et chainages:**

Tableau VI.2: Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres et chainages

Section (cm ²)	ELU		ELS		ELA	
	M _{ua} max (KN.m)	M _{ut} max (KN.m)	M _{sa} max (KN.m)	M _{st} max (KN.m)	M _{aa} max (KN.m)	M _{at} max (KN.m)
35x50	214,94	10,52	382,83	333,82	377,22	342,57
35x45	211,38	189,37	153,67	173,57	148,93	142,62

- **Calcul des armatures longitudinales des poutres principales :**

Le calcul du ferrailage en flexion composé :

$$h = 0,50 \text{ m} ; b = 0,35\text{m} ; d = 0,9. h = 0,45\text{m}; f_{c28} = 25\text{MPa}$$

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

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

$$f_{t28} = 0,6+0,06f_{c28} = 0,6+0,006.25 = 2,1\text{MPa}$$

a) ELU:

En travée :

$$M_{ut} = 10,52 \text{ KN.m} = 10,52.10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{10,52 \cdot 10^{-3}}{0,35 \cdot 0,45^2 \cdot 14,17} = 0,0104 < 0,186 \quad \text{pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,0104)}) = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4(0,025) = 0,99$$

$$A_{st} = \frac{10,52 \cdot 10^{-3}}{0,99 \cdot 0,45 \cdot 348} = 0,67 \text{ cm}^2$$

En appui:

$$M_u = 214,94 \text{ KN.m} = 214,94 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{214,94 \cdot 10^{-3}}{0,35 \cdot 0,45^2 \cdot 14,17} = 0,249 > 0,186 \quad \text{pivot B}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{400}{1,15 \cdot 200000} = 0,00173$$

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \varepsilon} = 0,669$$

$$\beta_1 = (1 - 0,4\alpha) = 0,732$$

$$\mu_1 = 0,8 \cdot \alpha_1 \cdot \beta_1 = 0,8 \cdot 0,669 \cdot 0,732 = 0,392$$

$$\mu_u = 0,249 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{on revient au pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2(0,249)}) = 0,365$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot (0,365) = 0,853$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{214,94 \cdot 10^{-3}}{0,853 \cdot 0,45 \cdot 348} = 16,09 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min}} = 1,9 \text{ cm}^2 < 16,09 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

b) ELA:

En travée :

Tableau VI.3: Calcul des armatures longitudinales des poutres principales en travée a ELA

	M _{max} (KN.m)	μ	α	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	
ELA	277,01	0,321	0,503	0,798	22,15	1,90	CV

En appui :

Tableau VI.4: Calcul des armatures longitudinales des poutres principales en appuis a ELA

	M _{max} (KN.m)	μ	α	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	
ELA	278,01	0,322	0,506	0,797	22,25	1,90	CV

Finalement: travée $A_{st} = \max(0,67 ; 22,15\text{cm}^2) = 22,15 \text{ cm}^2$

App = $\max(16,09 ; 22,25\text{cm}^2) = 22,25 \text{ cm}^2$

- 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 :

$$\bar{\sigma}_{st} = 0,6.f_{c28}$$

Tableau VI.5: Vérification a ELS des poutres principales

	D(cm)	E (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	σ_{bc} (MPA)	conditio n
ELS	39,62	1202,10	12,95	1389959.16	15	3,5	CV

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

$$D = \frac{15}{35} \cdot (22,15 + 0) = 11,07 \text{ cm}$$

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

$$E = \frac{30}{35} (22,15 \cdot 45 + 0) = 996,75 \text{ cm}^2$$

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

$$Y = -11,07 + \sqrt{11,07^2 + 996,75} = 22,38 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{35}{3} 22,38^3 + 15 \cdot 22,15 (45 - 22,38)^2 + 15 \cdot 22,15 (45 - 22,38)^2 = 282093,94 \text{ cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$ avec $M_{ser} = 333,82 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{333,82 \cdot 10^2}{282093,94} \cdot 22,38 = 1,16 \text{ KN/cm}^2 = 11,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

En appui :

- Condition du RPA 99 version 2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \cdot 35 \cdot 50 = 7,8 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ min}} = 22,15 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

- Vérification au cisaillement:

D'après les résultats obtenus par ETABS 2013 :

$$T_{max} = 1,42 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{1,42 \cdot 10^{-3}}{0,35 \cdot 0,50} = 0,0105 \text{MPa}$$

Selon **CBA 93 Article 5.1.2 .1** ; Pour des Fissuration peu préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = \min \left(0,2 \cdot \frac{25}{15} ; 5 \text{MPa} \right) = \min (3,33 \text{MPa} ; 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} > \tau_u = 0,0105 \text{MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

Adopte en travée: **4T20 FIL+ 4T16 Ref** de On adopte section: **22,25cm²**

Adopte en appui: **4T20FIL+4T16CHAP** de section : **22,25cm²**

Remarque : c'est résultat de calcul le ferrailage des poutrelles concerne les étages suivant (sous sol ; RDC et 1^{er} étage).

en se concerne les autres étage le calcul de ferrailage des poutrelles d'autre étage, nous donne les résultats suivant le min de **RPA99 version 2003** 0,5% (35x50) = 8,75 cm²

Adopte en travée: **3T16 FIL+3T12Ref** de On adopte section: **8,76cm²**

Adopte en appui : **3T16 FIL+3T12 CHAP** de On adopte section: **8,76cm²**

-Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (fe=400MPa).

$$\phi t < \min \left(\frac{500}{35} ; \frac{350}{10} ; \phi \min(\xi) \right) = \min(14,2 ; 35,14) = 14 \text{mm}$$

On prend : $\phi t = 8 \text{mm}$

- Calcul d'espacement des cadres :

D'après le **RPA 99 / version 2003 Article 7.4.2.2** ; on a :

$$\text{Zone nodale : } St < \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \text{cm} \right) = \min (12,5 ; 9,6 ; 30 \text{cm}) = 9,6 \text{cm}$$

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

$$\text{Zone courante: } St \leq \frac{50}{2} = 25 \text{cm}$$

On prend: $St = 15 \text{cm}$

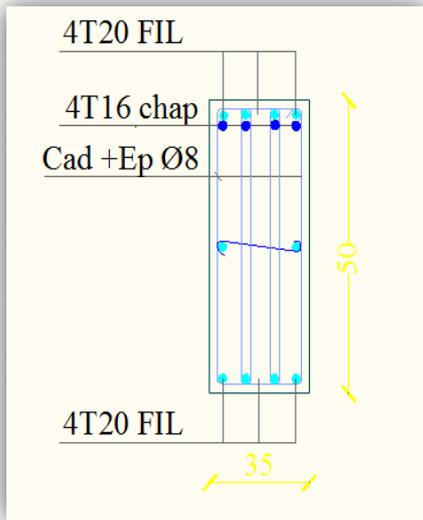


Figure VI.2: ferrailage des poutres principales en appui

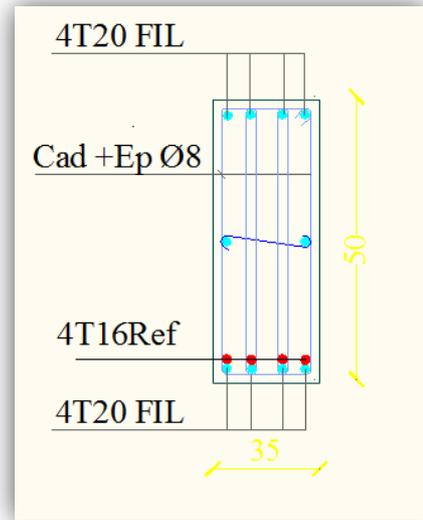


Figure VI.3: Ferrailage des poutres principales en travée

- Calcul des armatures longitudinales des chainages :

En travée :

Tableau VI.6: Calcul des armatures longitudinales des chainages en travée

	M_{max} (KN.m)	μ	α	β	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	
ELU	189,37	0,162	0,21	0,91	13,64	1,52	CV
ELA	142,62	0,141	0,189	0,92	9,96	1,52	CV

En appui :

Tableau VI.7: Calcul des armatures longitudinales des chainages en appui

	M_{max} (KN.m)	μ	α	β	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	
ELU	211,38	0,29	0,189	0,82	15,46	1,52	CV
ELA	148,93	0,148	0,33	0,76	10,40	1,52	CV

-Vérification a ELS :**En travée :****Tableau VI.8 :** Vérification a ELS des chainages en travée

	D (cm)	E (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	σ_{bc} (MPA)	Condition
ELS	0,42	557,74	23,20	275763,17	15	0,14	CV

- Vérification à ELS :**En appui :****Tableau VI.9 :** Vérification a ELS des chainages en appui

	D (cm)	E (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	σ_{bc} (MPA)	condition
ELS	5,84	613,8	19,61	227804,15	15	13,20	CV

- Condition du RPA 99 version 2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \cdot 45.35 = 7,8\text{cm}^2 < A_{st\ min} = 15,46\text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- Vérification au cisaillement :D'après les résultats obtenus par **ETABS 2013 :**

$$T_{max} = 95,38 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} > \tau_u = 0,68\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Finalement : } A_{st} = \max (13,64 ; 9,96) = \mathbf{15,46 \text{ cm}^2}$$

$$A_{app} = \max (15,46; 10,40) = \mathbf{15,46\text{cm}^2}$$

Adopte en travée: **4T16FIL + 4T16 Ref** de section : **15,46cm²**On adopte en appui: **4T16FIL + 4T16CHAP** de section : **15,46cm²**

Remarque : c'est résultat de calcul le ferrailage des poutrelles concerne les étages suivant (sous sol RDC ET 1^{er} étage).

en se concerne les autres étage le calcul de ferrailage des poutrelles d'autre étage, nous donne les résultat suivant le min de RPA99 version 2003 $0,5\% (35 \times 45) = 7,87 \text{ cm}^2$

Adopte en travée: **3T16 FIL+2T12 Ref** de On adopte section: **$8,26 \text{ cm}^2$**

Adopte en appui : **3T16 FIL+2T12 CHAP** de On adopte section: **$8,26 \text{ cm}^2$**

- Calcul des armatures transversales :

Forfaitairement ; et pour facilité l'exécution ; On prend : $\varnothing t = 8 \text{ mm}$

- Calcul d'espacement des cadres :

D'après le **RPA 99 version 2003 (Article 7.4.2.2)** on a :

Zone nodale :

$$St < \min \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing ; 30 \text{ cm} \right) = \min (10 ; 9,6 ; 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

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

Zone courante :

