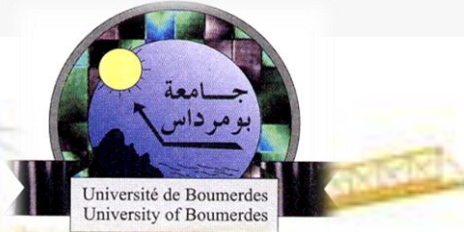


Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche Scientifique

UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA BOUMERDES

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

**En vue de l'obtention du diplôme de
Master en Génie Civil
Option : Structure Académique**

Thème

**Etude d'un bâtiment «R + 5 + Entre sol», contreventé par
voiles porteurs en béton armé, en utilisant un spectre de
réponse du RPA et un spectre de réponse du KEDDARA.**



Réalisé par :

M^{elle} : AIT AMMAR Taous

M^{elle} : MALDJI Nabila

Suivi par :

M^r T. MESSAFER

2016-2017

Remerciements

Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

En second lieu, nous tenons à adresser notre grand remerciement à notre promoteur Mr. T. MESSAFER pour tous ses conseils, ses grands efforts et surtout sa patience.

*Nos remerciements vont aussi aux personnalités du **CTC de BOUMERDES** : Mm HAMDI et Mr KOUNTAR qui n'ont jamais hésité de nous faire profiter de leur grande expériences du travail.*

Nous n'oublions pas les responsables de la bibliothèque qui nous ont beaucoup facilité notre recherche.

Nous remercions tous les enseignants du département de génie civil. Ainsi les personnels de Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique CGS.

Aussi nos remerciements les membres du jury qui ont consacré un peu de leur temps pour examiner notre travail.

Sans oublier toute la promotion Master2 GC.

En fin, nous adressons nos remerciements à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

AIT AMMAR Taous

MALDJI Nabila

Dédicaces

Je dédie ce travail au Modèle de sacrifice, d'amour et de générosité. à ma très chère mère.

A mon très cher père qui m'ont aidé durant toute ma vie.

A mes chers frères et sœurs et ses enfants.

A mon cher mari et sa famille

A toute ma famille et mes amies.

A mon binôme et sa famille.

A mes amies de GC promotion 2014

Taous. A

Dédicaces

Je dédie ce travail au Modèle de sacrifice, d'amour et de générosité. La lumière de mon chemin et les étoiles de ma vie, ma très chère mère.

A mon très cher père qui m'ont aidé durant toute ma vie.

A mes chers frères et sœurs.

A très chère grand-père.

A ma grande mère.

A mes oncles et tantes.

A mes cousins et cousines

A toute ma famille.

A mon binôme et sa famille.

A mes chers amis et mes copines.

A mes amis de GC promotion 2014.

NABILA.M

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

I -1) Introduction	1
I -2) Caractéristiques géométriques du bâtiment :	1
I -3) Eléments de l'ouvrage :.....	2
I -4) Réglementation utilisée :.....	3
I -5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :	3

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

II-1) Introduction :	9
II-2) Pré-dimensionnement des éléments secondaires :	9
II-2-1) Pré-dimensionnement des planchers :	9
II-2-2) Pré-dimensionnement des balcons :	10
II-2-3) Pré-dimensionnement de l'acrotère :.....	10
II-2-4) Pré-dimensionnement des escaliers :.....	11
II-3) Pré-dimensionnement des éléments principaux :.....	12
II-3-1) Pré-dimensionnement des voiles :.....	12
II-3-2) Pré-dimensionnement des poutres :.....	14
II-4) Evaluation des charges et surcharges :.....	15
II-5) Loi de dégression des surcharge:	17
II-6) Pré-dimensionnement des poteaux :.....	18

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Introduction	22
III-1) Etude de l'acrotère	22
III-2) Etude du balcon.....	28
III-3) Calcul des escaliers.....	32
III-4) Etude de la poutre palière	41
III-5) Calcul des planches.....	48
III-5-1) Planchers à corps creux.....	48
III-5-2) Calcul de la dalle de compression.....	48
III-5-3) Calcul des poutrelles.....	49

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV-1) Introduction	61
IV-2) Etude dynamique	61
IV-2-1) Objectif de l'étude dynamique	61
IV-2-2) Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis	61
IV-2-3) Modélisation de la structure étudiée	61
IV-2-4) Choix de disposition des voiles.....	63
IV-2-5) Caractéristiques géométriques	64
IV-3) Etude sismique	66
IV-3-1) Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique	66
IV-3-2) Choix de la méthode de calcul	67
IV-3-3) Méthode statique équivalente	67
IV-3-4) Mode de vibration et participation massique	69
IV-3-5) Vérifications des exigences de RPA99/2003	72
1) Résultante des forces sismiques de calcul	72
2) Justification de système de contreventement	72
3) Calcul de l'effort tranchant modal à la base	73
4) Vérification des déplacements inter-étage	74
5) Vérification de l'effet P-Delta.....	76
6) Vérification au renversement.....	77
7) Vérification de l'effort normal réduit.....	78

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

V-1) Introduction	79
V-2) Ferrailage des poteaux	79
V-3) Ferrailage des poutres	86
V-4) Ferrailage des voiles	92

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI-1) Introduction.....	99
VI-2) Type des fondations	99
VI-3) Etude du sol.....	99
VI-4) Choix de type Fondation	100
VI-5) Etude du radier	101
VI-6) Détermination des charges et surcharges	104
VI-7) Vérification	105
VI-8) Ferrailage de radier.....	108
VI-9) Ferrailage du débord.....	117
VI-10) Etude de voile de l'infrastructure	118
VI-11) Ferrailage du voile périphérique	120

Chapitre VII : Comparaison des résultats d'ETABS

VI-1) Introduction.....	123
VII-2) Notion de dynamique des structures.....	123
VII-2-1) Raison de dynamique des structures.....	123
VII-2-2) Degré de liberté dynamique.....	123
VII-2-3) Oscillation des structures-spectre de réponse.....	123
VII-2-4) Nature des structures.....	125
VII-2-5) Oscillations des structures.....	126
VII-2-6) Détermination des spectres de réponse.....	130
VII-2-7) Utilisation des spectres de réponse.....	131
VII-3) Construction des spectres de réponses.....	133
VI-3-1) Spectre de réponse élastique.....	133
VII-3-2) Spectre de réponse de site de KEDDARA lors de séisme de Boumerdés 2003.....	134
VII-3-3) Spectre de réponse RPA et KEDDARA.....	136
VII-4) Présentation des résultats.....	137
VII-4-1) Déplacements inter-étage.....	137

SOMMAIRE

VII-4-2) Vérification de l'effet P- Delta.....	140
VII-4-3) Les forces sismiques de calcul.....	142
VII-4-4) Vérification de la stabilité au renversement.....	143
VII-5) Conclusion.....	143

Conclusion général.

Annexe.

LISTE DES TABLEAUX

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

Tableau I-1: Caractéristique des aciers utilisés.....	6
---	---

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II-1: Charge permanente de plancher terrasse inaccessible	15
Tableau II-2: Charge permanente de plancher étage courant.....	16
Tableau II-3: Charge permanente de balcon.....	16
Tableau II-4: Charge permanente de palier.....	16
Tableau II-5: Charge permanente de paillasse.....	17
Tableau II-6: Surcharges d'exploitation.....	17
Tableau II-7: Dégression des charges d'exploitations.....	18
Tableau II-8: Dimension de poteau voisin rive.....	20
Tableau II-9: vérification des sections.....	20

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III-1-1: Sollicitation dans l'acrotère.....	23
Tableau III-1-2: Caractéristiques géométriques et mécaniques.....	23
Tableau III- 3-1 : Evaluation des charges.....	33
Tableau III-3-2 : Combinaison des charges.....	33
Tableau III-3-3: efforts tranchants et moments fléchissant à ELU	34
Tableau III-3-4: efforts tranchants et moments fléchissant à ELS.....	34
Tableau III-3-5: Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	39
Tableau III-4-1 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	46
Tableau III-5-1 : Charges et surcharges et la combinaison des charges.....	51
Tableau III-5-2 : Résultats de calcul à l'ELU (moments, efforts tranchants).....	54
Tableau III-5-3 : Résultats de calcul à l'ELS (moments, efforts tranchants).....	55
Tableau III-5-4 : Vérification des contraintes dans le béton.....	59

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Tableau IV-2-1 : Centre de masse et centre de rigidité.....	65
Tableau IV-3-1: périodes, modes et participation massique.	69
Tableau IV-3-2: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.	72
Tableau IV-3-3: Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.....	73
Tableau IV-3-4: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.....	73
Tableau IV-3-5: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.....	74
Tableau IV-3-6: Déplacement inter-étage dans le sens 'xx'.....	75
Tableau IV-3-7 : Déplacement inter-étage dans le sens 'yy'.....	75
Tableau IV-3-8: Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal.	76
Tableau IV-3-9: Vérification de l'effet P-Delta sens transversal.	77
Tableau IV-3-10 : Vérifications au renversement.....	77
Tableau IV-3-11 : Vérifications de l'effort normal réduit.....	78

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Tableau V-1 : Situation durable et accidentelle.	79
Tableau V-2 : Les efforts obtenues par ETABS.....	80
Tableau V-3 : Ferrailage maximale et minimale.....	81
Tableau V- 4 : Ferrailage longitudinale des poteaux.....	81
Tableau V-5 : calcul des armatures transversales.....	83
Tableau V-6 : Résumé de Ferrailage transversal.....	83
Tableau V-7 : Vérification de l'effort tranchant.....	84
Tableau V-8 : Vérification des contraintes de compression.....	85
Tableau V-9 : Armatures longitudinales des poutres principales non lié au voile.....	87
Tableau V-10 : Armatures longitudinales des poutres principales lié au voile.....	87
Tableau V-11 : Armatures longitudinales des poutres secondaires non lié au voile.....	88
Tableau V-12 : Armatures longitudinales des poutres secondaires lié au voile.....	88
Tableau V-13 : Vérification de l'adhérence des barres.....	90
Tableau V-14 : Contrainte de compression dans le béton.....	91
Tableau V-15 : Vérification de la flèche.....	91
Tableau V-16 : Ferrailage de voile V1.....	97
Tableau V-17 : Ferrailage de voile V2.....	98

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI-1 : Surfaces des semelles filantes sens (xx).....	100
Tableau VI-2 : Surfaces des semelles filantes sens (yy).....	100
Tableau VI- 3 : Vérification de la stabilité au renversement	101
Tableau VI-4: Vérification des contraintes.....	107
Tableau VI-5: Vérification des contraintes.....	107
Tableau VI-6: Evaluation des moments M_x , M_y	110
Tableau VI-7 : Le ferrailage à L'ELU.....	110
Tableau VI-8 : Vérification des contraintes à l'ELS sens longitudinal.....	111
Tableau VI-9 : Vérification des contraintes à l'ELS sens transversal.....	111
Tableau VI-10 : Ferrailage des nervures longitudinales en travée.....	113
Tableau VI-11 : Ferrailage des nervures longitudinales en appui.....	113
Tableau VI-12 : Ferrailage des nervures transversales en travée.....	113
Tableau VI-13 : Ferrailage des nervures transversales en appui.....	114
Tableau VI-14 : Vérification des contraintes en appuis.....	115
Tableau VI-15 : Vérification des contraintes en travée.....	116
Tableau VI-16 : Vérification des contraintes en appuis.....	116
Tableau VI-17 : Vérification des contraintes en travée.....	117
Tableau VI-18 : Schémas de ferrailage des nervures.....	117
Tableau VI-19 : valeurs des moments.....	120
Tableau VI-20 : ferrailage à L'ELU.....	121
Tableau VI-21 : vérification des contraintes.....	121
Tableau VI-22 : vérification des contraintes.....	121

Chapitre VII : Comparaison des résultats d'ETABS

TableauVII-1 : Déplacement inter-étage dans le sens 'xx' selon le spectre de RPA.....	138
TableauVII-2 : Déplacement inter-étage dans le sens 'yy' selon le spectre de RPA.....	138
TableauVII-3 : Déplacement inter-étage sens 'xx' selon le spectre de KEDDARA.....	139
TableauVII-4 : Déplacement inter-étage sens 'yy' selon le spectre de KEDDRA.....	139
Tableau VII-5 : Vérification de l'effet P-Delta sens 'xx' selon le spectre de RPA.....	140

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VII-6 : Vérification de l'effet P-Delta sens 'yy' selon le spectre de RPA.....	140
Tableau VII-7 : l'effet P-Delta sens 'xx' selon le spectre de KEDDARA.....	141
Tableau VII-8 : l'effet P-Delta sens 'yy' selon le spectre de KEDDARA.....	141
Tableau VII-9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul selon le spectre de RPA.....	142
Tableau VII-10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul selon le spectre de KEDDARA.....	142
Tableau VII-11 : Vérifications au renversement selon le spectre de RPA.....	143
Tableau VII-12 : Vérifications au renversement selon le spectre de KEDDARA.....	143

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

Figure I-1 : Plan de situation représente l'emplacement de projet.....	1
Figure I-2 : diagramme contrainte-déformation : ELU.....	4
Figure I-3 : Diagramme Contrainte-déformation : ELS	5
Figure I-4 : Diagramme contraintes- déformation des aciers.....	7

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

Figure II-1 : Dalle en cops creux.....	9
Figure II-2 : Schéma de l'acrotère.....	10
Figure II-3 : Escalier à deux volées.....	11
Figure II-4 : Coupe de voile en élévation.....	12
Figure II-5 : Coupe de voile en plan.....	13
Figure II-6 : Coupe de poteau voisin de rive en plan.....	19

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III-1-1 : Schéma statique et diagrammes des efforts.	22
Figure III-1-2 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.	24
Figure III-1-3 : Ferrailage de l'acrotère.	28
Figure III-2-1 : Schéma statique de balcon.....	28
Figure III-2-2 : Les moments et les efforts.....	29
Figure III-2-3 : Ferrailage de balcon.....	32
Figure III-3-1 : Schéma statique de calcul à ELU.....	33
Figure III-3-2 : Schéma statique de calcul à ELS.	33
Figure III-3-3 : Diagrammes efforts tranchants	35
Figure III-3-4 : Diagrammes des moments.	35
Figure III-3-5 : Section d'escalier.....	36
Figure III-3-6 : Schéma de ferrailage des escaliers.	41
Figure III-4-1 : Schéma statique de la poutre palière.....	42
Figure III-4-2 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU.	43
Figure III-4-3 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS.....	43
Figure III-4-4 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	47
Figure III-5-1 : Treillis soudés (200x200).	49
Figure III-5-2 : Dimensions de la poutrelle.....	49

Figure III-5-3 : Schéma de la poutrelle.....	49
Figure III-5-4 : Schéma statique à l'ELU.....	50
Figure III-5-5 : Schéma statique à l'ELS.....	50
Figure III-5-6 : Schéma statique à ELU et à ELS.....	52
Figure III-5-7 : Diagramme des moments à L'ELU.....	55
Figure III-5-8 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	55
Figure III-5-9 : Diagramme des moments à L'ELS.....	56
Figure III-5-10 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.....	56
Figure III-5-11 : Schéma de ferrailage de plancher.....	60

Chapitre IV : Calcul des éléments secondaires

Figure IV-2-1 : Vue en 3D de la structure.....	63
Figure IV-2-2 : Schéma de disposition des voiles.....	64
Figure IV-3-1 : Diagramme de spectre de calcul.....	67
Figure IV-3-1 : Translation suivant le sens (x-x).....	70
Figure IV-3-2 : Translation suivant le sens (y-y).....	71
Figure IV-3-3 : Rotation autour de l'axe z.....	71

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Figure V- 1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles selon RPA99/2003.....	94
Figure V-2 : Schéma de disposition et la nomenclature des voiles.....	96

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI- 1: Schéma de radier nervuré.....	102
Figure VI- 2 : Dimensionnement de radier nervuré.....	103
Figure VI-3 : Diagramme de réaction du sol par des charges horizontales.	106
Figure VI-4 : Le panneau le plus sollicité.....	109
Figure VI-5 : Le schéma du ferrailage de la dalle du radier.....	111
Figure VI-6 : Dimensions des nervures.....	112
Figure VI-7 : schéma statique du débord.....	118
Figure VI-8 : Répartition des charges de voile périphérique.....	119
Figure VI-9 : Schéma de Ferrailage du voile périphérique.....	122

Chapitre VI : Comparaison des résultats d'ETABS

Figure VII-1 : Accélération du sol et réponse de la structure.....	125
Figure VII-2 : Réponses des structures.....	127
Figure VII-4 : formulation d'un spectre de réponse de déplacement.....	131
Figure VII-5 : Spectre de réponse élastique.....	133
Figure VII-6 : Découplage des oscillateurs.....	134
Figure VII-7 : Accélérogramme du site de KEDDARA.....	134
Figure VII-8 : Spectre de réponse de KEDDARA.....	135
Figure VII-9 : Spectres de réponse de KEDDARA et RPA.....	136
Figure VII-10 : Diagramme de spectre de réponse de KEDDARA sur ETABS.....	137

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'un projet de génie civil s'élabore en tenant compte de la sécurité et de l'économie.