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

On prend : $St = 15 \text{ cm}$

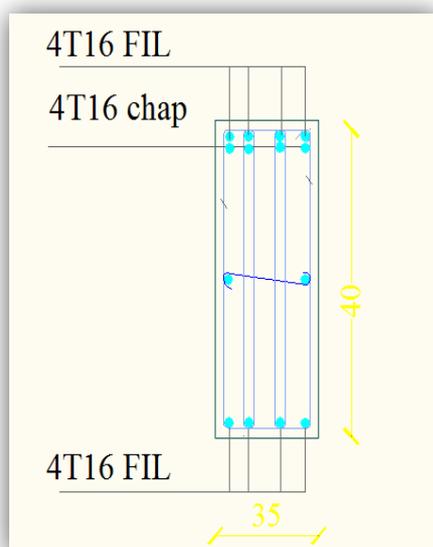


Figure VI.4: Ferrailage des chainages
en appui

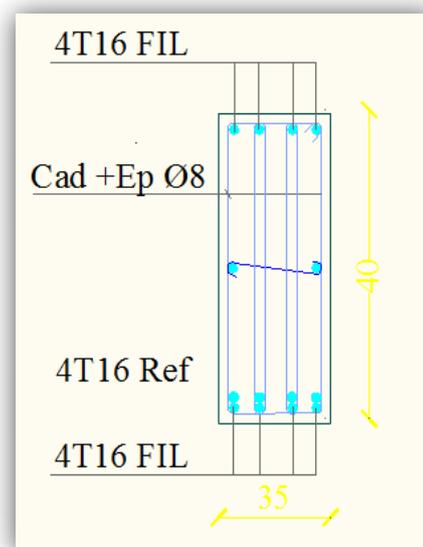


Figure VI.5: Ferrailage des chainages
en travée

VI.5 Dimensionnement du nœud vis -a- vis des moments fléchissants :

Vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03 (Article 7.6.2)**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans Les poteaux la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant aux nœuds est au moins égale, en valeur absolue, a' la somme des valeurs absolues des moments résistants ultime des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1,25

Ça consiste à vérifier la condition suivant, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

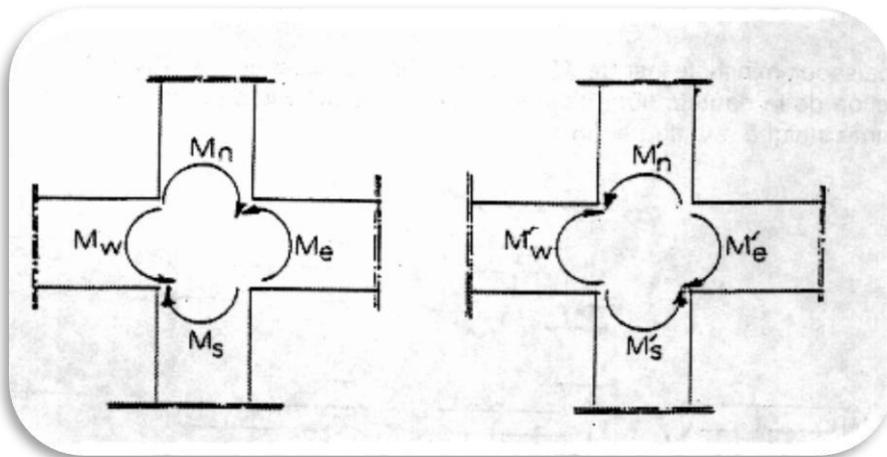


Figure VI.6 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

$$|M_n| + |M_s| > 1,25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| > 1,25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

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

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- 1- Des dimensions de la section du béton.
- 2- De la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3- De la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que:

$$M_r = Z \cdot A_s \cdot \frac{f_s}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad Z = 0,9 \cdot h$$

Tableau VI.10 : Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	Mr (KN.m)
13	30×30	27	6,30	59,19
12	30×30	27	6,30	59,19
11	35×35	31,5	8,57	93,94
10	40×40	36	11,20	140,31
9	45×45	40,5	14,17	199,71
8	50×50	45	17,50	274,05
7	55×55	49,5	21,17	364,67
6	60×60	54	25,20	473,55
5	60×60	54	25,20	473,55
4	65×65	58,5	29,57	601,98
3	70×70	63	34,30	751,99
2	75×75	67,5	39,37	924,80
1	80×80	72	44,80	1122,50
RDC	80×80	72	44,80	1122,50
S.sol	85×85	76,5	50,57	1346,27
S.sol	90×90	81	56,7	1598,25

D'après les résultats obtenu par **ETABS**, en calcul le moment résistant dans les poteaux

Tableau VI.11 : calcul les moments résistant dans les poteaux

Étages	Section des Poteaux (cm²)	Ms(KN.m)	Mn(KN.m)	Ms+ Mn (KN.m)
13	30x30	84,56	0	84,56
12	30x30	84,56	84,56	169,12
11	35x35	84,56	143,37	218,93
10	40x40	143,37	191,05	334,42
9	45x45	191,05	361,74	552,79
8	50x50	361,74	381,11	743,85
7	55x55	381,11	530,47	912,58
6	60x60	530,47	667,11	1197,59
5	60x60	667,11	685,91	1353,02
4	65x65	685,91	850,71	1536,62
3	70x70	850,71	1083,68	1934,39
2	75x75	1083,68	1311,87	2395,55
1	80x80	1311,87	1613,02	2924,89
RDC	80x80	1613,02	1913,99	3527,01

b) Détermination des moments résistant dans les poutres :

D'après les résultats obtenu par **ETABS**, en calcul le moment résistant dans les poutre

Tableau VI.12: Moment résistant dans les poutres

Etages	Section des poutres (m ²)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	1,25(Mw+Me) (KN.m)
13	PP :0,50 X 0,35	60,37	65,25	157,025
	CH :0, 40 X 0,35	82 ,24	20,36	102,60
12	PP :0,50 X 0,35	173,775	89,998	329,71
	CH :0, 40 X 0,35	120,937	122,192	303,91
11	PP : 0,50 X 0,35	161,352	117,525	348,59
	CH :0, 40 X 0,35	124,09	127,561	314,56
10	PP : 0,50 X 0,35	159,485	127,303	358,48
	CH :0, 40 X 0,35	127,25	128,967	320,27
9	PP : 0,50 X 0,35	157,024	166,999	405,01
	CH :0, 40 X 0,35	131,3	131,06	262,36
8	PP :0,50 X 0,35	159,521	188,743	459,94
	CH :0, 40 X 0,35	136,48	133,52	337,50
7	PP :0,50 X 0,35	164,266	208,69	466 ,195
	CH :0, 40 X 0,35	141,70	134,913	348,33
6	PP :0,50 X 0,35	167,907	235,217	503,90
	CH :0, 40 X 0,35	147,44	137,23	355,83
5	PP :0,50 X 0,35	172,871	256,141	536,26
	CH :0, 40 X 0,35	154,52	140,255	368,46
4	PP :0,50 X 0,35	178,142	280,312	573,06
	CH : 0, 40 X 0,35	160,72	142,909	379,53
3	PP :0,50 X 0,35	180,493	306,955	609,31
	CH :0, 40 X 0,35	167,26	145,98	391,55
2	PP :0,50 X 0,35	192,869	331,72	655,73
	CH :0,40 X 0,35	173,786	149,186	403,37
1	PP :0,50 X 0,35	356,44	198,366	693,50
	CH :0,40 X 0,35	178,446	153,286	414,66
RDC	PP : 0,50 X 0,35	203,804	396,372	750,22
	CH :0,40 X 0,35	167,52	147,87	394,23

a) Vérification des zones nodales :

Tableau VI.13: Vérification des zones nodales

Etages	Section des poutres (m ²)	Section des poteaux (m ²)	Poutre	Poteau	Vérification
			1,25(Mw+ Me) (KN.m)	Ms+Mn (KN.m)	
13	PP :0,50 X 0,35	0,30x0,30	157,025	84,56	C.N.V
	CH :0,40 X 0,35		102,60		
12	PP :0,50 X 0,35	0,30x0,30	329,71	169,12	C.N.V
	CH :0,40 X 0,35		303,91		
11	PP : 0,50 X 0,35	0,35x0,35	348,59	218,93	C.N.V
	CH :0,40 X 0,35		314,56		
10	PP : 0,50 X 0,35	0,40x0,40	358,48	334,42	C.N.V
	CH :0,40 X 0,35		320,27		
9	PP : 0,50 X 0,35	0,45x0,45	405,01	552,79	C.V
	CH :0,40 X 0,35		262,36		
8	PP :0,50 X 0,35	0,50x0,50	459,94	743,85	C.V
	CH :0,40 X 0,35		337,50		
7	PP :0,50 X 0,35	0,55x0,55	466 ,195	912,58	C.V
	CH :0,40 X 0,35		348,33		
6	PP :0,50 X 0,35	0,60x0,60	503,90	1197,59	C.V
	CH :0,40 X 0,35		355,83		
5	PP :0,50 X 0,35	0,60x0,60	536,26	1353,02	C.V
	CH :0,40 X 0,35		368,46		
4	PP :0,50 X 0,35	0,65x0,65	573.06	1536,62	C.V
	CH : 0,40 X 0,35		379,53		
3	PP :0,50 X 0,35	0,70x0,70	609,31	1934,39	C.V
	CH :0,40 X 0,35		391,55		
2	PP :0,50 X 0,35	0,75x0,75	655,73	2395,55	C.V
	CH :0,40 X 0,35		403,37		
1	PP :0,50 X 0,35	0,80x0,80	693,50	2924,89	C.V
	CH :0,40 X 0,35		414,66		
RDC	PP : 0,50 X 0,35	0,80x0,80	750,22	3527,01	C.V
	CH :0,40 X 0,35		394,23		

Remarque : vu que la formule n'est pas vérifiée, notre solution c'est l'augmentation des sections des poteaux afin de vérifier les conditions .on garde le même ferrailage.

Tableau VI.14: Moment résistant dans les poteaux

Etages	Section des poteaux (m²)	Ms(KN.m)	Mn(KN.m)	Ms+ Mn (KN.m)
13	0,55x0,55	2195,69	0	2195,69
12	0,55x0,55	2195,69	2195,69	4391,38
11	0,55x0,55	2195,69	2195,69	4391,38
10	0,55x0,55	2195,69	4283,47	6479,16
9	0,65x0,65	4283,47	4283,47	8566,94
8	0,65x0,65	4283,47	4283,47	8566,94
7	0,65x0,65	4283,47	7592,05	11876,28
6	0,75x0,75	7592,05	7592,05	15185,62
5	0,75x0,75	7592,05	7592,05	15185,62
4	0,75x0,75	7592,05	1251,05	8843,86
3	0,85x0,85	1251,05	1251,05	2502,10
2	0,85x0,85	1251,05	1251,05	2502,10
1	0,85x0,85	1251,05	1954,64	3205,69
RDC	0,95x0,95	1954,64	1954,64	3909,28

Tableau VI.15: Moment résistant dans les poutres

Etages	Section des poutres (m ²)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	1,25(Mw+ Me)
13	PP :0,50 X 0,35	38,64	36,65	94,11
	CH :0,40 X 0,35	21,54	4,26	27,05
12	PP :0,50 X 0,35	72,907	162,83	294,67
	CH :0,40 X 0,35	130,106	127,71	322,27
11	PP : 0,50 X 0,35	78,857	192,182	388,78
	CH :0,40 X 0,35	132,446	131,105	329,446
10	PP : 0,50 X 0,35	77,255	192,678	337,41
	CH :0,40 X 0,35	134,456	131,118	266,574
9	PP : 0,50 X 0,35	78,965	210,577	289,54
	CH :0,40 X 0,35	136,002	130,965	333,70
8	PP :0,50 X 0,35	79,86	225,188	381,31
	CH :0,40 X 0,35	139,62	132,699	215,39
7	PP :0,50 X 0,35	79,348	236,467	394,75
	CH :0,40 X 0,35	143,9	134,33	347,78
6	PP :0,50 X 0,35	80,234	255,163	419,23
	CH :0,40 X 0,35	146,82	134,77	351,98
5	PP :0,50 X 0,35	80,782	272,315	461,18
	CH :0,40 X 0,35	151,68	137,29	288,97
4	PP :0,50 X 0,35	80,447	288,164	460,76
	CH : 0,40 X 0,35	157,118	139,88	297,108
3	PP :0,50 X 0,35	82,298	307,376	487,54
	CH :0,40 X 0,35	160,55	141,095	377,05
2	PP :0,50 X 0,35	82,667	326,698	511,70
	CH :0,40 X 0,35	166,34	144,36	310,72
1	PP :0,50 X 0,35	379,374	346,213	906,98
	CH :0,40 X 0,35	181,52	148,56	412,60
RDC	PP : 0,50 X 0,35	53,72	379,374	541,36
	CH :0,40 X 0,35	190,2	155,2	431,75

Tableau VI.16: Vérification des zones nodales

Etages	Section des poutres (m ²)	Section des poteaux (m ²)	Poutres	Poteaux	Vérification
			1,25(M _w + M _e) (KN.m)	M _s +M _n (KN.m)	
13	PP :0,50 X 0,35	0,55x0,55	94,11	2195,69	C.V
	CH :0,40 X 0,35		27,05		
12	PP :0,50 X 0,35	0,55x0,55	294,67	4391,38	C.V
	CH :0,40 X 0,35		322,27		
11	PP : 0,50 X 0,35	0,55x0,55	388,78	4391,38	C.V
	CH :0,40 X 0,35		329,446		
10	PP : 0,50 X 0,35	0,65x0,65	337,41	6479,16	C.V
	CH :0,40 X 0,35		266,574		
9	PP : 0,50 X 0,35	0,65x0,65	289,54	8566,94	C.V
	CH :0,40 X 0,35		333,70		
8	PP :0,50 X 0,35	0,65x0,65	381,31	8566,94	C.V
	CH :0,40 X 0,35		215,39		
7	PP :0,50 X 0,35	0,75x0,75	394,75	11876,28	C.V
	CH :0,40 X 0,35		347,78		
6	PP :0,50 X 0,35	0,75x0,75	419,23	15185,62	C.V
	CH :0, 40 X 0,35		351,98		
5	PP :0,50 X 0,35	0,75x0,75	461,18	15185,62	C.V
	CH :0,40 X 0,35		288,97		
4	PP :0,50 X 0,35	0,75x0,75	460,76	8843,86	C.V
	CH : 0,40 X 0,35		297,108		
5	PP :0,50 X 0,35	0,85x0,85	487,54	2502,10	C.V
	CH :0,40 X 0,35		377,05		
2	PP :0,50 X 0,35	0,85x0,85	511,70	2502,10	C.V
	CH :0,40 X 0,35		310,72		
1	PP :0,50 X 0,35	0,85x0,85	906,98	3205,69	C.V
	CH :0,40 X 0,35		412,60		
RDC	PP : 0,50 X 0,35	0,95x0,95	541,36	3909,28	C.V
	CH :0,40 X 0,35		431,75		

VI.6 vérification des Diaphragmes :

Les diaphragmes ou contreventements horizontaux des planchers et des toitures doivent être calculés pour résister aux forces sismiques déterminées par la formule :

$$F_{pk} = \frac{F_t + \sum F_i}{\sum W_i} W_{pk}$$

W_{pk} = poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau k comprenant un minimum des charges d'exploitation (voir tableau 4.6 : Coefficient β)

La force sismique exercée sur le diaphragme sera bornée comme suit :

$$0,80 A W_{pk} \leq F_{pk} \leq 1,60 A W_{pk}$$

Les diaphragmes supportant des murs de béton ou de maçonnerie doivent avoir des chaînages transversaux reliant les chaînages de rive pour assurer la distribution des forces d'ancrage. Dans les diaphragmes, des chaînages intermédiaires peuvent être prévus pour la formation de sous diaphragmes afin de transmettre des forces d'ancrage aux chaînages transversaux..

$$F_i = \frac{v - F_t}{\sum W_{t,ht}} . h_i$$

Avec :

$$V_x = 583,39 \text{ KN} ; V_y = 583,39 \text{ KN} ; W_t = 15536,112 \text{ KN} ; h_t = 46,09 \text{ m}$$

$$F_{tx} = 0,07.1,35. 375,071 = 35,44 \text{ KN}$$

$$F_{ty} = 0,07.1,35. 583,39 = 55,13 \text{ KN}$$

Tableau VI. 17: Vérification du diaphragme aux sens x

Etage	hi	Wi (KN)	Fix(KN)	Fpk x (KN)	$0,8A W_{pk} x \leq F_{pk} x \leq 1,6A W_{pk} x$	Vérification
16	3,06	64,01	0,149	13415,28	$994,31 \leq F_{pk} \leq 1988,62$	C.N.V
15	3,06	1005,03	2,337	583,86	$994,31 \leq F_{pk} \leq 1988,62$	C.N.V
14	3,06	1955,99	4,54	317,55	$994,31 \leq F_{pk} \leq 1988,62$	C.N.V
13	3,06	2918,14	6,78	224,77	$994,31 \leq F_{pk} \leq 1988,62$	C.N.V
12	3,06	3981,29	6,93	165,33	$994,31 \leq F_{pk} \leq 1988,62$	C.N.V
11	3,06	4898,10	11,37	148,47	$994,31 \leq F_{pk} \leq 1988,62$	C.N.V
10	3,06	9503,75	22,10	94,06	$994,31 \leq F_{pk} \leq 1988,62$	C.N.V
9	3,06	9627,39	22,39	93,32	$994,31 \leq F_{pk} \leq 1988,62$	C.N.V
8	3,06	9751,03	22,67	92,58	$994,31 \leq F_{pk} \leq 1988,62$	C.N.V
7	3,06	8993,79	20,91	97,34	$994,31 \leq F_{pk} \leq 1988,62$	C.N.V
6	3,06	10057,21	23,38	91,68	$994,31 \leq F_{pk} \leq 1988,62$	C.N.V
5	3,06	11142,82	25,91	85,53	$994,31 \leq F_{pk} \leq 1988,62$	C.N.V
4	3,57	12155,16	32,97	87,43	$994,31 \leq F_{pk} \leq 1988,62$	C.N.V
3	3,57	13225,59	35,88	83,77	$994,31 \leq F_{pk} \leq 1988,62$	C.N.V
2	3	14463,70	32,97	73,48	$994,31 \leq F_{pk} \leq 1988,62$	C.N.V
1	3	15536,11	35,42	70,86	$994,31 \leq F_{pk} \leq 1988,62$	C.N.V

Tableau VI.18 : Vérification du diaphragme aux sens y

étage	hi	Wi (KN)	Fiy (KN)	Fpk y (KN)	$0,8A W_{pk y} \leq F_{pk y} \leq 1,6A W_{pk y}$	Vérification
16	3,06	64,01	0,142	13415,28	$994,151 \leq F_{pk y} \leq 1988,62$	C.N.V
15	3,06	1005,03	2,24	886,84	$994,151 \leq F_{pk y} \leq 1988,62$	C.N.V
14	3,06	1955,99	4,36	472,51	$994,151 \leq F_{pk y} \leq 1988,62$	C.N.V
13	3,06	2918,14	6,51	328,17	$994,151 \leq F_{pk y} \leq 1988,62$	C.N.V
12	3,06	3981,29	8,89	524,009	$994,151 \leq F_{pk y} \leq 1988,62$	C.N.V
11	3,06	4898,10	10,94	209,56	$994,151 \leq F_{pk y} \leq 1988,62$	C.N.V
10	3,06	9503,75	21,22	124,81	$994,151 \leq F_{pk y} \leq 1988,62$	C.N.V
9	3,06	9627,39	21,50	123,66	$994,151 \leq F_{pk y} \leq 1988,62$	C.N.V
8	3,06	9751,03	21,78	122,53	$994,151 \leq F_{pk y} \leq 1988,62$	C.N.V
7	3,06	8993,79	20,09	129,93	$994,151 \leq F_{pk y} \leq 1988,62$	C.N.V
6	3,06	10057,21	22,46	119,85	$994,151 \leq F_{pk y} \leq 1988,62$	C.N.V
5	3,06	11142,82	24,89	111,56	$994,151 \leq F_{pk y} \leq 1988,62$	C.N.V
4	3,57	12155,16	27,15	105,16	$994,151 \leq F_{pk y} \leq 1988,62$	C.N.V
3	3,57	13225,59	34,46	105,24	$994,151 \leq F_{pk y} \leq 1988,62$	C.N.V
2	3	14463,70	31,67	93,23	$994,151 \leq F_{pk y} \leq 1988,62$	C.N.V
1	3	15536,11	34,02	95,76	$994,151 \leq F_{pk y} \leq 1988,62$	C.N.V

VI.7 Etude de ferrailage des voiles :

VI.7.1 Voile de contreventement :

VI.7.1.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

VI.7.1.2 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.7.1.3 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structure auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans types des structures en béton armé :

- notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques : appelées

Contreventement mixte, dans le but d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis a vis des charges horizontales.