La conception parasismique des bâtiments s'appuie sur les différentes normes et règlements qui préconisent divers systèmes de contreventement assurant une bonne dissipation de l'énergie sismique. Le choix d'un système de contreventement dépend de type de l'ouvrage et la nature des matériaux.

Dans la présente étude, nous nous intéressons à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation contreventé par voiles porteurs.

Cette étude nous permettra d'apprendre à lire les plans d'architectures dans le but de créer le modèle de calcul et d'utiliser les différentes méthodes adéquates pour évaluer des efforts internes.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

L'étude des bâtiments se base généralement sur les règlements pour la stabilité et la sécurité, parmi ces règlements le règlement parasismique algérien RPA qui comporte le spectre de réponse qui est utilisé pour l'analyse modale spectrale. On a voulu comparer les résultats obtenue du logiciel ETABS en utilisant le spectre de réponse du RPA et celui d'un spectre réel du site lors d'un enregistrement sismique.

Notre démarche s'articule autour de sept chapitres :

- Présentation d'ouvrage et caractéristiques des matériaux.
- Le pré-dimensionnement des éléments de structure, et descente des charges.
- Le calcul des éléments secondaires.
- L'étude dynamique et sismique.
- Le calcul des éléments principaux.
- L'étude de l'infrastructure.
- Etude Comparatif des résultats de l'ETABS.

Chapitre I

*Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux*

I-1) introduction :

Ce projet qui a été proposé par CTC BOUMERDES concerne une conception et étude d'un bâtiment (R+5+entre sol) à usage d'habitation avec une comparaison des résultats D'ETABS en utilisant un spectre de réponse de RPA 2003 et un spectre de réponse du site de KEDDARA.

Le bâtiment est classé en groupe d'usage 2, implanté à BORDJ-MENAIL dans la wilaya de BOUMERDES. Cette région est classée en zone sismique IIb par le REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN (RPA99/version 2003).



Figure I-1 : Plan de situation représente l'emplacement de projet.

Les données de site sont comme suit :

- Le site est considéré comme site meuble (S3).
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2$ bars.
- Profondeur du sol = 2m.

Le bâtiment comporte 6 niveaux ayant une distribution de 4 logements par niveaux de type F3 et un entre sol.

Le bâtiment a une forme régulière et symétrique en plan, la communication verticale d'un étage à l'autre s'effectue par un seul escalier.

I-2) Caractéristiques géométriques du bâtiment :**I-2-1) En plan :**

- Longueur totale : 26,20 m.
- Largeur totale : 18,40 m.

I-2-2) En élévation :

- Hauteur du RDC : 3,06 m.
- Hauteur d'étage : 3,06 m.
- Hauteur de l'entre sol : 3,60 m.
- Hauteur de l'acrotère : 0,70 m.
- Hauteur totale : 18,36 m.

I-3) Eléments de l'ouvrage :**I-3-1) Contreventement :**

Le système de contreventement est constitué de voiles en béton armé associés à des portiques et des voiles.

Le rôle porteur vis à vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales et verticales.

I-3-2) Les planchers :

Les planchers remplissent deux fonctions principales :

- **fonction de résistance mécanique** : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.

- **fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents Étages.

- planchers à corps creux :

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

- Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux, ainsi que les balcons.

I-3-3) Maçonnerie :

La maçonnerie sera exécutée en brique creuse :

a) Murs extérieurs à double cloison :

- ✓ Brique creuse de 15 cm.
- ✓ L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- ✓ Brique creuse de 10 cm.

b) Murs intérieurs :

- ✓ Ils sont constitués de brique creuse de 10 cm.

I-3-4) Les revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- ✓ Mortier de ciment pour les murs de façades.
- ✓ Plâtre pour les cloisons intérieures
- ✓ Céramique pour les cuisines et les salles d'eau.
- ✓ Plâtre pour les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers.

I-3-5) Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marche et contre- marche) qui passe à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte un seul type d'escalier, à deux paillasse adjacentes et un palier de repos.

I-3-6) Les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulé sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales.

I-3-7) Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleines.

I-3-8) L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 70 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour but d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I-3-9) Infrastructure :

L'infrastructure sera réalisée en béton armé en assurant :

- ✓ Transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- ✓ Limitation des tassements différentiels.
- ✓ Encastrement de la structure dans le sol.

I-3-10) Système de coffrage :

On utilise des coffrages métalliques et classiques (en bois) pour les poteaux, poutres et les voiles.

I-4) Réglementation utilisée :

- ✓ **RPA** (règle parasismiques algériennes 99 version 2003).
- ✓ **CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- ✓ **BAEL 91** (règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites).
- ✓ **DTR B.C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitation).

I-5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I-5-1) Le béton :**

Le béton est un composite qui résulte du mélange intime de ciment, d'eau, d'agréats et éventuellement d'adjuvants. Ces constituants sont dosés de manière à obtenir après durcissement, un produit solide dont les propriétés mécaniques peuvent être très supérieures à celles des roches naturelles.

Le béton obtenu aura une masse volumique de 2500 kg/m^3 .

✓ **Résistance à la compression : f_{cj}**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours f_{c28} .

Par convention, la résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant à l'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Ainsi, pour $j \leq 28$ jours, elle suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,40 + 0,95j)} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour l'étude de ce projet, la résistance à la compression à 28 jours est prise : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

✓ **Résistance à la traction : f_{tj}**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{A.2.1.12 / BAEL91})$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

✓ **Contraintes limites ultime à la compression :**

(A.4.3.41/ BAEL91) : Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

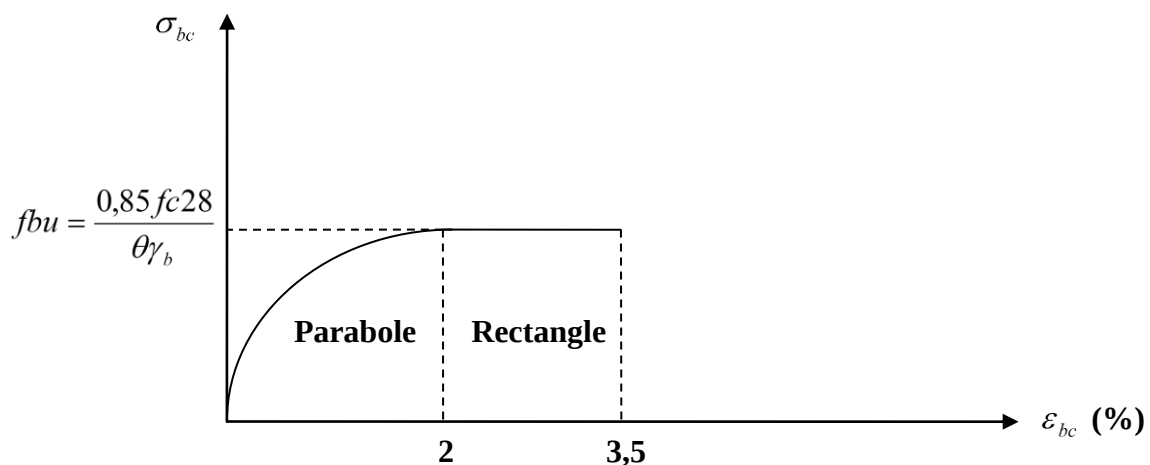


Figure I-2 : diagramme contrainte-déformation : ELU

- f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.
- γ_b : Coefficient de sécurité.
- $\gamma_b = 1,5$ en situation durable ou transitoire.
- $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.
- θ : coefficient de sécurité qui est en fonction de la durée d'application des actions tel que :

$\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0,9$; si la durée d'application est comprise entre 1 heures et 24 heures.

$\theta = 0,85$; si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

Dans notre cas : $\theta = 1$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPA.}$$

✓ **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement est limitée par :

$\tau = \min (0,13 f_{cj} ; 5 \text{MPa})$ cas ou la fissuration est peu préjudiciable.

$\tau = \min (0,10 f_{cj} ; 4 \text{MPa})$ cas ou la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

✓ **Contrainte limite de service à la compression :**

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

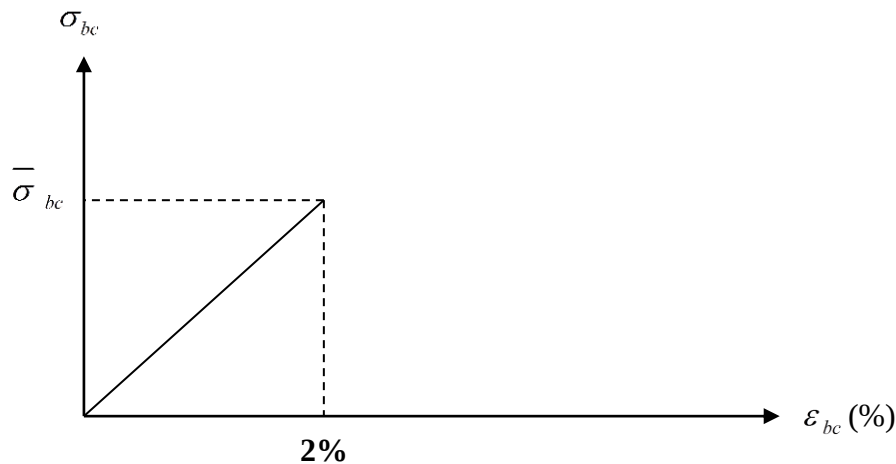


Figure I-3 : Diagramme Contrainte-déformation : ELS

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

✓ **Module de déformation longitudinale :**

Le module de déformation longitudinale du béton est défini selon la durée d'application des contraintes normales.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{ij}} \quad \text{charges instantanées.}$$

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{ij}} \quad \text{charges de longue durée.}$$

✓ **Coefficient de Poisson :**

Le coefficient de Poisson ν est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative.

[A.2.1.3/ BAEL91] :

$\nu = 0,20 \longrightarrow$ pour le calcul des déformations (ELS).

$\nu = 0 \longrightarrow$ pour le calcul des sollicitations (ELU).

I-5-2) L'acier :

Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface ; on trouve les ronds lisses, les aciers à haute adhérence HA, et treillis soudé. Pour les ronds lisses, il existe deux nuances : FeE215 et FeE235, pour les barres à haute adhérence, les nuances sont FeE400 et FeE500.

On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Types d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la rupture [MPa]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	1,3	1

Tableau I-1 : Caractéristique des aciers utilisés.

✓ **Module d'élasticité longitudinale :**

Quel que soit la nuance de l'acier, le module d'élasticité longitudinale sera pris égale à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.2.1/BAEL91})$$

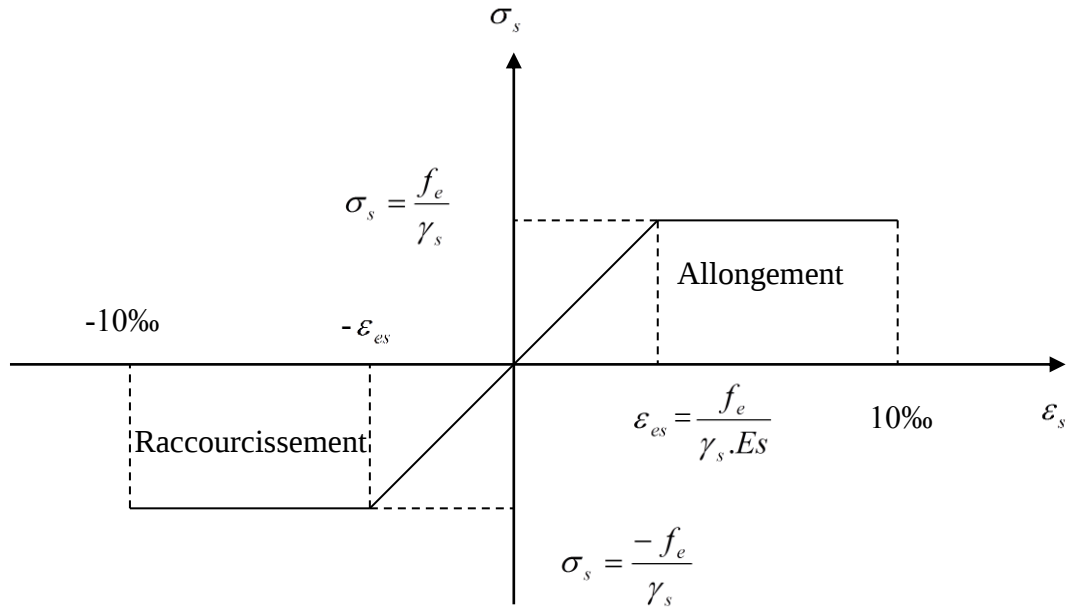


Figure I-4 : Diagramme contraintes- déformation des aciers

✓ **Contrainte limite ultime ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{A.4.3.2 /BAEL 91})$$

Avec :

 γ_s : Coefficient de sécurité. $\gamma_s = 1$ ———> cas des situations accidentelles. $\gamma_s = 1,15$ ———> cas des situations durables (courantes).❖ **Remarque :**

Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine.

✓ **Contrainte limite de service ELS :****a) Fissuration peu préjudiciables :** (A.4.5.32/BAEL91)

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable lorsque :

- Les éléments en cause sont situés dans les locaux couverts et clos non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations.
- Les parements susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles, ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.

b) Fissurations préjudiciables : (A.4.5.33/BAEL91)

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas, on doit respecter les règles suivantes :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{MPa})$$

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

η : Coefficient de fissuration qui vaut :

1,0 pour les ronds lisses y compris les treilles soudés de fils tréfilés lisses.