VI.7.1.4 Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis a vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont les sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

-VI.7.1.5 Etapes de calcul :

- Détermination des sollicitations **N** et **M** par rapport à centre de gravité du béton seul, on envisage 2 cas : (N_{\min} ; $M_{\text{coresspond}}$) et (M_{\max} ; $N_{\text{coresspond}}$), La détermination de la nature de la section peut être soit:
 - Entièrement comprimée (EC).
 - Partiellement comprimée (PC).
 - Entièrement tendue (ET).

VI.7.1.6 Combinaison :

Selon les règlements parasismiques algériennes (RPA 99version 2003) les combinaisons à considérer sont les suivantes :

- **ELU : 1,35G +1,50Q**
- **ELS : G + Q**
- **ACC : G + Q + E**

VI.7.1.7 Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **RPA 99 version 2003** :

- Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales : $S \leq \min (15 a ; 30 \text{ cm})$
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :
 - 40 ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
 - 20 ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

VI.7.1.8 Exemple de calcul:

Tableau VI.19: Les résultats des efforts normaux ; tranchants et moments fléchissant

	M_{11}	M_{22}	F_{11}	F_{22}
G+P+1,2Ex	0,39	1,94	190,86	994,28
G+P+1,2Ey	0,18	0,89	514,9	236,01

F_{11} et F_{22} : effort normale

V_1 et V_2 : effort tranchant

Longueur : $L=5,10$ m

Epaisseur : $ep = 0,20$

La section : $A = 1,02m^2$

Moment d'inertie: $I = \frac{b.h^3}{12} = \frac{0,20 \times 5,10^3}{12} = 2,21m$

$V = \frac{b}{2} = 2,55m$

Détermination des contraintes :

$$\delta_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\delta_1 = \frac{0,99428}{1,02} + \frac{0,00194}{2,21} \cdot (2,55) = 0,974MPa$$

$$\delta_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\delta_2 = 0,971MPa$$

On a δ_1 et $\delta_2 > 0 \rightarrow$ la section voile est entièrement comprimée pas de zone tendue alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 version 2003.

Calcul des armatures :

D'après le R.P.A99 (version 2003) on à :

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

On calcule le ferrailage par 1ml.

$$A_{min} = 0,0015 \cdot 20 \cdot 100 = 3cm^2/ml.$$

Le diamètre des armatures :

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

$$D \leq \frac{1}{10} \cdot 200 = 20mm$$

On adopte: $D = 12\text{mm}$

L'espacement:

Selon le CBA 93:

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

$$St \leq \min(40, 33 \text{ cm})$$

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

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

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

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

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

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

On adopte un **espacement égal à 15 cm.**

Le diamètre des armatures verticales est de **7T12** soit **$A_{st} = 7,91\text{cm}^2$**

Détermination des armatures horizontales :

$$A_h = \frac{2}{3} A_v ; \text{ avec } A_v \text{ la section des armatures verticales}$$

$$A_h = \frac{2}{3} \cdot 12 = 8\text{mm}^2$$

On prend: $A_h = 10 \text{ mm}^2$

Soit **7T10** de section **$5,50\text{cm}^2$**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

$T = 1,4T$ (l'effort tranchant de calcul majoré 40%)

a : épaisseur du voile

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot 3,41 \cdot 10^3}{0,23,7} = 6,45 \text{ Mpa}$$

VI.7.2 Voile périphérique :

VI.7.2.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

VI.7.2.2 Pré dimensionnement:

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'**article 10.1.2**.

Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base ; Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $40\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec B : Section du voile.

VI.7.2.3 Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable). $L_x=5,10\text{m}$; $L_y=5,68\text{m}$; $e=20\text{cm}$.

La charge de poussées des terres est données par:

$$F_p = K_a \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

F_p : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres : $\gamma = 19\text{KN}/\text{m}^3$

H : Hauteur du voile.

Ka : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

φ : Angle de frottement des terres : $\varphi = 30^\circ$

$$\varphi = 30^\circ \longrightarrow \boxed{Ka = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30}}$$

$$Ka = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = 0,33$$

$$\boxed{Fp = Ka \cdot \gamma \cdot h}$$

$$Fp = 0,33 \cdot 19,5 \cdot 68 = 35,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\boxed{qu = 1,35 Fp}$$

$$qu = 1,35 \times 35,61 = 48,07 \text{ KN/m}^2$$

Efforts dans le voile:

$$\boxed{\rho = \frac{Ly}{Lx}}$$

$$\rho = \frac{5,10}{5,68} = 0,89 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

- Dans le sens de la petite portée : $Mx = \mu_x \cdot qu \cdot Lx^2$

- Dans le sens de la grande portée : $My = \mu_y \cdot Mx$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de ρ et v

v: Coefficient de poisson $\left\{ \begin{array}{l} 0 \text{ à ELU : pour le calcul des contraintes et armatures} \\ 0,2 \text{ à ELS : pour le calcul des déformations} \end{array} \right.$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires.

$$\rho = 0,89 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0466 \longrightarrow M_x = 0,0466 \times 48,07 \times 5,10^2 = 58,26 \text{KN.m} \\ \mu_y = 0,7635 \longrightarrow M_y = 0,7635 \times 58,26 = 44,48 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85.M_x = 0,85.58,26 = 49,52 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85.M_y = 0,85.44,48 = 37,80 \text{KN.m}$$

Moments sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5.M_x = 0,5 \times 58,26 = 29,13 \text{KN.m}$$

$$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=0,9.h=0,9.20=18\text{cm} ;$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 348\text{MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17\text{MPa} .$$

Tableau VI.20: Calcul du ferrailage du voile périphérique

	Sens	M _u KN.m	M	β	α	A's	A _{st} (cm ²)	A _{st} adopté	choix	Esp
Travée	Axe x	49,52	0,0011 7	0,99	0,012 5	0	7,98	10,77	7T14	15
	Axe y	37,80	0,0008 2	0,99	0,012 5	0	6,09	10,77	7T14	15
Appui	Axe x	29,13	0,0011	0,99	0,012 5	0	4,69	10,77	7T14	15
	Axe y									

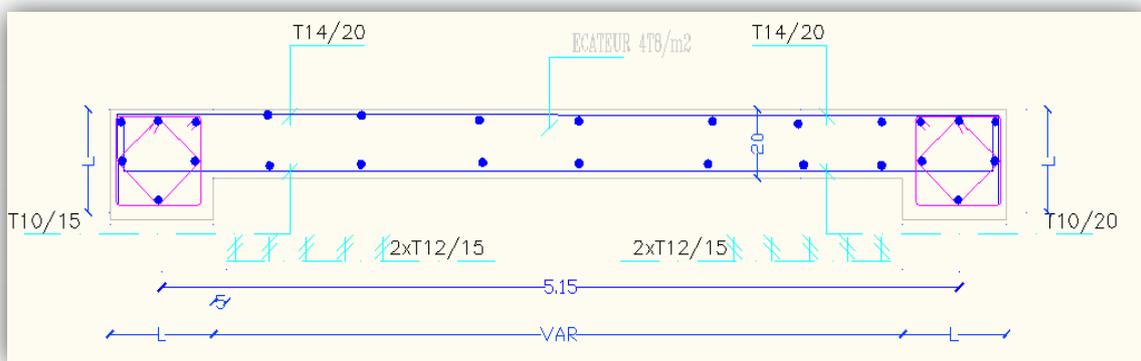


Figure VI.7 : Ferrailage du voile périphérique

- Condition exigée par les RPA99 version 2003 :

Le **RPA version 2003** préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_l \text{ et } A_t \geq 0,1. b. h$$

$$A_l = A_t \geq 0,001 \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2 \quad \text{CV}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min}} = 5,50\text{cm}^2 > 2,17\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

- 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**.

$$T_{\text{max}} = 108,38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{max}}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{108,38.10^{-3}}{1,0,225} = 0,48 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,48 \text{ Mpa} \text{ condition vérifier}$$

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

$$T_x = \frac{48,07 \times 5,10 \times 5,68}{2(5,10) + 5,68} = 87,68 \text{ KN}$$

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

$$T_y = \frac{48,07.(5,10)}{3} = 81,71 \text{ KN}$$

$$T_u \text{ max} = \max (T_x ; T_y) = 87,68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{87,68}{1 \times 0,18} = 0,48 < \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

- Vérification à L'ELS :**a) Evaluation des sollicitations à l'ELS:**

$$q_{ser} = 1.35,61 = 35,61 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot Lx^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0,0537 \times 35,61 \times 5,10^2 = 49,73 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,8358 \times 49,73 = 41,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 42,27 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \cdot M_y = 35,326 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,5 \cdot M_x = 24,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Vérification des contraintes :**En travée:**

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

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

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

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

$$D = \frac{15}{100} \cdot (10,77 + 0) = 1,61 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100} \cdot (10,77 \cdot 13,5 + 0) = 58,15 \text{ cm}^2$$

$$Y = -1,61 + \sqrt{1,61^2 + 58,61} = 6,21 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \cdot (6,21)^3 + 15(10,77) \times (18-6,21) + 0 = 30438,87 \text{ cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$ Avec : $M_{ser} = 42,27 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{42,27 \cdot 10^2}{30438,87} \cdot (6,21) = 0,862 \text{ KN/cm}^2 = 8,62 \text{ MPa}$$

Tableau VI.21: Vérification du béton du voile périphérique à ELS

	Sens	Mser KN.m	Ast (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	verification
Travée	Axe x	42,27	10,77	13,84	15	CV
	Axe y	35,32	10,77	13,84	15	CV
Appui	Axe x	24,86	10,77	13,84	15	CV

Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...). Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

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.

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 prises pour que les fondations aient les qualités requises.

VII.2 Etude préliminaire du choix de type de fondation:

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2,5 bars, la profondeur d'ancrage est de 6m 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 :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \leq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

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 isolés. Pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

Ss : section des semelles

Sb : section du bâtiment

Si cette condition n'est pas vérifiée, on peut considérer la solution du radier comme nécessaire.

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$$

Semelles isolées :

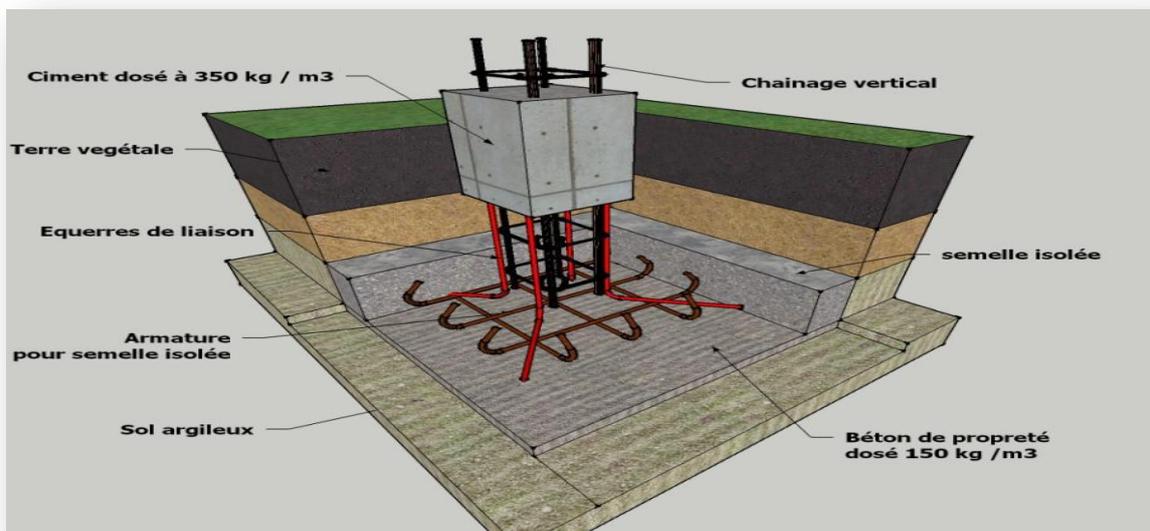


Figure VII.1: Schéma d'une semelle isolée

On va prendre comme exemple de calcul une semelle isolée sous poteaux qui est la plus sollicitée (semelle centrale) : On doit vérifier que:

Tel que:

$S_s = B \times L$ (section des semelles).

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la semelle

$$Ss \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

D'après les résultats obtenu par **ETABS** ; l'effort normal du poteau le plus sollicité égale a :

$$N = 5717,25 \text{KN}$$

$$Ss \geq \frac{5717,25}{250} = 22,86 \text{ m}^2$$

Si on a une semelle carrée : $B = L = 4,78 \text{ m}$

$$\text{On a } 42 \text{ poteaux} \rightarrow Ss = 22,86 \cdot 42 = 960,12 \text{ m}^2$$

$$Sb = 655,36 \text{ m}^2$$

$$\frac{Ss}{Sb} = \frac{960,12}{655,36} = 1,46 > 0,5$$

La surface totale des semelles 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 :

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines appuyé sur les nervures ; chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment .L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.



Figure VII.2 : Un radier général

Pour déterminer la surface du radier ; il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$$

VII.3 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 poteaux.

$$L_{max} = 6,31 \text{ m} \Rightarrow h = 31 \text{ cm}$$

On prend : $h = 50 \text{ cm}$. pour l'épaisseur de la dalle.

- Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol : $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bar}$ La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\sigma_b \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_b = z \cdot k \leq \sigma_{sol}$$

- Z : déplacement maximale suivant l'axe z

- K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen);

- $K = 0,5 \text{ [kg/cm}^3\text{]}$ Pour un très mauvais sol.
- $K = 4 \text{ [kg/cm}^3\text{]}$ Pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 \text{ [kg/cm}^3\text{]}$ Pour un très bon sol.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol 2,5 bar

L'après ETABS: le déplacement maximale est de : $z = 0,0045$

$0,0045 \cdot 4 \cdot 10^2 = 1,8 \text{ bar} < 2,5 \text{ bar}$ condition vérifier

b) Nervure :

- Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h_{n1} \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

On a $L_{\text{max}} = 6,31 \text{ m}$

$$0,78 < h_{n1} < 1,26$$

Alors on prend : $h_{n1} = 1,10 \text{ cm}$

- Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{4 \cdot \frac{\pi \cdot E \cdot I}{b \cdot k}}$$

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 : $E = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_c} \cdot 28$

b : largeur de radier par bande d'un mètre ($b = 1 \text{ m}$).

I : Inertie de la section transversale du radier : $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

L : distance maximale entre deux poteaux :

Donc : $hn_2 \geq 0,42 \text{ cm}$

$hn = \max (hn1 ; hn2)$

$hn = 50 \text{ cm}$

en prend $hn = 50 \text{ cm}$

- Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$b \geq \frac{6,31}{10} = 0,631 \text{ m}$$

Donc :

$b = 65 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

Conclusion :

$hn = 50 \text{ cm}$

$b = 65 \text{ cm}$

D'après **ETABS** et après plusieurs essais ; les dimensions du radier et des nervures les plus favorables sont :

- Epaisseur de la dalle du radier : $h = 50 \text{ cm}$

- Les dimensions de la nervure : $hn = 85 \text{ cm}$

$b = 65 \text{ cm}$

VII.4 Les vérifications nécessaires :

a) 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.

Avec :

$$Nu \leq Qc = 0,045 \cdot \mu \cdot h \cdot \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

Nu : Effort normal du poteau le plus sollicité ($Nu = 9136,40 \text{ KN}$)

Uc : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a,b: Dimensions du poteau du RDC (90x90)cm².

Qc : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$c = 2 [(90 + 90) + 2.85] = 530 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0,045 \cdot 5,30 \cdot 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 13140,6 \text{ KN}$$

$$N_u = 9136,4 \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{28}}{\gamma_b} = 13140,6 \text{ CV}$$

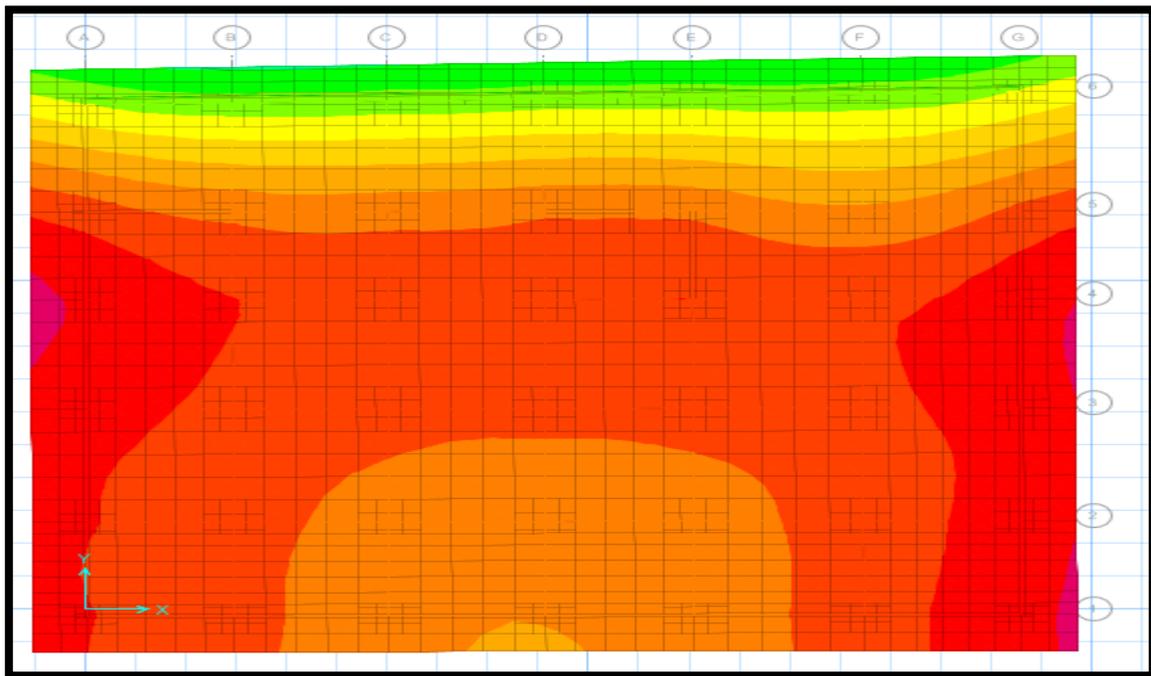


Figure VII.3: Moments M a l'ELS

VII.5 Ferrailage du radier :

Le calcul se fait à la flexion simple et en deux directions :

- calcul des armatures longitudinales :

Les efforts inters suivant X :

Tableau VII.1 : récapitulatifs des sollicitations au niveau du radier

Sens	M _{max appui} KN.m	M _{max travée} KN.m
X	452,70	506,18

Les efforts inters suivant Y :

Tableau VII.2 : récapitulatifs des sollicitations au niveau du radier

Sens	$M_{\max \text{ appui}}$ KN.m	$M_{\max \text{ travée}}$ KN.m
Y	620,22	547,06

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$h = 0,50 \text{ m} ; d = 0,9. h = 0,45\text{m} ; f_{c28} = 25\text{MPa}$$

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

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,006.25 = 2,1\text{MPa}$$

a) ELU:

En travée:

$$M_{ut} = 547,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{547,06.10^{-3}}{1,0,45^2.14,17} = 0,191 > 0,186 \text{ pivot B}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{fe}{\gamma_s.E_s}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{400}{1,15.200000} = 0,00173$$

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5+1000.\varepsilon} = 0,669$$

$$\beta_1 = (1-0,4\alpha) = 0,7324$$

$$\mu_1 = 0,8.\alpha_1.\beta_1 = 0,8.0,669.0,7324 = 0,392$$

$$\mu_u = 0,191 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{on revient au pivot A}$$

$$\alpha = 1,25.(1-\sqrt{1-2\mu}) = 0,26$$

$$\beta = (1-0,4\alpha) = 0,89$$

$$A_{st} = \frac{547,06.10^{-3}}{0,89.0,45.348} = 39,25 \text{ cm}^2$$

On prend : **7T20 Fils + 7T20 Ref** de section : **Ast = 43,96cm²**

- En appui :

$$M_{\max} = 620,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{620,22 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 45^2 \cdot 14,17} = 0,216 > 0,186 \quad \text{pivot B}$$

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

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{400}{1,15 \cdot 200000} = 0,00173$$

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \varepsilon} = 0,669$$

$$\beta_1 = (1 - 0,4\alpha) = 0,7324$$

$$\mu_1 = 0,8 \cdot \alpha_1 \cdot \beta_1 = 0,392$$

$\mu_u = 0,216 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ on revient au pivot A

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,216)}) = 0,31$$

$$\beta = 1 - 0,4(0,31) = 0,87$$

$$A_{st} = \frac{620,22 \cdot 10^{-3}}{0,87 \cdot 0,45 \cdot 348} = 45,52 \text{ cm}^2$$