1,6 pour les HA dont $\Phi \geq 6\text{mm}$.

1,3 pour les HA dont $\Phi < 6\text{mm}$.

c) Fissuration très préjudiciables : (A.4.5,34/BAEL91)

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe la règle suivante :

$$\sigma_s = \min \left\{ 0,5 f_{tj}, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{MPa}).$$

I-6) Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci- dessous :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- **E.L.U :**
 - Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10% pour le raccourcissement unitaire du béton à 3,5% en flexion et 2% en compression simple.
 - On peut supposer concentrer en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvue que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15%.
- **E.L.S :**
 - Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.
 - L'aire de l'acier est concentrée en son centre de gravité.
 - Le coefficient d'équivalence est le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinale de l'acier et du béton $\eta = \frac{E_s}{E_b}$ est fixé forfaitairement à $\eta = 15$.

Chapitre II

*Pré-dimensionnement et descente
de charge*

II-1) Introduction :

Le but de ce chapitre est de déterminer les dimensions des différents éléments de la structure, les dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99 version 2003, CBA93, BAEL 91**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification et aussi on prend en considération l'économie afin d'éviter les surplus d'acier et du béton.

II-2) Pré- dimensionnement des éléments secondaires :**II-2-1) Pré-dimensionnement des planchers :**

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent aux éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux. Ils jouent également le rôle d'un coupe-feu en cas d'incendie.

Dans notre cas nous avons un plancher à corps creux.

- **Dalle en corps creux :** les planchers sont constitués d'une dalle horizontale associée à un système de poutres format nervures (poutres principales, poutres secondaires et les poutrelles...).

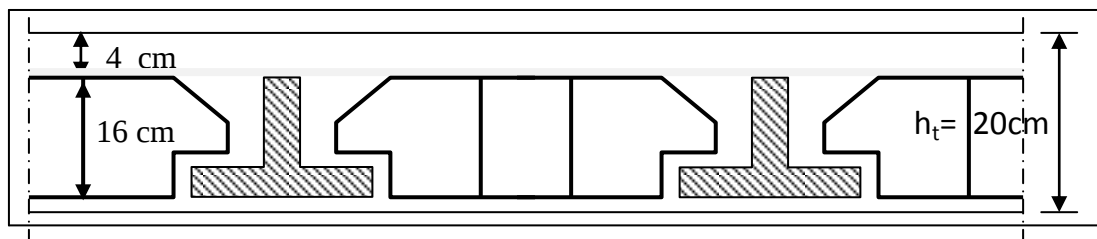


Figure II-1 : Dalle en ceps creux.

On détermine l'épaisseur à partir de la condition ci-après :

✓ **Résistance à la flexion :**

$$h_t \geq \min (L_x \text{ max}; L_y \text{ max}) / 22.5 = 425/22.5 \geq 18,89\text{cm}$$

L'épaisseur à retenir est : **ht= (16+4) cm.**

$$\text{Avec : } \begin{cases} 16 \text{ cm corps creux.} \\ 4 \text{ cm table de compression.} \end{cases}$$

✓ **Condition de résistance au feu.**

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
 $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
 $e \geq 17.5\text{cm}$ pour un coupe-feu de quatre heures.

✓ **Condition d'isolation phonique.**

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une isolation phonique minimale.
 $e \geq 11\text{cm}$ pour un confort acoustique.

II-2-2) Pré-dimensionnement des balcons :

Les balcons sont encastrés dans les planchers, ils sont donc calculés comme étant des consoles ; L'épaisseur de balcon donnée par la formule suivante : $e \geq \frac{L}{10}$

Avec :

$$L : \text{largeur de balcon, donc } e \geq \frac{145}{10} = 14,5\text{cm}$$

On prend **e = 15 cm.**

II-2-3) Pré-dimensionnement de l'acrotère :

Le poids propre de l'acrotère pour une Bande de 1m est de :

$$G = \zeta \times S$$

Avec :

ζ : Le poids volumique tel que:

$$\zeta = 25 \text{ KN/m}^3$$

S : La surface transversale totale de L'acrotère.

$$S = (0,12 \times 0,7) + (0,13 \times 0,05) + ((0,13 \times 0,05) / 2) = 0,09375 \text{ m}^2$$

-Poids propre de l'acrotère = $25 \times 0,09375 = 2,34 \text{ KN / ml}$

-Revêtement : $(0,70 + 0,25 + 0,1392 + 0,05) \times 0,02 \times 18 = 0,41 \text{ KN / ml}$

Donc :

$$G = 2,75 \text{ KN /ml.}$$

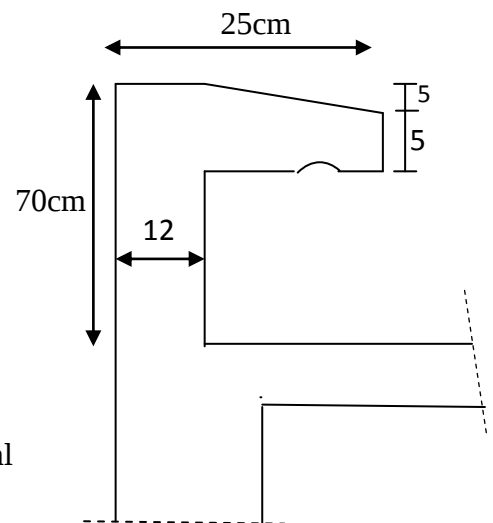


Figure II-2 : Schéma de l'acrotère.

II-2-4) Pré-dimensionnement des escaliers :

L'escalier est un ouvrage permettant de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction.

Dans cette structure les escaliers de RDC et les autres niveaux comporte deux volées avec un palier intermédiaire.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

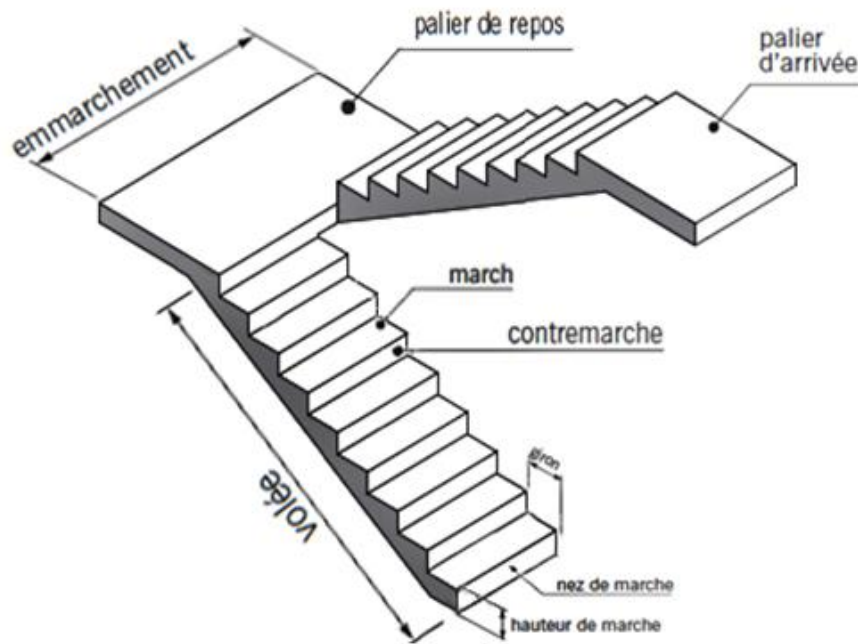


Figure II-3 : Escalier à deux volées.

✓ Détermination de g et h :

Condition de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

h : hauteur de la contre marche $16.5 \leq h \leq 17.5$

g : giron de la marche avec $25 \leq g \leq 32$

On prend :

h = 17 cm.

g = 30 cm.

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

✓ Détermination de nombre de marche :

Soit :

H : la hauteur d'étage H=306 cm.

h : la hauteur de marche.

n : nombre de contre marche.

$$n = (H/2)/h \text{ donc : } n = (306/2)/17 = 9$$

9 contre marche. Alors n = 8 marches.

✓ **Inclinaison de la paillasse:**

$$\operatorname{tg}(\alpha) = H'/L$$

$$H' = NC \cdot h \Rightarrow H' = 9 \cdot 17 = 153 \text{ cm} \Rightarrow H' = 1.53 \text{ m}$$

$$L = (n-1) \cdot g \Rightarrow L = (9-1) \cdot 30 \Rightarrow L = 2.4 \text{ m}$$

$$\operatorname{tg}(\alpha) = H'/L = 1.53/2.4 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

✓ **Portée de la paillasse:**

$$L' = H'/\sin \alpha = 2.85 \text{ m}$$

✓ **Épaisseur de la paillasse:**

$$L'/30 \leq e \leq L'/20$$

$$285/30 \leq e \leq 285/20$$

$$9.5 \leq e \leq 14.25 \text{ on prend } \Rightarrow e = 15 \text{ cm.}$$

II-3) Pédimensionnement des éléments principaux :**II-3-1) Pré-dimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant l'article 7.7.1 du RPA 99/version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3.06 \text{ m}$ et de conditions de rigidité aux extrémités suivantes :

-L : longueur du voile.

-e : épaisseur du voile.

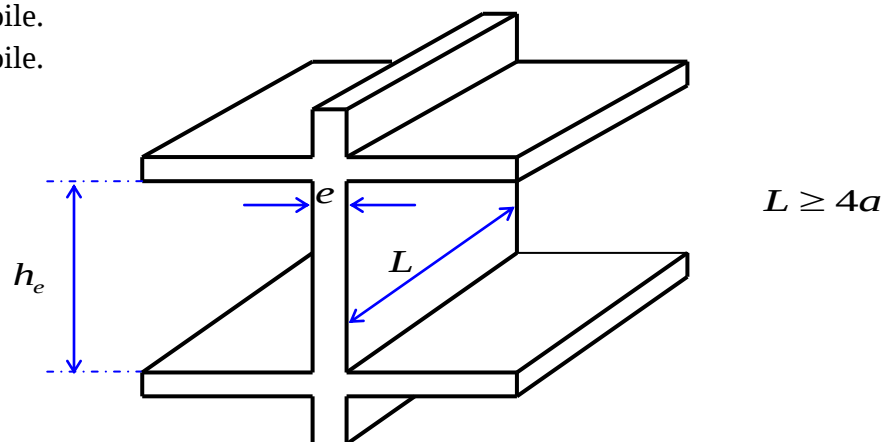


Figure II-4 : coupe de voile en élévation.

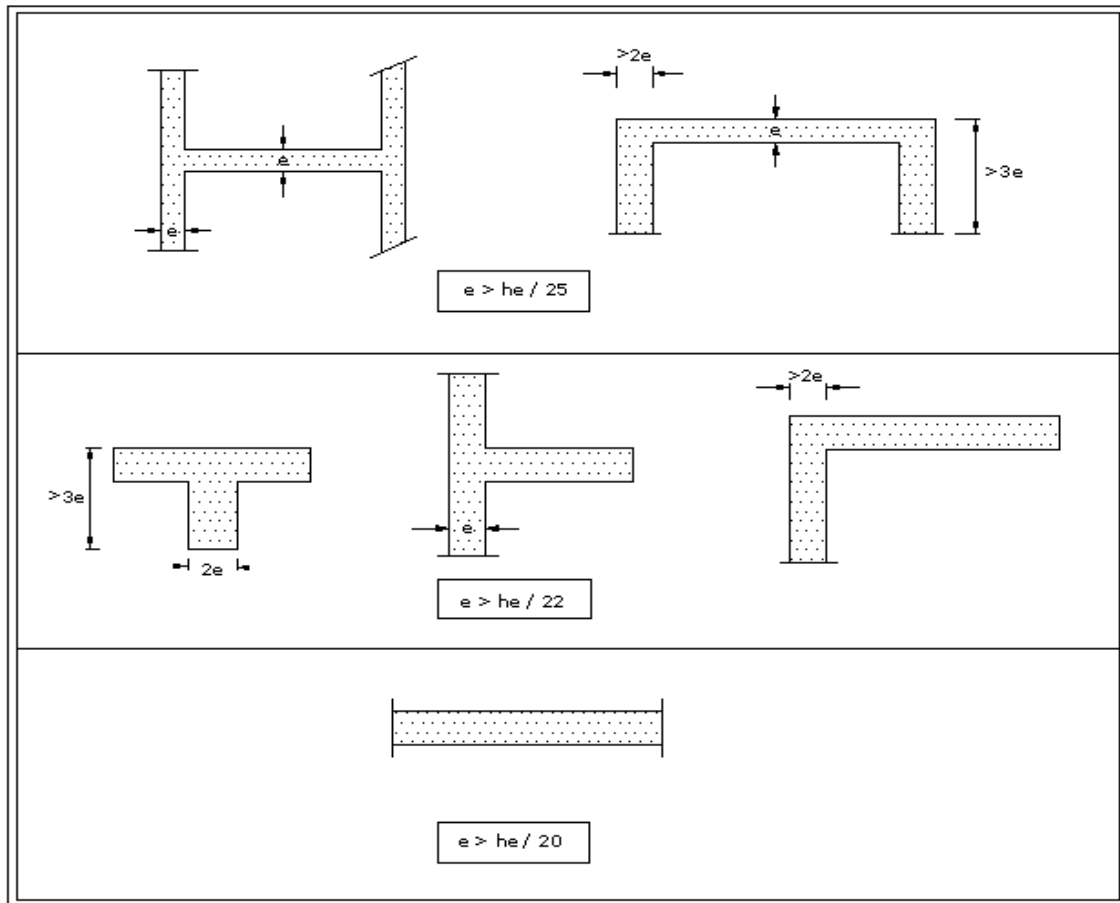


Figure II-5 : coupe de voile en plan.

Selon l'article (7-7-1) du RPA 99 version 2003 l'épaisseur est :

$$e \geq \max (e_{\min}, h_e / 25, h_e / 22, h_e / 20)$$

Avec:

e : épaisseur du voile

L : la longueur de la portée $L = 555 \text{ cm.}$

h_e : la hauteur de l'étage courant $h_e = 3.06 \text{ cm.}$

$e_{\min}$: l'article 7.7.1 du RPA99 exige une épaisseur minimale de 15 cm

Alors :

$$e \geq \max (15 ; 12,24 ; 13,91 ; 15,3).$$

$$e \geq 15.3 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles : $e = 20 \text{ cm}$

$$L \geq 4e = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

II-3-2) Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé. On a deux types de poutres :

1- Les poutres principales :

-Reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les réparties aux poteaux sur lesquelles ces poutres reposent.

-Relient les poteaux.

-Supportent la dalle.

2- Les poutres secondaires :

-Relier les portiques entre eux pour ne pas basculés.

Le Pré- dimensionnement se fera selon le BAEL91 et les vérifications selon le RPA99/V2003.

❖ Selon les règles BAEL 91:

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

Avec

L: longueur libre entre nus d'appuis

h: Hauteur de la poutre.

b: Largeur de la poutre.

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

❖ Selon le RPA 99/V2003 (Art 7.5.1) pour la zone IIb:

$$h_t \geq 30\text{cm}$$

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

$$h_t/b \leq 4.0$$

Poutre secondaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} L/15 \leq h_t \leq L/10 \\ 0.3 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 485/15 \leq h_t \leq 485/10 \\ 0.3 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} h_t = 45 \text{ cm} \\ 13.5 \leq b \leq 31.5 \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h_t = 45 \text{ cm} > 30\text{cm} \\ h_t/b = 45/30 = 1.5 < 4.0 \end{array} \right. \Rightarrow \text{C.V}$$

Poutre principal :

$$\left\{ \begin{array}{l} L/15 \leq h_t \leq L/10 \\ 0.3 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 555/15 \leq h_t \leq 555/10 \\ 0.3 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} h_t = 45 \text{ cm} \\ 13.5 \leq b \leq 31.5 \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h_t = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h_t/b = 45/30 = 1.5 < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{C.V}$$

Vérification de la rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L \geq 1/16 \quad \text{Avec : } h=45 \text{ cm} \quad L=555 \text{ cm.} \\ 45/555 = 0.081 \geq 1/16 = 0.0625 \end{array} \right. \Rightarrow \text{C.V}$$

Conclusion :

Pour les deux types des poutres, on adopte une section (b×h) telle que :

1-Les poutres principales : (b×h=30×45) cm²

2-Les poutres secondaires : (b×h=30×45) cm²

II-4) Evaluation des charges et surcharges :

Pour l'évaluation des charges et surcharges nous utilisons le DTR «charge et surcharge»

Les charges réglementaires prisent en compte sont :

- Les charges permanentes qui représentent le poids propre.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

II-4-1) Les charges permanentes G :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre construire le bâtiment.

II-4-1-1) Plancher terrasse inaccessible:

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Protection en gravillon	0,05	16	0,05x16=0,80
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,02x6=0,12
Forme de pente	0,1	22	0,1x22=2,20
Isolation thermique	0.04	4	0,04x4=0,16
Dalle terrasse en corps creux	0,16	14,25	0,16x14,25= 2,28
Dalle en compression	0,04	14,25	0,04x14,25 = 0,57
Enduit plâtre	0,02	10	0,20x10=0,2
			Gt = 6,33

Tableau II-1 : Charge permanente de plancher terrasse inaccessible.

II-4-1-2) Plancher étage courant (corps creux) :

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Cloison en briques	0,1	9	0,1x9=0,9
carrelage	0,02	22	0,02x22=0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,02x20=0,40
lit de sable	0,02	18	0,02x18=0,36
plancher corps creux	0,20	14,25	0,20x14,25=2,85
Enduit plâtre	0,02	9	0,02x9=0,9
			Gt = 5,13

Tableau II-2 : Charge permanente de plancher étage courant.**II-4-1-3) Balcon:**

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0,02	10	0,02x10=0,2
dalle en BA	0,15	25	0,15x25=3,75
Lit de sable	0,02	18	0,02x18=0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,2x20=0,4
Carrelage	0,02	22	0,02x22=0,44
			Gt=5,15

Tableau II-3 : Charge permanente de balcon.**II-4-1-4) Escaliers:****a) Palier:**

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,02x22=0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,02x20=0,40
Lit de sable	0,02	18	0,02x18=0,36
Enduit en ciment	0,02	18	0,02x18=0,36
dalle pleine	0,15	25	0,15x25=3,75
			G = 5,31

Tableau II-4 : Charge permanente de palier.

b) Paillasse :

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	0,02	22	0,02x22=0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,02x20=0,40
poids propre de la paillasse	0,15	25	(0,15x25)/(cos32,52) =4,45
poids propre de la marche	0,17	25	(25x0,17)/2=2,13
Enduit de ciment	0,02	18	0,02x18=0,36
Garde en ciment	/	/	1,00
			G =8,78

Tableau II-5 : Charge permanente de paillasse.**II-4-2) Surcharges d'exploitation : (DTR B.C 2.2)**

Eléments	Surcharges
Plancher terrasse	1,00 KN/m ²
Plancher à usage d'habitation	1.5 KN/m ²
Balcon	3,50 KN/m ²
Escalier	2.5 KN/m ²
Acrotère	1.00 KN/m ²

Tableau II-6 : Surcharges d'exploitation.**II-5) Loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étage :**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5%.

Ce qui donne:

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec:

- ✓ **n** : Nombre d'étage.
- ✓ **Q₀** : Charge d'exploitation sur la terrasse.
- ✓ **Q₁ + Q₂ + + Q_n** : Charges d'exploitation des planchers courants.

- Dégression des charges d'exploitation :

Niveaux	Charge d'exploitation	La valeur des charges	Σ Charges d'exploitations	Σ Des charges d'exploitations
Terrasse	Q_0	1,0	Q_0	1,00
5	Q_1	1,5	Q_0+Q_1	2,50
4	Q_2	1,5	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
3	Q_3	1,5	$Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
2	Q_4	1,5	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
1	Q_5	1,5	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
RDC	Q_6	1,5	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5 + Q_6)$	7,75

Tableau II-7 : Dégression des charges d'exploitations.

II-6) Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

- **Principe :** Les poteaux sont predimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

- **Etapes de pré- dimensionnement :**

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le "RPA99 version 2003".

- **Dimensionnement des poteaux :**

Formule générale: (Art 5.5 BAEL)

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85}{100} f_{ed}}$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \quad \text{si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.} \\ k = 1.20 \quad \text{si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours.} \\ k = 1 \quad \text{pour les autres cas.} \\ Br : \text{section réduite du poteau (en cm}^2\text{)} \\ f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa.} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

f_{c28} : résistance à la compression de béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400 \text{ MPa}$.

$\gamma_b = 1,5$

$\gamma_s = 1,15$

θ = est en fonction de la durée d'application des combinaisons d'action :

Dans notre cas : $\theta = 1$

β : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

- Si $\lambda \leq 50$: $\beta = 1 + 0,2 (\lambda / 35)^2$

- Si $50 < \lambda < 70$: $\beta = 0,60 (50 / \lambda)^2$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élancement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$ (pour que toutes les armatures participent à la résistance).

D'où : $\beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1,2$

$$Br \geq \frac{1 \cdot 1,2 \cdot Nu \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \frac{14,2}{0,9} + 0,9 \cdot \frac{0,85}{100} \cdot 348} \cdot 10^4 = 0,65 Nu \text{ (cm}^2\text{)}.$$

❖ Remarque :

Dans notre cas le poteau le plus sollicité c'est le poteau voisin de rive.

La surface de plancher revenu au poteau est :

$$S = (5,61 - 0,3) (4,2 - 0,3) = 20,70 \text{ m}^2$$

$$S_{maj} = 20,70 \cdot 1,1 = 22,78 \text{ m}^2$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau
Suivant :

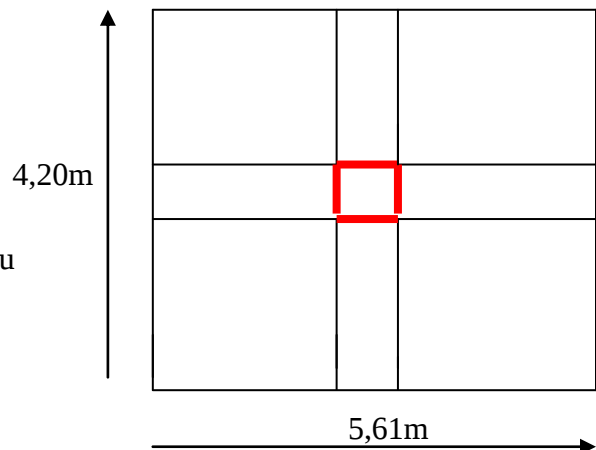


Figure II-6 : Coupe de poteau voisin de rive en plan.

Niv	Surface m ²	N _G plancher (KN)	N _G poteau (KN)	N _G poutre (KN)	N _G total (KN)	Q (KN)	N _Q (KN)	N _u (KN)	Br Cm ²	a=b cm	a*b cm ²
Terrasse	22,78	146,18	0	33,105	179,28	1	22,78	300,41	192,26	15,86	30*30
5	22,78	193,31	6,89	33,105	233,31	2,5	56,95	431,90	276,41	18,62	30*30
4	22,78	193,31	6,89	33,105	233,31	3,85	87,703	478,02	305,93	19,49	30*30
3	22,78	193,31	6,89	33,105	233,31	5,05	115,04	519,02	332,17	20,23	35*35
2	22,78	193,31	6,89	33,105	233,31	6,1	138,96	554,90	355,14	20,84	35*35
1	22,78	193,31	6,89	33,105	233,31	7	159,46	585,65	374,82	21,36	35*35
RDC	22,78	193,31	6,89	33,105	233,31	7,75	176,545	611,28	391,22	21,78	40*40
Entre sol	22,78	193,31	6,89	33,105	233,31	9,05	206,16	655,70	419,65	22,48	40*40

Tableau II-8 : Dimension de poteau voisin rive.

✓ Vérification des sections selon RPA 99 V2003 (Art 7.4.1) :

Poteaux	Condition exigées par RPA 99/ V2003	Valeurs calculées	Observation
30*30	Min (a,b) $\geq$ 30 cm	Min (a,b) = 30 cm	CV
	Min (a,b) $\geq$ h _e / 20	h _e /20 = 15,3 cm	CV
	1/4 $\leq$ a/b $\leq$ 4	a/b =1	CV
35*35	Min (a,b) $\geq$ 30 cm	Min (a,b) = 30 cm	CV
	Min (a,b) $\geq$ h _e / 20	h _e /20 = 15,3 cm	CV
	1/4 $\leq$ a/b $\leq$ 4	a/b =1	CV
40*40	Min (a,b) $\geq$ 30 cm	Min (a,b) = 30 cm	CV
	Min (a,b) $\geq$ h _e / 20	h _e /20 = 15,3 cm	CV
	1/4 $\leq$ a/b $\leq$ 4	a/b =1	CV

Tableau II-9 : Vérification des sections.

✓ **Vérification au flambement :** (BAEL 91 modifié 99 page 110)

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

Avec:

λ : Élancement du poteau :

L_f : Longueur de flambement : ($I_f = 0,7 \cdot L_0$)

i : Rayon de gyration: ($i = [I/B]^{1/2}$)

I : Moment d'inertie: ($I = bh^3/12$)

B : Section transversale du Poteau : ($B = a \cdot b$)

L_0 : Longueur libre du poteau = 3,06 m.

Donc :

$$\lambda = 2,42 \frac{L_0}{b}$$

Poteau (30*30) cm² $\lambda = 24,68 < 35$ Vérifier.

Poteau (35*35) cm² $\lambda = 21,16 < 35$...vérifier.

Poteau (40*40) cm² $\lambda = 18,51 < 35$...vérifier.

II-7) Les sections finales des poteaux : Les sections des poteaux adoptées sont :

30*30 cm² pour les niveaux : 4 et 5.

35*35 cm² pour les niveaux : 3 ; 2 ; 1.

40*40 cm² pour les niveaux : RDC et entre sol.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharge d'exploitation, cependant ils doivent être vérifiés sous l'action sismique.

Dans le présent chapitre on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère.
- Les balcons.
- Les escaliers et la poutre palière.
- Les planchers à corps creux.

III-1) Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute et permet d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

Il est considéré comme console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et à l'ELS.

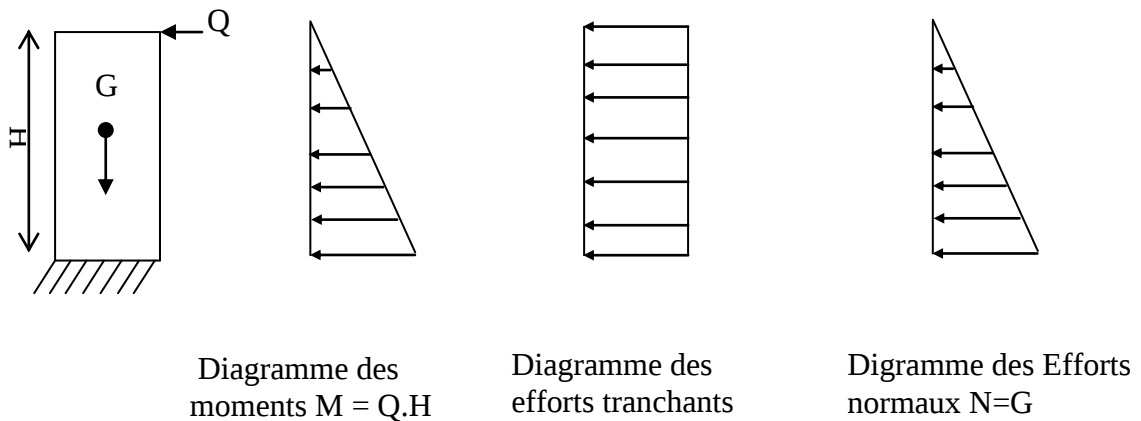
III-1-1) Schéma statique et diagrammes des efforts.

Figure III-1-1 : Schéma statique et diagrammes des efforts.

III-1-2) Évaluations des charges :

- Poids propre de l'acrotère : $G = 2,75 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III-1-3) Détermination des sollicitations :**G :** crée un :Effort normal : $NG = G = 2,75 \text{ KN/ml}$ Moment : $MG = 0$ **Q :** crée un :Effort normal : $NQ = 0$ Moment : $MQ = Q \times H = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m}$ **III-1-4) Combinaison des sollicitations (BAEL 91 Art A.3.2.2) :****ELU :**

$$NU = 1,35 NG + 1,5 NQ$$

$$MU = 1,35 MG + 1,5 MQ$$

ELS :

$$N_{ser} = NG + NQ$$

$$M_{ser} = MG + MQ$$

Combinaison	N (KN/ml)	M (KN.m)
ELU	3,71	1,05
ELS	2,75	0,7

Tableau III-1-1: Sollicitation dans l'acrotère.**III-1-5) Ferrailage de l'acrotère : (Pratique de BAEL)**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de 1m de longueur en considérant qu'elle est sollicité en flexion composé avec:

$f_{c28} \text{ (MPa)}$	$d \text{ (m)}$	$F_{bu} \text{ (MPa)}$	$f_{ed} \text{ (MPa)}$	$F_e \text{ (MPa)}$	$d' \text{ (m)}$
25	0,08	14,2	348	400	0,02

Tableau III-1-2: Caractéristiques géométriques et mécaniques.

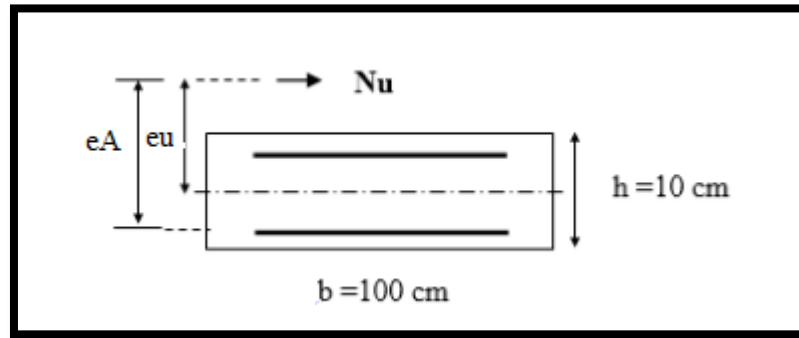


Figure III-1-2 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.