On prend : **7T20 + 2 * 7T16 chap** de section : **Ast = 50,11cm²**

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,9 \text{ cm}^2$$

$A_{st\ min} = 1,9\text{cm}^2 < 50,11\text{cm}^2$ Condition vérifiée

- Calcul de l'espacement :

D'après le **CBA 93** :

$$S_t = \min(0,9 \cdot d ; 40)\text{cm} = \min(0,9 \cdot 45 ; 40) = 40\text{cm}$$

Alors on adopte un espacement de :

$S_t = 15\text{cm}$ dans les zones courantes

$S_t = 10\text{cm}$ dans les zones nodales

- Vérifications 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 appui :

Par conséquent :

Donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

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

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

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

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

$$D = \frac{15}{100} (50,11 + 0) = 7,51\text{cm}$$

$$E = \frac{30}{100} \cdot (50,11 \cdot 45 + 0) = 676,485\text{cm}^2$$

$$y = -7,51 + \sqrt{7,51^2 + 676,485} = 19,56\text{cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \cdot 19,56^3 + 15 \cdot 50,11 \cdot (45 - 19,56)^2 + 0 = 735914,096\text{cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$ avec $M_{ser} = 333,82 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{333,82 \cdot 10^2}{735914,096} \cdot 19,56 = 0,887 \text{ KN/cm}^2 = 8,87 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 11,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

- En travée :

Tableau VII.3 : Vérification à l'ELS de la contrainte de béton

	D (cm)	E (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{bc} (Mpa)	condition
ELS	6,59	593,46	18,64	674065,844	15	9,23	CV

VII.6 ferrailage des nervures :

Les efforts inters suivant X :

Tableau VII.4 : récapitulatifs des sollicitations au niveau des nervures

Sens	$M_{\text{max appui}}$ KN.m	$M_{\text{max travée}}$ KN.m
X	626,72	458,47

Les efforts inters suivant Y :

Tableau VII.5 : récapitulatifs des sollicitations au niveau des nervures

Sens	$M_{\text{max appui}}$ KN.m	$M_{\text{max travée}}$ KN.m
Y	579,91	772,59

- Calcul des armatures longitudinales:

- En travée :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » :

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 0,5 \text{ m}$; $h = 0,85 \text{ m}$

D'après ETABS ; $M_{tu} = 772,59 \text{ KN.m} = 772,59 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$

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

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,006.25 = 2,1\text{MPa}$$

$$M_r = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot \sigma_{bc} = 0,5 \cdot 0,85 \cdot 14,17 \cdot (0,765 - 0,425) = 2,047\text{MN.m}$$

$$d = 0,9 \cdot h_0 = 0,765\text{m}$$

$M_{tu} < M_r$: l'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table et le calcul se fait avec une section rectangulaire de dimensions (50 x 85cm)

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$b = 0,5\text{m} ; h = 0,85\text{m} ; d = 0,9 \cdot h = 0,765\text{m}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,006.25 = 2,1\text{MPa}$$

$$M_{\max t} = 772,59 \text{ KN.m} = 772,59 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{772,59 \cdot 10^{-3}}{0,5 \cdot 0,76^2 \cdot 14,17} = 0,188 > 0,186 \quad \text{pivot B}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{400}{1,15 \cdot 200000} = 0,00173$$

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \varepsilon} = 0,669$$

$$\beta_1 = (1 - 0,4\alpha) = 0,732$$

$$\mu_1 = 0,8 \cdot \alpha_1 \cdot \beta_1 = 0,8 \cdot 0,669 \cdot 0,732 = 0,392$$

$$\mu_u = 0,188 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{on revient au pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,188)}) = 0,27$$

$$\beta = 1 - 0,4(0,27) = 0,89$$

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

$$A_{st} = \frac{772,59 \cdot 10^{-3}}{0,89 \cdot 0,765 \cdot 348} = 32,60 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7T16 Fils + 7T20 chap** de section **36,05 cm²**

- **En appui :**

$$M_{\max} = 626,72 \text{ KN.m} = 626,72 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{626,72 \cdot 10^{-3}}{0,5 \cdot 0,76^2 \cdot 14,17} = 0,153 < 0,18 \quad \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,153)}) = 0,21$$

$$\beta = 1 - 0,4(0,21) = 0,92$$

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

$$A_{st} = \frac{626,72 \cdot 10^{-3}}{0,92 \cdot 0,76 \cdot 348} = 25,75 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7T16 Fils + 7T16 chap** de section **28,14 cm²**

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 :

$$\bar{\sigma}_{st} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

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

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

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

$A'_u = 0$ le calcul des armatures en compression n'est pas nécessaires par conséquent : $d' = 0$

$$D = \frac{15}{35} (28,14 + 0) = 12,06 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{35} \cdot (28,14 \cdot 76 + 0) = 1833,12 \text{ cm}^2$$

$$y = -12,06 + \sqrt{12,06^2 + 1833,12} = 32,42 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{35}{3} (32,42)^3 + 15 \cdot 28,14 (45 - 32,42)^2 + 0 = 464344,591 \text{ cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$ avec $M_{ser} = 155,97 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{155,97 \cdot 10^2}{464344,591} \cdot 32,42 = 1,08 \text{ KN/cm}^2 = 10,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} > 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 0,5 \cdot 0,76 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,58 \text{ MPa}$$

$$A_{st \text{ min}} = 4,58 \text{ cm}^2 < 36,05 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement :**

D'après les résultats obtenus par ETABS ; Selon **CBA 93 Article 5.1.2** .Pour de fissurations peu préjudiciable

$$T_{\max} = 645,95 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{645,95 \cdot 10^{-3}}{0,85 \cdot 0,50} = 1,68 \text{ MPa}$$

Selon **CBA 93 Article 5.1.2 .1** ; Pour des Fissuration peu préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \cdot \frac{25}{15} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 1,68 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

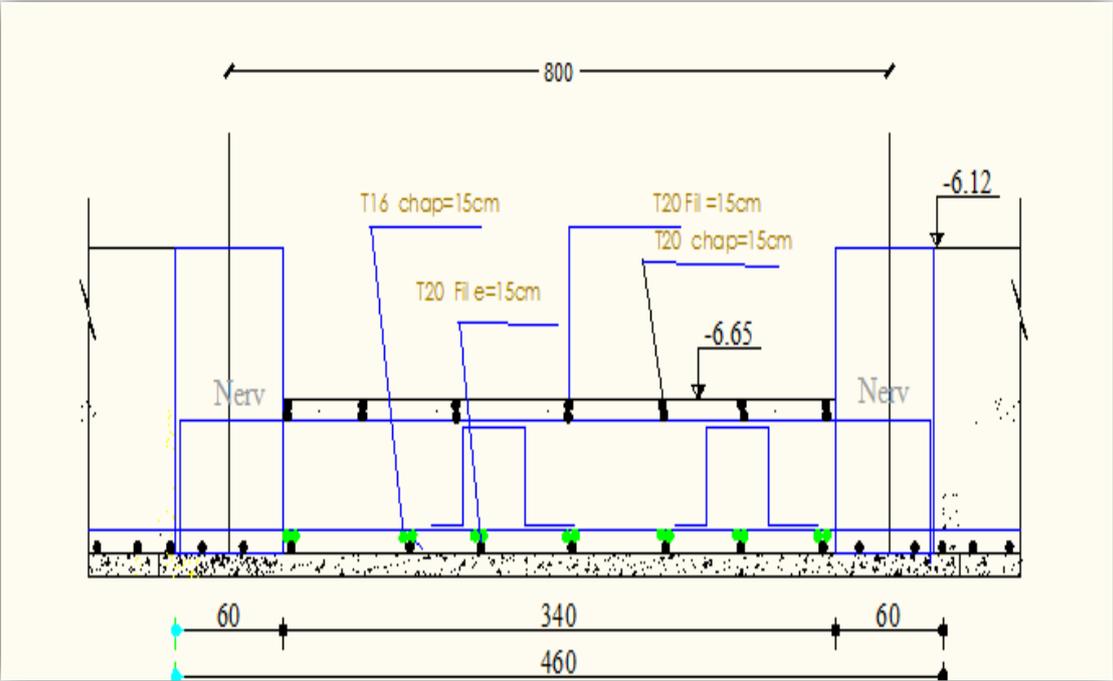


Figure VII.4: ferraillage de radier

VII.7 étude des longrines :

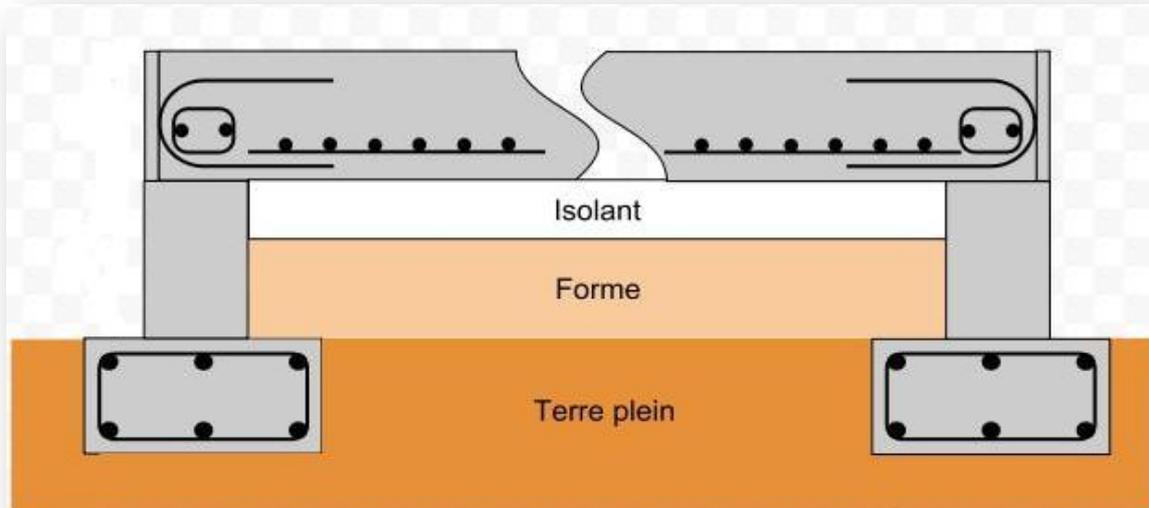


Figure VII.5: Schéma d'une longrine

VII.7.1 Introduction :

Le rôle de longrine est de relier les points d'appuis d'un même bloc, à tout dispositif équivalant tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Selon RPA99 version 2003, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

(25 cm x 30 cm) : sites de catégorie S2 et S3

(30 cm x 30 cm) : site de catégorie S4

Pour plus d'efficacité ; on prend les dimensions de la section transversale des longrines (30x30).