❖ Calcul des armatures à L'ELU :

➤ Calcul de l'excentricité :

$$eu = Mu / Nu = 1,05 / 3,71 = 0,28 \text{ m}$$

$$h / 2 - d' = 5 - 2 = 0,03 \text{ m}$$

$$eu = 28 \text{ cm} > h / 2 - d' = 3 \text{ cm}$$

On a :

$eu > h / 2 - d'$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et l'effort normal.

Elle sera donc calculer à la flexion simple sous l'effet de moment fictif M_f puis se ramener à la flexion composée.

➤ Calcul en flexion simple :

✓ Calcul du moment fictif " M_f " :

$$M_f = Nu \times e_A$$

e_A : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures tendues.

$$e_A = eu + h / 2 - d' = 0,28 + 0,03 = 0,31 \text{ m} \quad \mathbf{e_A = 31 \text{ cm}}$$

$$M_f = 3,71 \times 0,31 = 1,15 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{(b \cdot d^2 \cdot F_{bu})} = \frac{1,15}{1 \cdot (0,08)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,012$$

$$\mu_{lu} = [(3440 \cdot \gamma) + (49 \cdot F_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1,05}{0,7} = 1,5$$

$$\text{D'où : } \mu_{lu} = 0,33$$

$$\mu_{bu} = 0,012 < \mu_{lu} = 0,33 \quad \text{pas des armatures comprimées (A' = 0)}.$$

Donc on utilise la méthode simplifiée (car : $\mu_{bu} = 0,012 < 0,275$)

$$Z_b = d^*(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0,08 * (1 - 0,6 * 0,012) = 0,079 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b * F_{ed}} = \frac{1,15 * 10^3}{0,079 * 348} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,42 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composée (armatures réelles) :**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{F_{ed}} = 0,42 - \frac{3,71 * 10^{-3}}{348} 10^4 = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,31 \text{ cm}^2$$

III-1-6) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité $A \geq A_{\min}$ (BAEL.Art 4.2)

$$A_{\min} = \frac{0,23 * b * d * F_{t28}}{F_e} * \frac{e_s - 0,45d}{e_s - 0,185d}$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,7}{2,75} = 0,25 \text{ m}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 * 100 * 8 * 2,1}{400} * \frac{25 - 0,45 * 8}{25 - 0,185 * 8} = 0,89 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,89 \text{ cm}^2. \text{ On remarque que : } A_{\min} = 0,89 \text{ cm}^2 > A_u = 0,42 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage se fera avec $A_{\min}$

Soit : $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

b) Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **4HA8 (2,01 cm²)** répartie sur 70 cm de hauteur avec un espacement

St=20 cm.

c) Vérification au cisaillement (BAEL Art 7.4.3.1) :

Il faut vérifier que $\tau_{u \max} < \bar{\tau}$ tel que :

$$\tau_{u \max} = \frac{V_u}{b * d} = \frac{1,5 * 10^3}{1000 * 80} = 0,019 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 * \frac{25}{1,5} = 2,5 \text{ Mpa} \right. \right. \\ \left. \left. 4 \text{ Mpa} \right. \right.$$

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,019 \text{ Mpa} \dots \text{CV.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement et par conséquent les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL Art 6.1.3) :

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s = \Psi_s * f_{t28} \quad (\Psi_s : \text{Coefficient de scellement}, \Psi_s = 1,5 \text{ acier } F_e 400, \text{ haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i}$$

$$\sum u_i = n\pi\phi : \text{Somme du périmètre utile des barres.}$$

n : nombre des barres.

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 8 \text{ mm}$).

$$\tau_{se} = \frac{1,5 * 10^{-3}}{0,9 * 0,08 * (4 * \pi * 0,008)} = 0,21 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 1,5 * 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 0,21 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ Mpa} \dots \text{CV} \Rightarrow$ Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

e) Vérification de l'ancrage (BAEL 91 Art-6-1-2) :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm} ; \text{ Soit : } L_s = 30 \text{ cm}$$

On a : $h = 45 \text{ cm} \rightarrow$ les crochets ne sont pas nécessaires.

III-1-7) Vérification des contraintes à L'ELS :

On doit vérifier :

$$- \text{ La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$- \text{ La contrainte dans l'acier : } \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

a) La contrainte de compression dans le béton (BAEL 91 Art 4.5.2) :

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

$$\sigma_{bc} = y * k \quad \text{Avec} \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

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

$$\eta = 15$$

On a :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad + A'd) = 0 \quad (\text{BAEL Art 4.1 : position de l'axe neutre})$$

Donc :

$$y = 1,92 \text{ cm}$$

$$I = 1350,47 \text{ cm}^4$$

$$K = 51,83 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0,99 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 0,99 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{CV}$ donc on n'a pas besoin d'armatures dans la partie comprimé

b) Vérification des contraintes maximales dans l'acier

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} * 400 = 266,67 \text{ Mpa} \\ 110 \sqrt{1,6 * 2,1} = 201,63 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \eta * k * (d - y) = 15 * 51,83 * (8 - 1,92) 10^{-2} = 47,27 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 47,27 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ Mpa} \dots \text{CV}$$

III-1-8) Schémas de ferrailage :

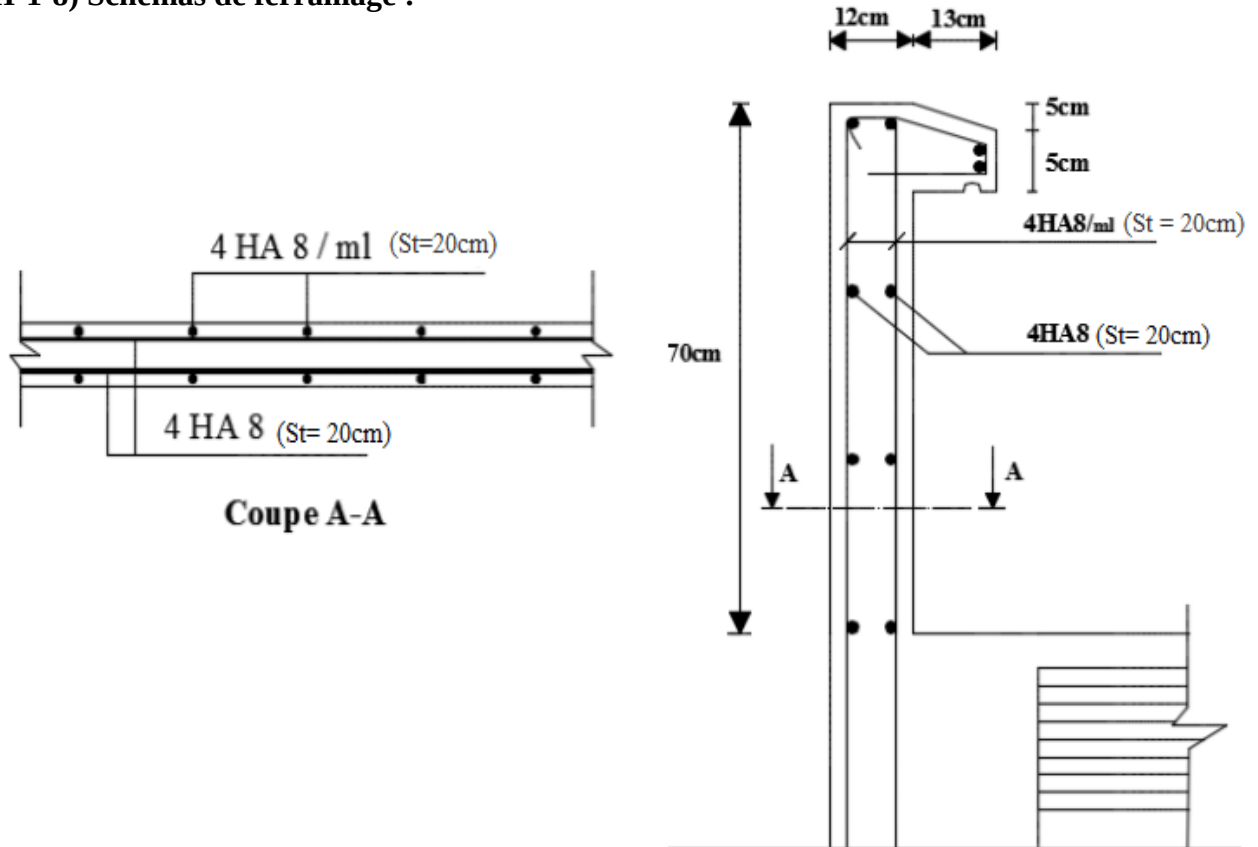


Figure III-1-3 : Ferrailage de l'acrotère.

III-2) Etude du balcon :

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastrée à son extrémité. Par ailleurs il est également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales.

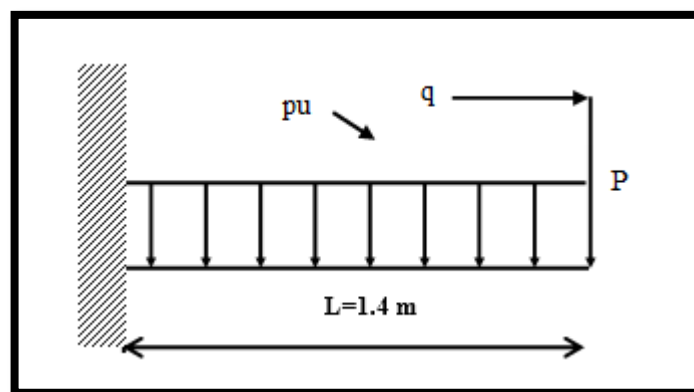


Figure III-2-1 : Schéma statique de balcon.

III-2-1) Détermination des efforts :

- Epaisseur de la dalle $e = 15 \text{ cm}$.
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
 - ✓ charges permanentes : $G_1 = 5.15 \text{ KN/ m}^2$.
 - ✓ surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/ m}^2$.
 - ✓ charges de garde-corps : $G_2 = 1,3 \text{ KN/ m}^2$.
 - ✓ surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$.

III-2-2) Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

a) Combinaisons des charges à l'ELU :

$$P_u = 1,35 \times 5,15 + 1,5 \times 3,5 = 12,20 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1.35 \times 1.30 = 1,75 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,5 \times 1,00 = 1,50 \text{ KN/ml}$$

b) Combinaisons des charges à l'ELS :

$$P_u = 5,15 + 3,5 = 8,65 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1 \times 1,30 = 1,30 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1 \times 1,00 = 1 \text{ KN/ml}$$

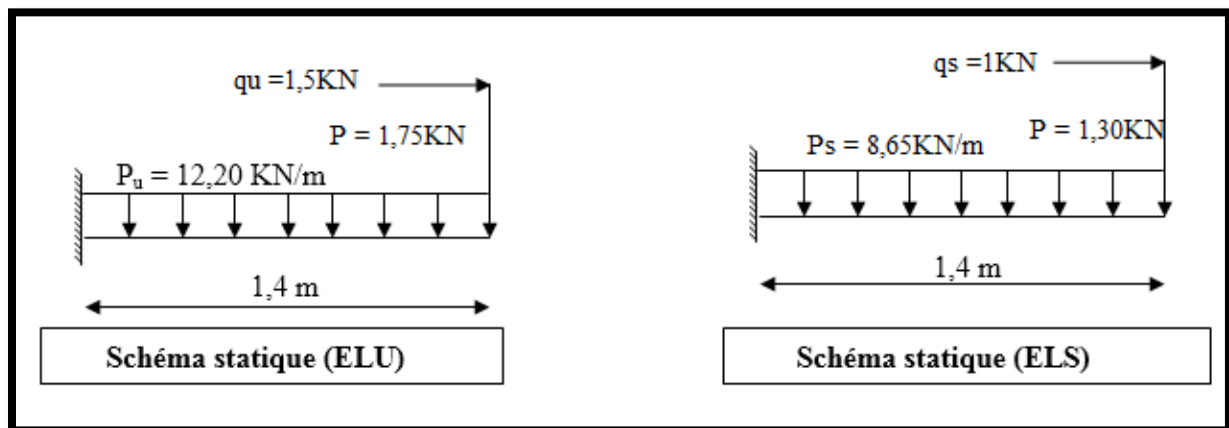


Figure III-2-2 : Les moments et les efforts.

▪ **L'ELU**

$$M_u = \frac{P_u \cdot l^2}{2} + p \cdot l + q_u \times 1 \text{ m} = 15,91 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u \cdot l + p = 18,83 \text{ KN.}$$

▪ **L'ELS**

$$M_s = \frac{P_s \cdot l^2}{2} + p \cdot l + q_s \times 1 \text{ m} = 11,30 \text{ KN.m}$$

$$V_s = P_s \cdot l + p = 13,41 \text{ KN.}$$

III-2-4) Ferrailage de balcon :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est préjudiciable, avec une section de 1,00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur.

a) Les armatures principales :

$$M_u = 15,91 \text{ KN.ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{15,91 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,13^2) \cdot 14,2} = 0,066$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 15,91 / 11,3 = 1,40$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0,3$$

D'où:

$$\mu_{bu} = 0,066 < \mu_{lu} = 0,3 \quad \text{Alors} \quad A' = 0 \quad \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$\mu_{bu} < 0,275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13 (1 - 0,6 \cdot 0,066) = 12,48 \text{ cm.}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{15,91 \cdot 10^{-3}}{0,1248 \cdot 348} = 3,66 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **5 HA 12 = 5,65 cm²** avec **St = 20 cm**.

b) Les armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Soit: **At = 5 HA 10 = 3,92 cm²** avec: **St=20 cm**

III-2-5) Vérification à l'ELU :**➤ Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 1 \cdot 0,13 \cdot 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_l = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ CV.}$$

$$A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_t = 3,92 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ CV.}$$

➤ Vérifications des espacements des barres :**a) Armatures longitudinales:**

$$St < \min (3h, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \dots \text{ CV.}$$

b) Armatures de répartition :

$$St < \min(4h, 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \text{CV.}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A5.1.2) :

$$T_u^{\max} = 18,83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = T_u / b_o \cdot d = 18,83 \times 10^{-3} / 1 \times 0,13 = 0,14 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} (\gamma_b = 1,5)$$

$$\overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} > \tau_u = 0,14 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9 d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi \cdot f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad \text{Avec : } \psi = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u\max} = 18,83 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,83 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13 \times 0,1884} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,85 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

III-2-6) Vérification des contraintes à l'ELS :**➤ Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé, $\sigma_{bc} = k \cdot y$

Avec :

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

On a :

$$by^2 + 30 (A + A') y - 30 (dA + d'A') = 0$$

Donc :

$$y = 3,92 \text{ cm.}$$

$$I = 8995,23 \text{ cm}^4$$

$$k = 125,62 \text{ MN / m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 4,92 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\bar{\sigma}_S = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_S = \eta \times K(d - y_1) = 15 \times 125,62 \times (0,13 - 0,0392) = 171,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_S = 171,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_S = 202 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification de la flèche (BAEL91. Art B.6.5.1) :**

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{l} = 15/140 = 0.11 > 1/16 = 0.0625 \dots \text{CV}$$

$$2) \frac{A}{bd} = 5.65 / (100 \times 13) = 0.0043 < 4.2 / f_e = 0.0105 \dots \text{CV}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-2-7) Schéma de ferrailage de balcon :

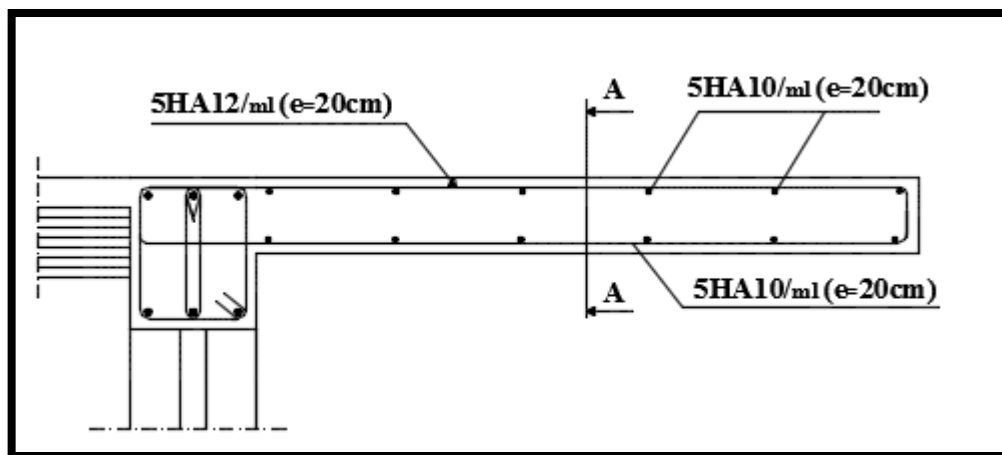


Figure III-2-3 : Ferrailage de balcon.