Le choix de notre fondation nous oblige à utiliser des longrines pour la construction et assuré un chainage de base permettant la rigidité de l'ensemble de fondation.

Le type de site est **S3 (meuble)**, donc pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = (N/\alpha) > 20 \text{ KN}$$

D'après **RPA 99 version 2003** et comme notre zone est la **zone sismique I** d'où $\alpha=15$

Avec :

N présente la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidaires.

$$F = \frac{N}{12}$$

$$F = \frac{5717,25}{12} = 476,25 \text{ KN} = \frac{3831,87}{12} = 319,32 \text{ KN}$$

VII.7.2 Le ferrailage :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{476,25 \cdot 10^3}{348} = 13,68 \text{ cm}^2 = \frac{319,32 \cdot 10^3}{348} = 9,17 \text{ cm}^2$$

On choisi **4T14+4T12** de section **Ast = 10,68 cm²**

D'après **RPA 99 version 2003** ; le ferrailage minimum doit être de **0,6%** de la section avec des cadres d'ou l'espacement est inférieur à la **min (20 cm, 15Ø)**:

$$A_{st} = 0,6\% B = 0,6/100 (30 \cdot 30) = 5,40 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte : **Ast = 6,78 cm²**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min}} = 1,9 \text{ cm}^2 < 10,68 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : On prend le max entre (Ast calcul ; Ast min de RPA) = max (6,78 ; 10,68) = 10,68 cm²

L'espacement des cadres :

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15\text{Ø})$$

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15 \cdot 1,4)$$

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 21 \text{ cm})$$

On adopte : **S_t = 15 cm**

Les armatures transversales :

On choisit forfaitairement :

$\varnothing_t = 8$ mm de section : $A_{st} = 1,5$ cm

Condition des armatures transversales :

$\varnothing_t \geq 1/3 \varnothing_l$

$8 \text{ mm} \geq 4,66 \text{ mm}$ Condition vérifiée

Réalisation D'un tour R+12+2 Sous sol A- TLEMCEN

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

LOT N° 01 :					
TERRASSEMENT - SUPERSTRUCTURE -					
REVETEMENTS -ETANCHEITE -					
N° ART	Désignation des Ouvrages	U	Q tés	P.U	montant
<i>I - T E R R A S S E M E N T</i>					
1.1	Débroussaillage , nettoyage ,décapage de la terre végétale pour l'ensemble de l'assiette du projet ép 0,30 m et évacuation des remblais entreposés à la décharge publique	M2	1307	100,00	130 700,00
1.2	Fouilles en puits	M3	0	250,00	-
1.3	Fouilles en tranchées	M3	20,00	250,00	5 000,00
1,4	Fouilles en grand masse	M3	1151,59	250,00	287 897,50
1,5	Remblai des fouilles en tuf blanc autour des voiles de soutènement	M3	263,69	2000,00	527 380,00
1,6	Transport des terres excédentaires à la décharge publique	M3	1151,590	400,00	460 636,00
S / T O T A L H . T					1 411 613,50

II - INFRASTRUCTURE					
N° ART	Désignation des Ouvrages	U	Q tés	P.U	montant
2.1	Béton de propreté dosé à 200 Kg CPA/M3 exécuté sous ouvrages en B . A y compris toutes sujétions	M3	0	10000,00	-
2.2	Gros béton dosé à 250 Kg CPA / M3 pour ouvrages divers y compris toute sujétions	M3	458,400	10000,00	4 584 000,00
2,3	béton bonchée dosé à 250 Kg CPA / M3 pour blocage(soubassement) ycompris toute sujétions	M4	7,340	10000,00	73 400,00
2,4	Béton armé dosé à 350 Kg CPA/M3 y compris toutes sujétions de mise en oeuvre manuelle ou mécanique pour ouvrages en fondation :				-
	a - radier	M3	1283	50000,00	64 150 000,00
	b - Longrines	M3	0	50000,00	-
	d - Avant poteaux	M3	0	50000,00	-
	e - Voiles	M3	80,8	50000,00	4 040 000,00
2,5	Hérisson en pierres sèches, ép: 20 cm	M2	0	900,00	-
2,6	Exécution d'enduit au mortier de ciment sur mur de soubassement	M2	100	1 000,00	100 000,00
2,7	Badigeon au flinckot	M2	400	100,00	40 000,00
		S / T O T A L H . T			72 987400,00

III - SUPERSTRUCTURE					
N° ART	Désignation des Ouvrages	U	Q tés	P.U	montant
3.1	Béton armé dosé à 350 Kg /M3 y compris coffrage, ferrailage, mise en oeuvre, pervibration y compris toutes sujétions pour ouvrages en élévation				
	a - Poutres et chaînages	M3	988,41	50 000,00	49 420 500,00
	b - Poteaux	M3	996,78	50 000,00	49 839 000,00
	c - Voiles	M3	490	50 000,00	24 500000,00
	e - Escalier	M3	59	50 000,00	2 950 000,00
	f - Acrotères	M3	146	50 000,00	7 300 000,00
	g - dalle pleine ep=15cm	M3	187,35	50 000,00	9 367 500,00
	h - bande noyee	M3	10	50 000,00	500 000,00
3.2	Execution de béton légèrement armé pour raidisseur y compris coffrage et ferrailge et toutes sujestion,	M3	12	20 000,00	240 000,00
3.3	Plancher semi préfabriqué 20+5, y compris hourdis , poutrelles en B.A ,mise en œuvre du béton de dalle compression dosé à 350 Kg CPA/M3 y compris toute sujétions	M2	12000	3 000,00	36 000 000,00
3.4	Exécution de bonde de protection de largeur60cm y compris rechargement en steril,dallage en béton armé dosé a 300kg/m3 avec treillis soudé ,caniveau en bétonlégèrement armé,bordures en béton de largeur 10cm	M2	98,4	4 000,00	393 600,00
3.5	forniture et pose de joint en polysterne de 8cm au niveau des joints,	M2	20	100,00	2 000,00
		S / T O T A L H . T			180 51600,00

V - ETANCHEITE					
N° ART	Désignation des Ouvrages	U	Q tés	P.U	montant
4,1	Forme de pente en béton maigre sur dalle terrasse	M2	930,00	1 000,00	930 000,00
4,2	Isolation thermique en plaques de polystyrène de 4cm d'épaisseur	M2	930,00	1 000,00	930 000,00
4,3	Ecran pare vapeur en feuille de polyane forte	M2	930,00	800,00	744 000,00
4,4	Complexe d'étanchéité multicouche sur toiture terrasse bitumé 3 x 36S y compris fourniture, pose, coupes et raccords	M2	930,00	1 000,00	930 000,00
4,5	Protection lourde exécutée par épandage et réglage d'une couche de gravier obligatoirement roulé sur une épaisseur constante de 4 cm	M2	930,00	1 000,00	930 000,00
4,6	Relevé de solin comprenant une plaque de feutre bitumé auto protégé par feuille d'aluminium (type paxalumin),	ML	123	1 200,00	147 600,00
4,7	Gargouilles en plomb laminé de 4mm à moignons de diamètre 100 mm	U	8	3 000,00	24 000,00
4,8	Crapaudines comprenant fixation, fourniture, main-d'œuvre et toutes sujétions	U	8	3 000,00	24 000,00
4,9	Descentes des eaux pluviales en PVC F 110	ML	240	1 000,00	240 000,00
		S / TOTAL H . T			4 899 600,00
		TOTAL H . T			259 81213,50
		TVA 19			49 364 130,57
		TOTAL T.T.C			309 175 344,07

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en évidence l'ensemble de nos connaissances acquises durant notre cycle de formation en génie civil, d'approfondir nos notions théoriques en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception parasismique des structures.

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.

L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion. Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure. Donc les systèmes portiques contreventés par des voiles sont caractérisés par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques.

Notons que plusieurs variantes de configuration des voiles (nombre et disposition) ont été menées afin d'opter pour la variante qui vérifie les conditions de stabilité.

Les points suivants présentent des conclusions importantes tirées en raison de cette étude:

- La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- Les sections des poteaux choisies au chapitre pré-dimensionnement ont été augmentées afin d'éviter la formation des rotules plastique au niveau des poteaux.
- Les diaphragmes ou contreventements horizontaux des planchers et des toitures doivent être calculés pour résister aux forces sismiques déterminées.

- Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Bibliographie

Règlement:

- D.T.R charge permanentes et charges des d'exploitation
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003
- (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS,2004.
- Calcul de la période MSE pour Mr Rfik Taleb

Les mémoires de fin d'étude :

- Etude Technique – économique d'un bâtiment 2 sous sol, RDC+16 étages d'une forme irrégulière en plan a usage multiple, Tlemcen 2014.
- La modélisation et conception parasismique d'un bâtiment sous sol +RDC+ 9 étages a usage multiple, Ain Témouchent 2015