III-3) Calcul des escaliers :

L'escalier est un ouvrage en béton armé coulé sur place constitué d'une succession régulière des plans horizontaux qui permettent l'accès aux différents niveaux.

III-3-1) Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement, en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

Les charges	La paillasse	Le palier
Charge permanente (KN/ml)	$G_1 = 8,77$	$G_2 = 5,31$
surcharge d'exploitation (KN/ml)	$Q = 2,5$	$Q = 2,5$

Tableau III- 3-1 : Evaluation des charges.

III-3-2) Combinaisons des charges :

➤ A L'ELU :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ m}$$

➤ A L'ELS :

$$Q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$$

Eléments	ELU	ELS
Paillasse	$Q_{u1} = 15,6 \text{ KN/ml}$	$Q_{s1} = 11,27 \text{ KN/ml}$
Palier	$Q_{u2} = 10,92 \text{ KN/ml}$	$Q_{s2} = 7,81 \text{ KN/ml}$

Tableau III-3-2 : Combinaison des charges.

III-3-3) Schéma statique de calcul :

1) ELU :

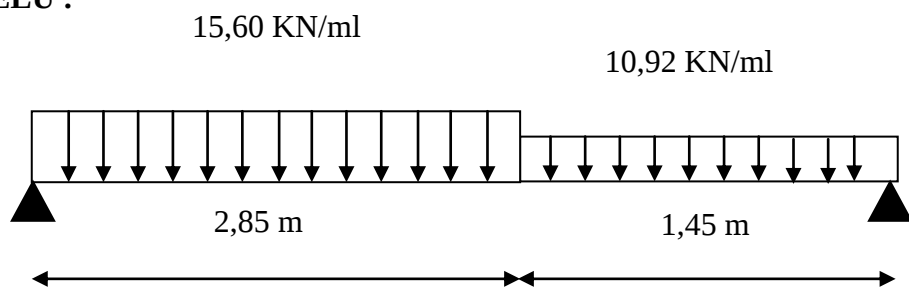


Figure III-3-1 : Schéma statique de calcul à ELU.

2) ELS :

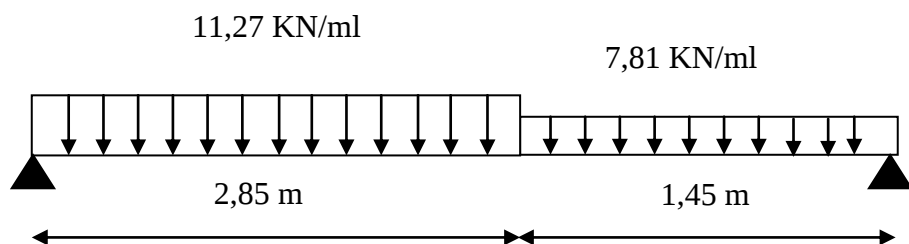


Figure III-3-2 : Schéma statique de calcul à ELS.

III-3-4) Les réactions aux appuis :

ELU: $R_A = 32,39 \text{ KN}$
 $R_B = 27,9 \text{ KN}$

ELS: $R_A = 23,38 \text{ KN}$
 $R_B = 20,06 \text{ KN}$

- ❖ Les résultats de calcul de moment et l'effort tranchant sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ **ELU :**

Tronçon	X(m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,85$	0	32,39	0
	2,85	-12,07	28,96
$2,85 \leq x \leq 4,3$	2,85	-12,07	28,96
	4,3	-27,904	0

Tableau III-3-3 Efforts tranchants et moments fléchissant à ELU.

➤ **ELS :**

Tronçon	X(m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,85$	0	23,38	0
	2,85	-8,74	20,86
$2,85 \leq x \leq 4,3$	2,85	-8,74	20,86
	4,3	-20,064	0

Tableau III-3-4 : Efforts tranchants et moments fléchissant à ELS.

III-3-5) Calcul de moment max :

Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $X = 2,15 \text{ m}$.

➤ **ELU :**

$$M_Z^{\max} = (32,39 * X) - (15,6 * X^2 / 2) = 33,58 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

$$M_Z^{\max} = (23,38 * X) - (11,27 * X^2 / 2) = 24,23 \text{ KN.m}$$

❖ **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

à ELU :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_z^{\max} = -0,3 \times 33,58 = -10,074 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_z^{\max} = 0,85 \times 33,58 = 28,54 \text{ KN.m}$

à ELS :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_z^{\max} = -0,3 \times 24,23 = -7,27 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_z^{\max} = 0,85 \times 24,23 = 20,59 \text{ KN.m}$

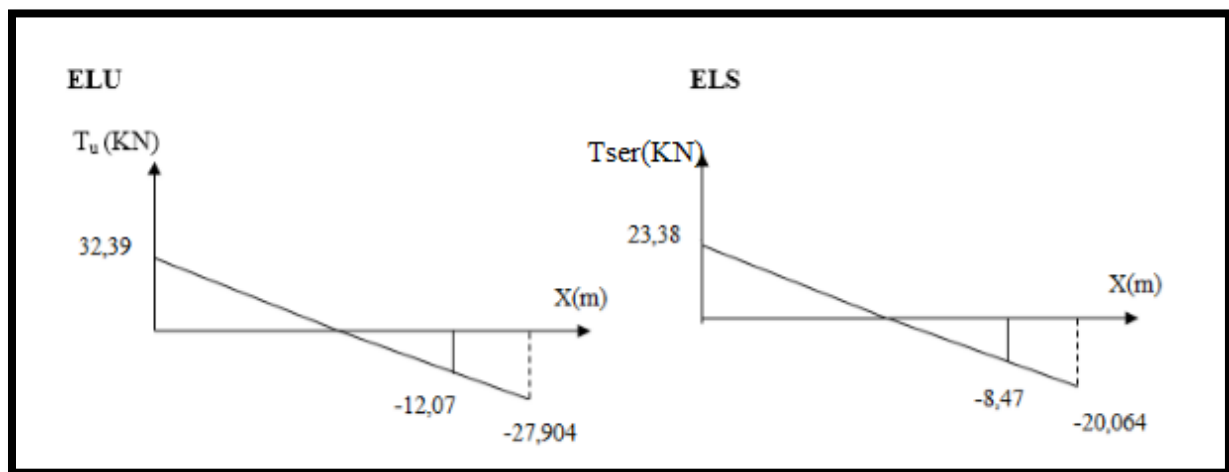
➤ **Diagrammes des efforts tranchants :**

Figure III-3-3 : Diagrammes efforts tranchants.

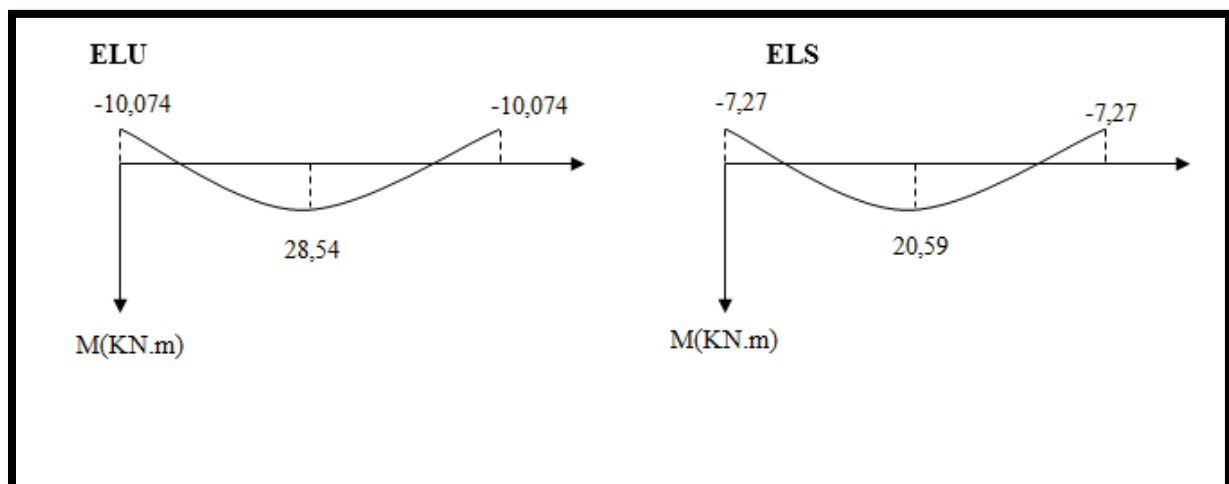
➤ **Diagrammes des moments fléchissant :**

Figure III-3-4 : Diagrammes des moments.

III-3-6) Calcul de ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m. La fissuration est considérée comme peu nuisible. La paillasse est assimilée à une dalle horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément répartie.

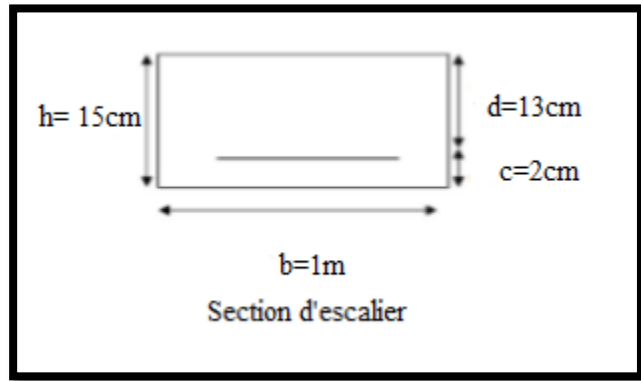


Figure III-3-5 : Section d'escalier.

1) Armatures longitudinales :✓ **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{28,54 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,13^2 \cdot 14,2} = 0,12$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t_{ser}}} = 1,386$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0,294$$

D'où:

$$\mu_{bu} = 0,12 < \mu_{lu} = 0,294 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas des armatures comprimées.}$$

$$\mu_{bu} = 0,12 < 0,275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13 (1 - 0,6 \cdot 0,12) = 12,064 \text{ cm.}$$

$$A_u = \frac{Mt}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{28,54 \cdot 10^{-3}}{0,12064 \cdot 348} = 6,8 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$A_t = 7 \text{ HA } 12 = 7,91 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

✓ **En appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{10,074 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,13^2 \cdot 14,2} = 0,042$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a_{ser}}} = 1,385$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0,294$$

D'où:

$$\mu_{bu} = 0,042 < \mu_{lu} = 0,294 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas des armatures comprimées.}$$

$$\mu_{bu} = 0,042 < 0,275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13 (1 - 0,6 \cdot 0,042) = 12,67 \text{ cm.}$$

$$A_a = \frac{Ma}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{10,074 \cdot 10^{-3}}{0,1267 \cdot 348} = 2,28 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_a = 7 \text{ HA } 10 = 5,49 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

2) Armatures de répartition :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7,91}{4} = 1,38 \text{ cm}^2 \\ \text{Appuis : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5,49}{4} = 1,37 \text{ cm}^2 \\ \text{Soit : } 3 \text{ HA } 10 = 2,36 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

III-3-7) Vérification à l'ELU :

✓ Condition de non fragilité (BAEL91 A 4.2) :

$$A_{\min} = 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 7,91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$A_a = 5,49 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

✓ Vérification de la disposition des armatures (BAEL91 Art A.8.2.42) :

a) Armatures longitudinales:

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

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots \text{CV.}$$

b) Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 .Art 5.1.2) :

$$T_U^{\max} = 32,39 \text{ KN} ; \text{ donc il faut vérifier que :}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5\text{MPa} \end{array} \right. = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{La fissuration est peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{32,39 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,13} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,25 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV.}$$

❖ Remarque :

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ Influence de l'effort tranchant au niveau d'appuis :

a) Influence sur le béton (BAEL 91 Art A.5.1.3.21) :

On doit avoir que : $V_U \leq 0,4 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b * a$ $a = 0,9d$ (longueur de l'appui)

$$V_U = 32,39 \text{ KN} \quad a = 11,7 \text{ cm}$$

$$V_U \leq 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,13 \times 0,9 \times 1 = 780 \text{ KN}$$

$$V_U = 32,39 \text{ KN} \leq 780 \text{ KN} \dots \text{CV.}$$

b) Influence sur l'acier :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left[V_U + \frac{M_a}{0,9d} \right]$

$$A_a \geq \frac{1,15 \times 10}{400} \left[32,39 + \frac{10,074}{0,9 \times 0,13} \right] = 3,40 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5,49 \text{ cm}^2 > 3,40 \text{ cm}^2 \dots \text{CV.}$$

✓ Vérification de l'adhérence d'appui : (BAEL 91 Art A 6.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \times \pi \times \phi = 7 \times 3,14 \times 1 = 21,98 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{32,39 \times 10^{-1}}{0,9 \times 0,13 \times 21,98} = 1,26 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

✓ Calcul de la longueur d'Ancrage : (BAEL 91 Art A 6.1.2.1) :

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,33 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse la largeur de la poutre on adoptera un crochet normal dont la longueur de recouvrement d'après le BAEL est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à

$$L_r = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm} \quad (L_r : \text{longueur d'ancrage}) \quad \text{Soit : } 25 \text{ cm.}$$

III-3-8) Vérification à l'ELS :

✓ Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On a :

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d')^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Les résultats de calcul en travée et aux appuis sont donnés dans le tableau suivant :

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	K (MN/m ³)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	20,59	7,91	4,49	11609,94	177,35	7,96	Vérifiée
Appui	7,27	5,49	3,88	8796,45	82,65	3,20	Vérifiée

Tableau III-3-5 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

✓ Contrainte de compression dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

▪ En travée :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{20,59 \times 10^{-3}}{11609,94 \times 10^{-8}} (13 - 4,49) \times 10^{-2} = 226,38 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

- En appuis :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{7,27 \times 10^{-3}}{8796,45 \times 10^{-8}} (13 - 3,88) \times 10^{-2} = 113,06 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

✓ **Etat limite de déformation (vérification de la flèche) BAEL Art B.6.5.1 :**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,15}{4,3} = 0,035 < 0,0625 \dots \text{CNV}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{Mt}{M_0} \rightarrow 0,035 < \frac{1}{10} \times \frac{20,59}{24,23} = 0,085 \dots \text{CNV}$$

$$3) \frac{At}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{7,91}{100 \cdot 13} = 0,006 < 0,0105 \dots \text{CV}$$

La 1^{ère} et 2^{ème} condition ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5pl^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

P = max (palier ; volée) = (7,81 KN/ml ; 11,27 KN/ml) = 11,27 KN/ml.

Eij : Module de YOUNG du béton armé = 32164.2 MPa

I : module d'inertie de la section homogénéisée.

S/xx : moment statique de la section homogène par rapport à (x x).

B₀ : aire de la section homogène.

$$B_0 = B + nH = b \times h + 15A = 100 \times 15 + 15 \times 7,91 = 1618,65 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15(cA' + Ad) = \frac{bh^2}{2} + 15A_s d$$

$$S_{xx} = (100 \times 15^2) / 2 + 15(7,91 \times 13) = 12792,45 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = S_{xx} / B_0 = 12792,45 / 1618,65 = 7,9 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,9 = 7,1 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} [V_1^3 + V_2^3] + 15[A(V_2 - C)^2] = \frac{100}{3} (7,9^3 + 7,1^3) + 15[7,91(7,1 - 2)^2]$$

$$I = 31451,08 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \cdot 11,27 \cdot 4,3^4 \cdot 10^{-3}}{384 \cdot 31451,08 \cdot 32164,2 \cdot 10^{-8}} = 0,0049 \text{ m} = 0,49 \text{ cm}$$

On a:

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

$$f = 0,49 \text{ cm} < \bar{f} = 0,86 \text{ cm} \dots \text{CV.}$$

III-3-9) Schéma de ferrailage :

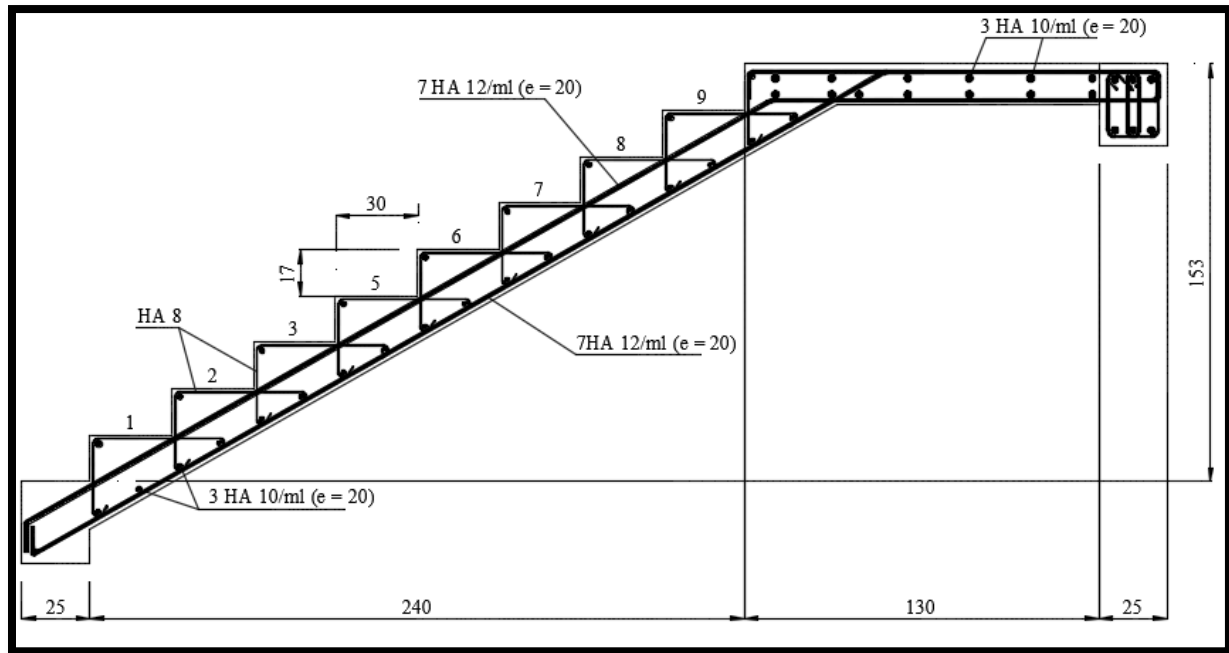


Figure III-3-6 : Schéma de ferrailage des escaliers.

III-4) Etude de la poutre palière :

C'est une poutre de section rectangulaire, de dimension (b x h) et chargée uniformément. Son calcul se fait à la flexion simple, elle est supposée semi encastree à ses deux extrémités par les poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 340 \text{ cm} \\ L/15 \leq ht \leq L/10 \\ 0,4 \text{ ht} \leq b \leq 0,7 \text{ ht} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 22,67 \text{ cm} \leq ht \leq 34 \text{ cm} \\ 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} ht : \text{ hauteur de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ longueur de la poutre} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où: } \left\{ \begin{array}{l} ht = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow CV$$

Donc on choisit une section de la poutre palière $b \times h = 30 \times 35\text{cm}^2$

III-4-1) Détermination des charges : La poutre palière sera sollicitée par :

- Poids propre : $PP = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,63 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de la maçonnerie : $G_{\text{maç}} = 2,81(3,06 - 0,35) 0,8 = 6,1 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

Donc : **$G = 8,73 \text{ KN/ml}$**

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

Réaction de palier : ELU : $R_A = R_B = 27,9 \text{ KN/ml}$ / ELS : $R_A = R_B = 20,06 \text{ KN/ml}$

III-4-2) Combinaison à considérer :

ELU : $Q_u = 1,35G + R_B = 39,67 \text{ KN/ml}$

ELS : $Q_s = G + R_B = 28,78 \text{ KN/ml}$

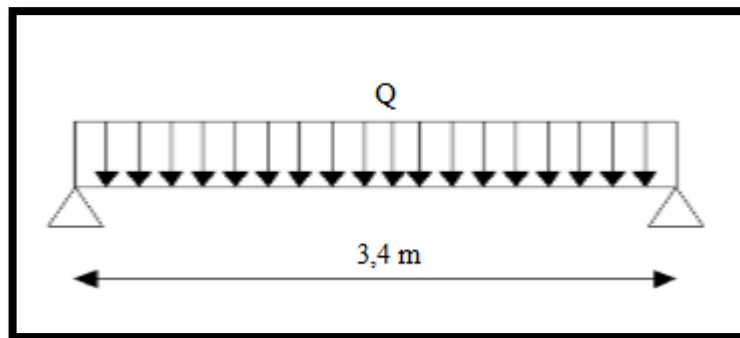


Figure III-4-1 : Schéma statique de la poutre palière.

1) à l'ELU:

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = (Q_u \times l) / 2 = (39,67 \times 3,4) / 2 = 67,44 \text{ KN/ml}$
- Moment : $M_0 = Q_u \times l^2 / 8 = (39,67 \times 3,4^2) / 8 = 57,32 \text{ KN.m}$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = -0,3M_0 = -17,196 \text{ KN.m} \\ M_t = 0,85M_0 = 48,72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2) à l'ELS :

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = (Q_s \times l) / 2 = (28,78 \times 3,4) / 2 = 48,926 \text{ KN/ml}$
- Moment : $M_0 = Q_u \times l^2 / 8 = (28,78 \times 3,4^2) / 8 = 41,59 \text{ KN.m}$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$\begin{cases} M_a = -0,3M_0 = -12,48 \text{ KN.m} \\ M_t = 0,85M_0 = 35,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III-4-3) Diagramme des moments et des efforts tranchants :

✓ ELU :

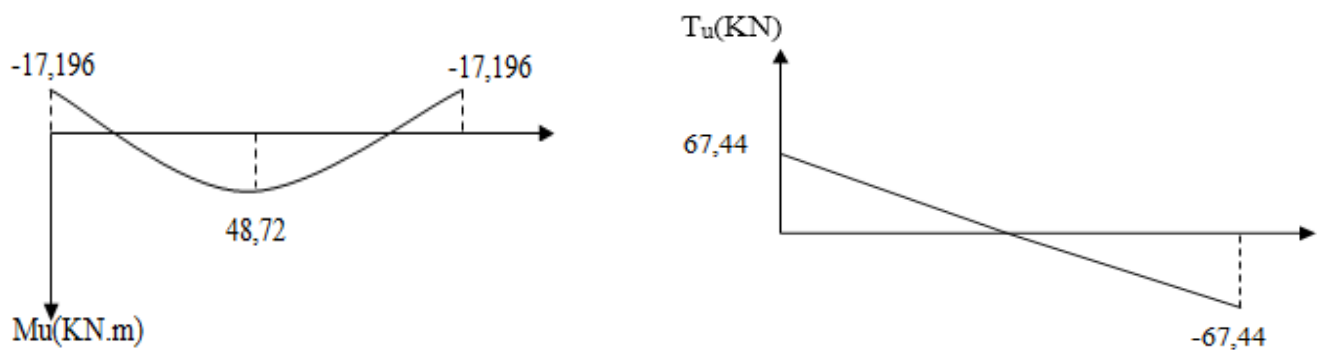


Figure III-4-2 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

✓ ELS :

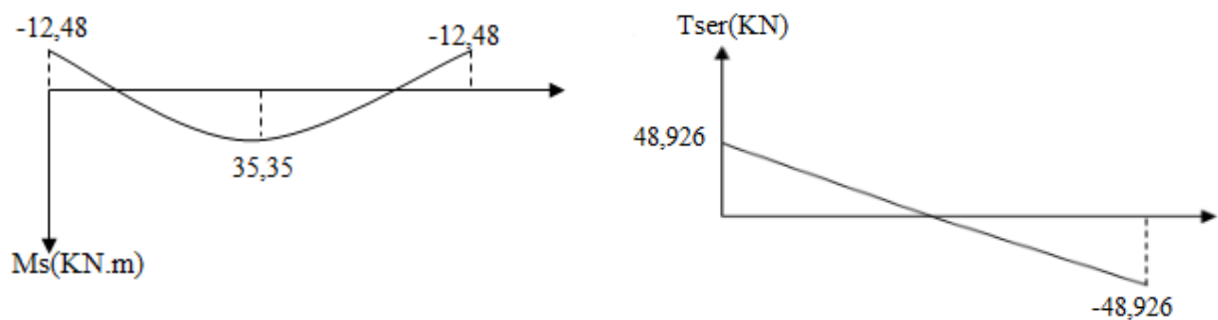


Figure III-4-3 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

III-4-4) Calcul de Ferrailage à ELU :**1) Armatures longitudinales :**✓ **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{48,72 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,33^2 \cdot 14,2} = 0,105$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \left(\frac{48,72}{35,35} \right) + 49 \cdot 25 - 3050 \right] \cdot 10^{-4} = 0,292$$

On a : $\mu_{bu} = 0,105 < \mu_{lu} = 0,292 \rightarrow A' = 0$ pas d'armatures comprimées.

$\mu_{bu} < 0,275 \rightarrow$ Méthode simplifiée.

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 33[1 - 0,6 \cdot 0,105] = 30,92 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{Mt}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{48,72 \cdot 10^{-3}}{0,3092 \cdot 348} = 4,53 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA 12 = 5,65 cm².

✓ **En appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17,196 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,33^2 \cdot 14,2} = 0,04$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \left(\frac{17,196}{12,48} \right) + 49 \cdot 25 - 3050 \right] \cdot 10^{-4} = 0,291$$

On a : $\mu_{bu} = 0,04 < \mu_{lu} = 0,291 \rightarrow A' = 0$ pas d'armatures comprimées.

$\mu_{bu} < 0,275 \rightarrow$ Méthode simplifiée.

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 33[1 - 0,6 \cdot 0,04] = 32,21 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{Ma}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{17,196 \cdot 10^{-3}}{0,3221 \cdot 348} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA 12 = 3,39 cm².

✓ Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$3,39 + 5,65 = 9,04 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \cdot 30 \cdot 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$9,04 \text{ cm}^2 < \frac{4bh}{100} = \frac{4 \cdot 30 \cdot 35}{100} = 42 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

2) Armatures de répartition :

Diamètre des armatures :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \phi_L \\ \frac{h_t}{35} \\ \frac{b}{10} \end{array} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \\ 30 \text{ mm} \end{array} \right\} \quad \text{On choisit : } \phi_8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

3) Espacement des barres :

- ✓ A partir des conditions de CBA 93 les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{Min} (29,7\text{cm}; 40\text{cm}) = 29,7\text{cm}$$

- ✓ A partir d'art 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h_t}{4}, 12 \phi_L \right) \text{ en prend : } S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t < \frac{h_t}{2} = 17,5\text{cm en prend : } S_t = 15\text{cm}$$

On adopte les espacements suivants :

-Zone nodale : **St = 10cm**-Zone courante : **St =15cm****III-4-5) Vérification à l'ELU :**

- ✓ **Condition de non fragilité (BAEL91 A 4.2) :**

$$A_{min} = \frac{0,23*b*d*f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23*30*33*2,1}{400} = 1,195\text{cm}^2$$

En travée : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,195 \dots$ vérifiée.En appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,195 \dots$ vérifiée.