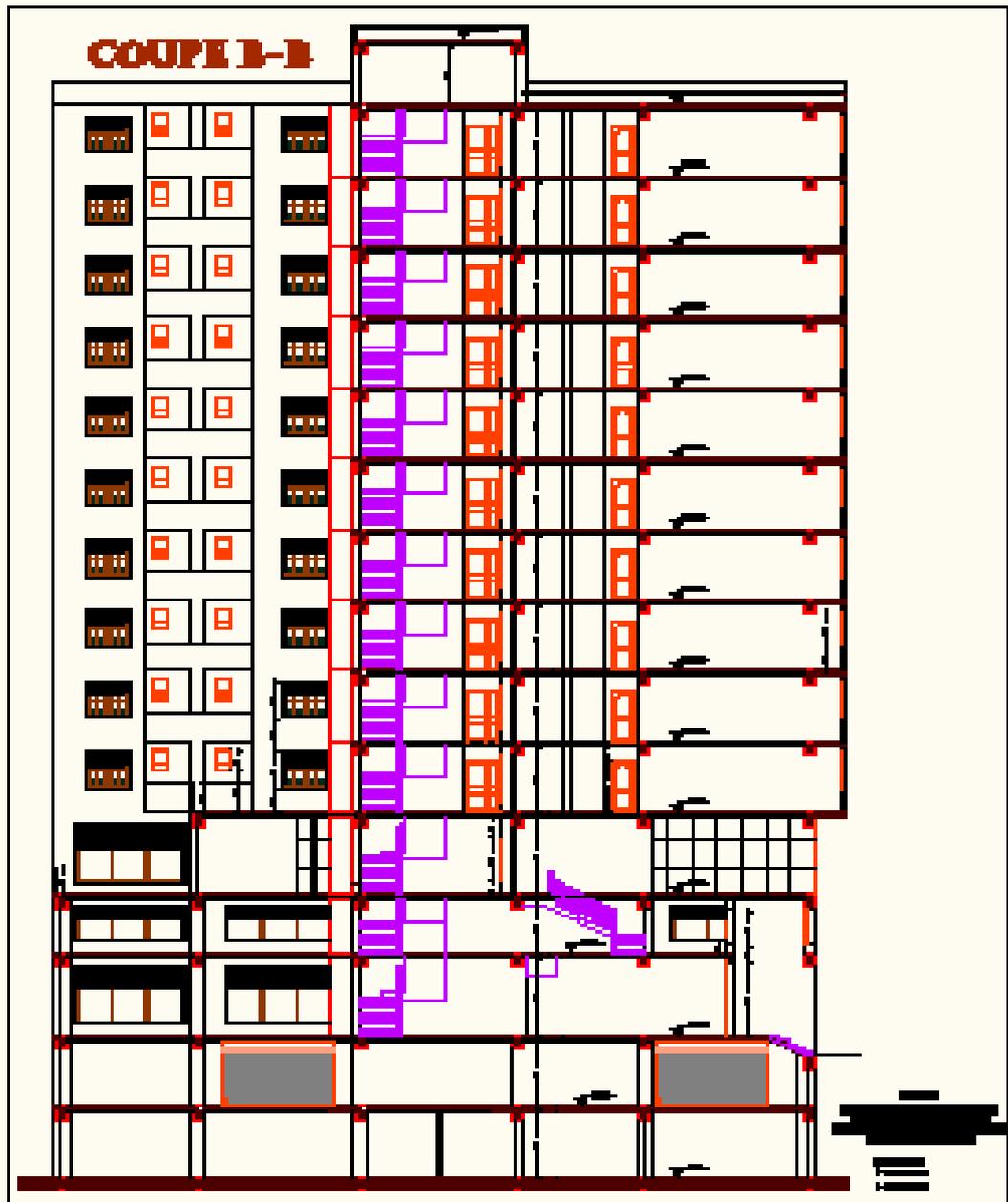
Logiciels :

- Structural Software for Building Analysis and Design ETABS 2013
- Structural Software for Analysis and Design SAP2000 V14.0.0
- Autodesk AutoCAD 2013
- Microsoft office Word 2007
- Microsoft office EXCEL 2007

ANNEXES

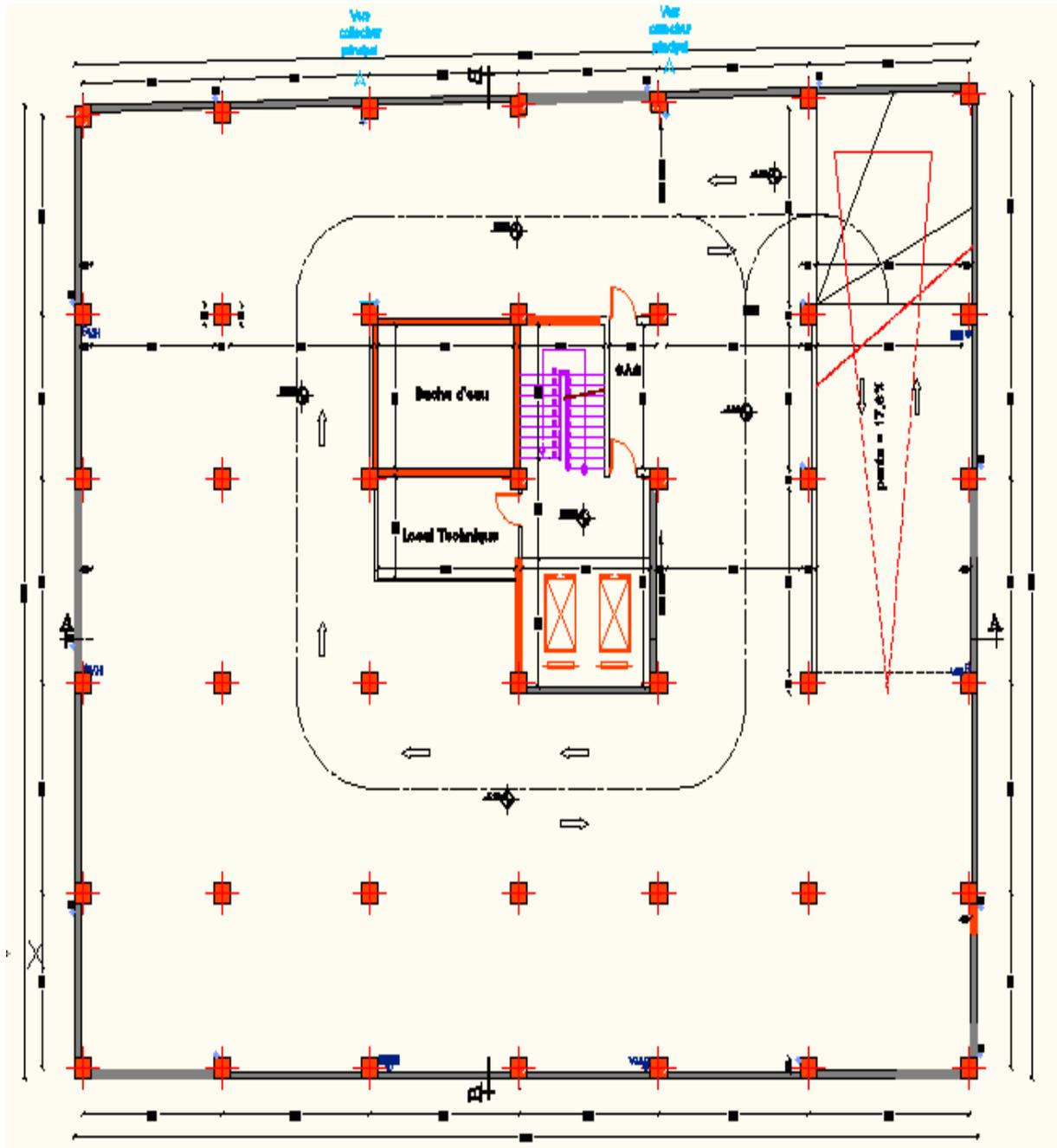
Annexe A :

Tour R+12+2sous sol

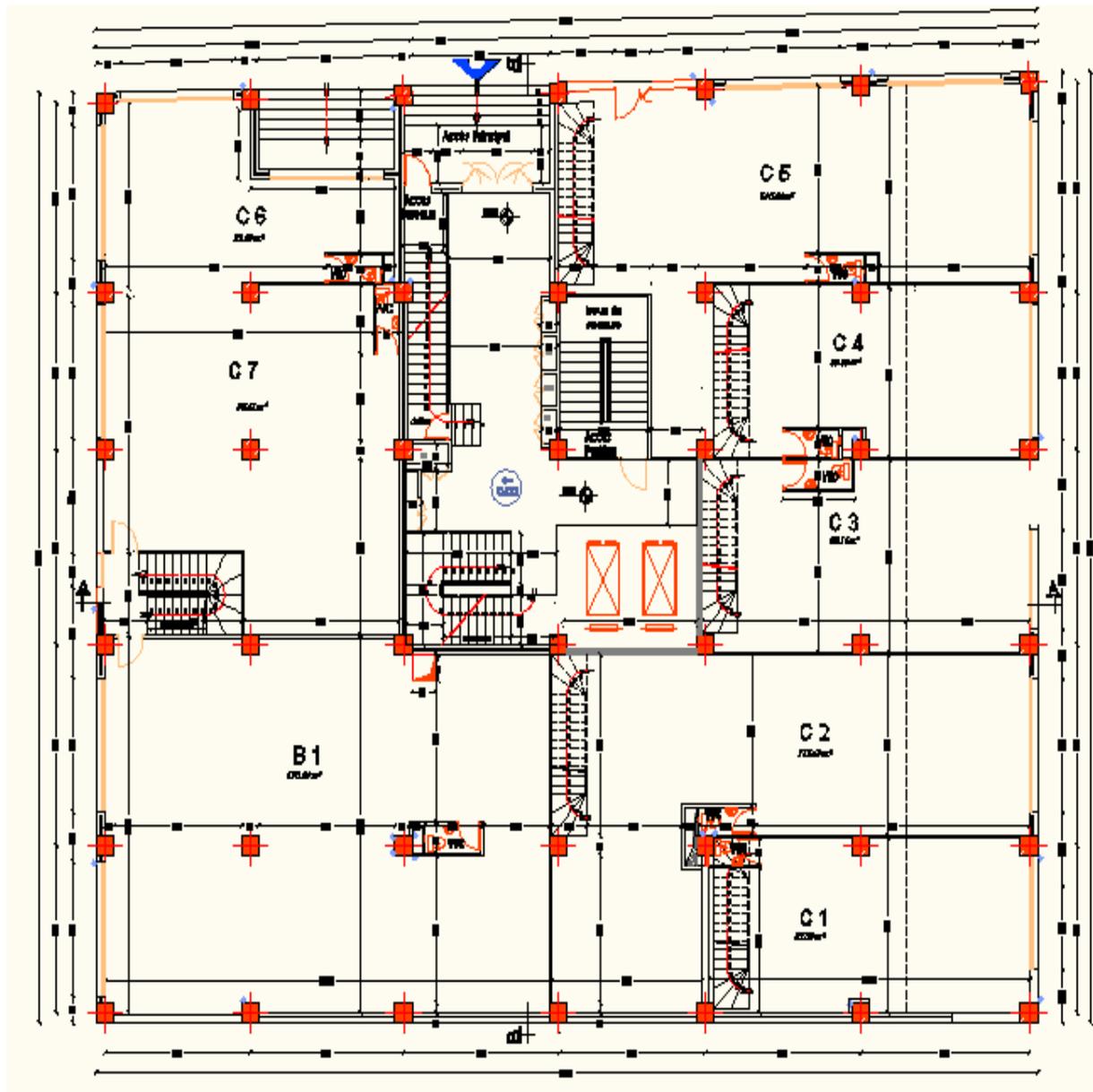


Annexe A :

Plan architecturale de tour R+12+2 SOUS SOL (plan sous sol)



Plan architecturale de tour R+12+2 SOUS SOL (plan RDC)



Plan architecturale de tour R+12+2 SOUS SOL (plan etage courant)