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

On a : $V_u = 67,44 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{67,44*10^{-3}}{0,3*0,33} = 0,68 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33\text{MPa} \dots \text{CV.}$$

✓ Vérification de l'adhérence d'appui (BAEL 91 Art 6.1.13) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 3\pi 1,2 = 11,31 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{67,44 \times 0,1}{0,9 \times 0,33 \times 11,31} = 2,009 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III-4-6) Vérification à l'ELS :

✓ Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On a :

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d')^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

❖ Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	K (MN/m ³)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	35,35	5,65	11,12	54323,11	65,07	7,24	Vérifiée
Appui	12,48	3,39	9,02	36579,51	34,12	3,08	Vérifiée

Tableau III-4-1 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

✓ Vérification des contraintes dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

✓ En travée :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = \frac{35,35 \times 10^{-3}}{54323,11 \times 10^{-8}} (33 - 11,12) \times 10^{-2} = 213,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

✓ En appui :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = \frac{12,48 \cdot 10^{-3}}{36579,51 \cdot 10^{-8}} (33 - 9,02) \cdot 10^{-2} = 122,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots CV.$$

✓ **Vérification de la flèche (BAEL B.6.5.1) :**

Pour se dispenser de calcul de la flèche il faut vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{340} = 0,1 > 0,0625 \rightarrow CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{Mt}{M_0} \rightarrow 0,1 > 0,085 \rightarrow CV$$

$$\frac{At}{b \cdot d} = 0,006 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \rightarrow CV$$

III-4-7) Schéma de ferrailage :

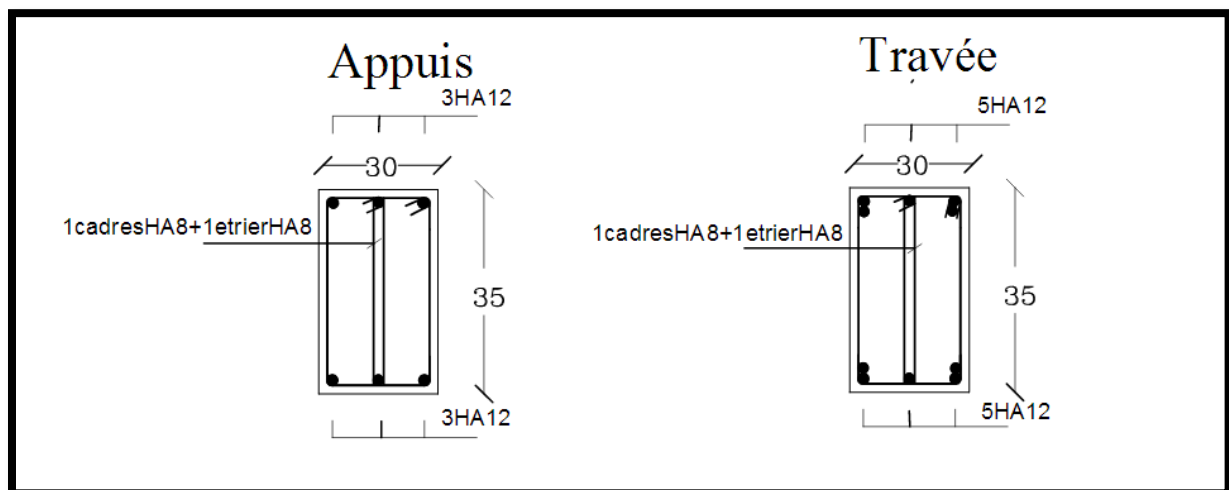


Figure III-4-4 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III-5) Calcul des planchers :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher est un élément plan horizontal à corps creux et d'épaisseur (16+4).

III-5-1) Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux : sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites

III-5-2) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TLA 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Calcul des armatures :

L_a : Longueur de l'hourdis

L : Entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$)

✓ Armatures $\perp$ aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $St = 20 \text{ cm}$

✓ Armatures // aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_{//} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $St = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (5x200x5x200) mm².

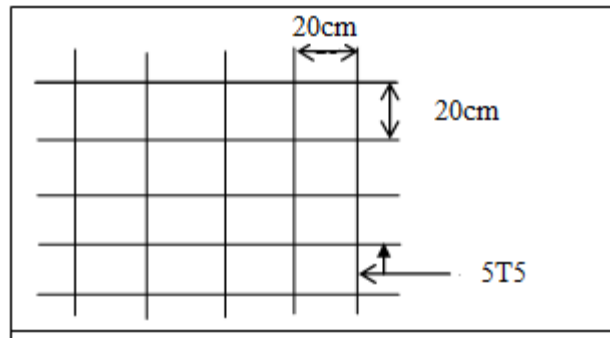


Figure III-5-1 : Treillis soudés (200x200).

III-5-3) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leurs calculs sont assimilés à celui d'une poutre semi-encastree aux poutres de rives.

✓ Dimensionnement des poutrelles :

On a : $h = 20\text{cm}$; avec $h_0 = 4\text{ cm}$

On a : $b_0 = 12\text{cm}$; $b = 65\text{ cm}$

$c = (b-b_0) / 2 = 26,5\text{ cm}$

✓ Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

- ❖ Avant le coulage de la table de compression.
- ❖ Après le coulage de la table de compression.

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

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

✓ Charges et surcharges :

1) Charge permanente :

Poids propre de poutrelle :

$G_p = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12\text{KN/ml}$

Poids de corps creux d'épaisseur :

$G_{CC} = 0,65 \times 0,95 = 0,62\text{KN/ml}$

D'où : $G = 0,62 + 0,12 = 0,74\text{KN/ml}$

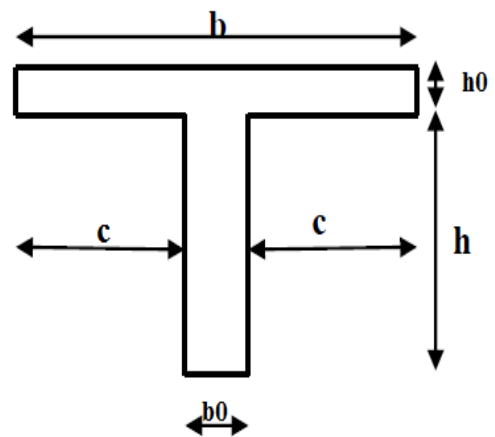


Fig III-5-2: Dimensions de la poutrelle.

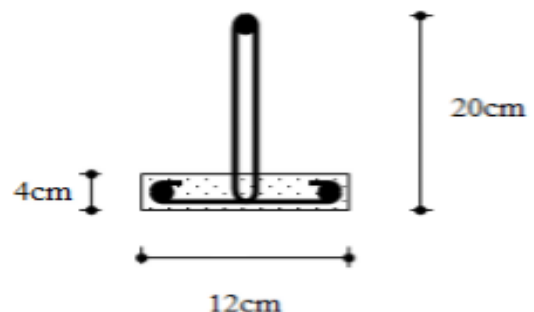


Figure III-5-3 : Schéma de la poutrelle.

2) Charge d'exploitation :

Charge d'exploitation de la main d'oeuvre :

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

✓ **Combinaison des charges :**

L'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 0.65) = 1.97 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_u = 1.97 \text{ KN/ml}$$

L'ELS :

$$q_s = G + Q = 0.74 + 0.65 = 1.39 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_s = 1.39 \text{ KN/ml}$$

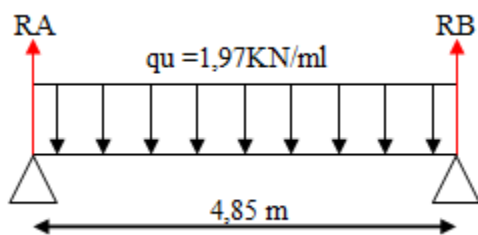


Figure III-5-4 : Schéma statique à l'ELU.

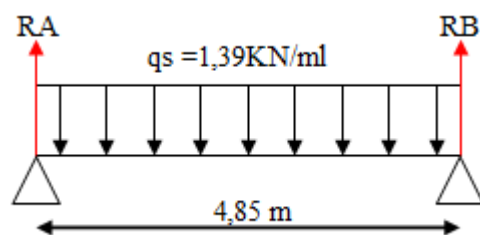


Figure III-5-5 : Schéma statique à l'ELS.

✓ **Calcul des efforts tranchants et moments max en travée :**

L'ELU :

$$M_u = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1.97 \times 4.85^2}{8} = 5,79 \text{ KN.m}$$

$$T_u = T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{1.97 \times 4.85}{2} = 4,77 \text{ KN}$$

L'ELS :

$$M_{\text{ser}} = M_{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1.39 \times 4.85^2}{8} = 4,08 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = T_{\max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{1.39 \times 4.85}{2} = 3,37 \text{ KN}$$

✓ Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fait à L'ELU car la fissuration est considérée comme peut nuisible (Fissuration Peut Préjudiciable).

$$d = 0.9 \times h_0 = 3,6 \text{ cm} ; \gamma_b = 1,5 ; M_u = 5,79 \text{ KN.m} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; M_{\text{ser}} = 4,08 \text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme de flexion simple on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 F_u} \Rightarrow \mu_{bu} = 2.62 \quad \gamma = \frac{5.97}{4.08} = 1.46$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050) = 0.31 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,31$$

$\mu_{lu} < \mu_{bu} \Rightarrow 0.31 < 2.62 \Rightarrow$ La section est doublement armée ($A' \neq 0$)

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étalements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les sur charges avant le coulage du béton.

2^{ième} étape : après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher.
- Surcharges d'exploitation.

✓ Charges et surcharges et la combinaison des charges :

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} g = 0.65G \\ q = 0.65Q \end{cases}$$

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	g = 0.65G (KN/m)	q = 0.65Q (KN/m)	q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
Terrasse inaccessible	6.33	1.00	4.11	0.65	6.52	4.76
RDC+ les étages courants	5.13	1.50	3.33	0.97	5.96	4.31

Tableau III-5-1 : Charges et surcharges et la combinaison des charges.

On calcule le plancher le plus défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux :

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse : $q_u = 6.52 \text{ KN/m}$; $q_s = 4.76 \text{ KN/m}$

Donc on prend : $G = 6.33 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

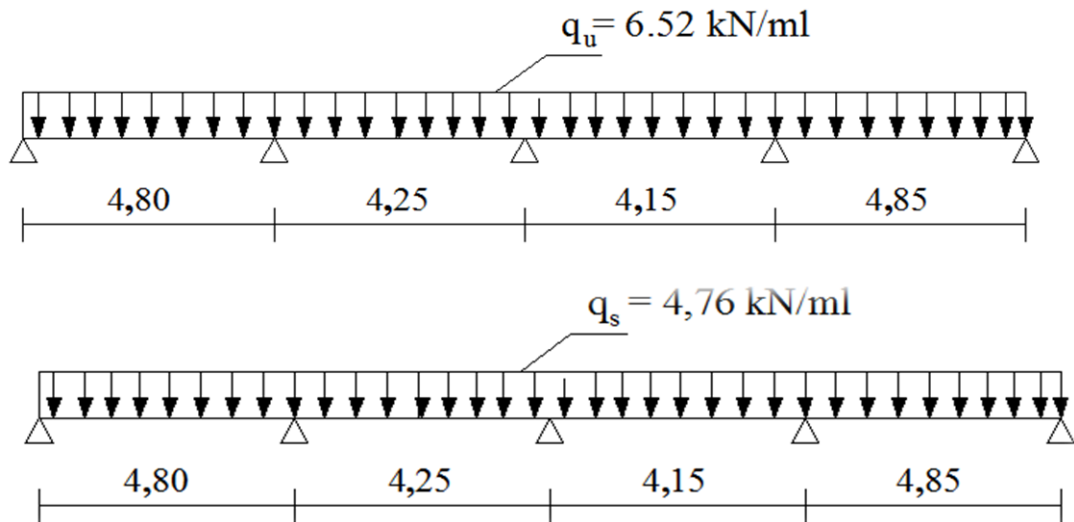


Figure III-5-6 : Schéma statique à ELU et à ELS.

Méthode de calcul :

Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles sont :

- 1-la méthode forfaitaire.
- 2-la méthode de Caquot.

a) Méthode forfaitaire :

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges d'exploitations modérées

✓ Conditions d'applications :

1.
$$\begin{cases} Q < 2G \\ \hat{\sigma}_u \\ Q < 5 \text{ kN/m} \end{cases}$$
2. Moment d'inertie est le même pour toutes les travées.
3. Les portées successives sont :
$$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$
4. Fissuration peu préjudiciable.

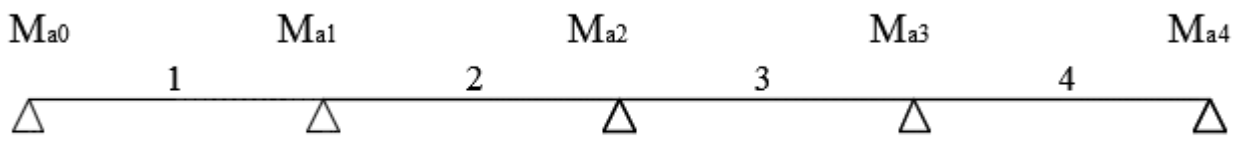
✓ Vérification du domaine d'application :

- 1^{ère} condition: $Q = 1 \text{ kN/m} < 2 \times 6.33 = 12.66 \text{ kN/m}$ satisfaite.
 $Q = 1 \text{ kN/m} < 5 \text{ kN/m}$ satisfaite.
- 2^{ème} condition : $I = \text{constant}$ satisfaite.
- 3^{ème} condition : fissuration peu préjudiciable satisfaite.

$$\begin{aligned}
 - \text{ 4^{eme} condition : } & \left. \begin{aligned} \frac{l_i}{l_{i+1}} &= \frac{4.80}{4.25} = 1.21 \\ \frac{4.25}{4.15} &= 1.02 \\ \frac{4.15}{4.85} &= 0.85 \end{aligned} \right\} 0.8 \leq 1.02 \leq 1.25 \quad \dots\dots\dots \text{ satisfait.} \\
 & \left. \begin{aligned} \frac{l_i}{l_{i-1}} &= \frac{4.85}{4.15} = 1.16 \\ \frac{4.15}{4.25} &= 0.97 \\ \frac{4.25}{4.80} &= 0.88 \end{aligned} \right\} 0.8 \leq 1.02 \leq 1.25 \quad \dots\dots\dots \text{ satisfait.}
 \end{aligned}$$

Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

- Cas d'une poutre avec plus de deux travées :



$$\text{Tel que : } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.65}{0.65+4.11} = 0.137$$

M_0 : moment maximal en travée de référence d'une poutre isostatique soumise aux mêmes charges que la travée étudiée $M_0 = qL^2/8$

L'E.L.U :

En travée :

$$M_{t1} = \frac{6.33 \cdot 4.80^2}{8} = 18.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \frac{6.33 \cdot 4.25^2}{8} = 14.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = \frac{6.33 \cdot 4.15^2}{8} = 13.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4} = \frac{6.33 \cdot 4.85^2}{8} = 18.61 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{a0} = 0.15 \cdot 18.23 = 2.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = 0.15 \cdot 18.61 = 2.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{a1} = 0.5 \cdot 18.23 = 9.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0.5 \cdot 18.61 = 9.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0.4 \cdot 14.29 = 5.71 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul du moment en travée : On a deux conditions :

$$1^{\text{ère}} \text{ condition : } M_1 \geq \max \{1,05M_0, (1+0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ condition : } M_2 \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_2 \geq \left(\frac{1,20+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

✓ Calcul des efforts tranchants :

$$V_w = -2 \frac{(M_w + M_e)}{a}, V_e = 2 \frac{(M_w + M_e)}{b}$$

La valeur de « a » est donnée par :

$$b = l - a \quad \text{et} \quad a = l \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}}$$

a : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul ($V = 0$)

Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

1) L'ELU :

Travée	1		2		3		4	
l (m)	4.8		4.25		4.15		4.85	
M ₀ (KN.m)	18.23		14.29		13.62		18.61	
N° d'appuis	0	1		2		3		4
Coef forfaitaire	0,15	0,50		0,40		0,50		0,15
Ma(KN.m)	2.73	9.11		5.71		9.30		2.79
M ₁ (KN.m)	13.82		7.46		6.67		13.5	
M ₂ (KN.m)	11.31		7.43		7.08		11.54	
Mt = max(M ₁ ,M ₂) (KN.m)	13.82		7.46		7.08		13.5	
a	2.8		2.27		2.33		2.83	
b	2		1.98		1.82		2.02	
V _w	-14.97		-20.61		-16.59		-19.72	
V _e	20.96		23.63		21.24		27.63	

Tableau III-5-2 : Résultats de calcul à l'ELU (moments, efforts tranchants).

✓ Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELU :

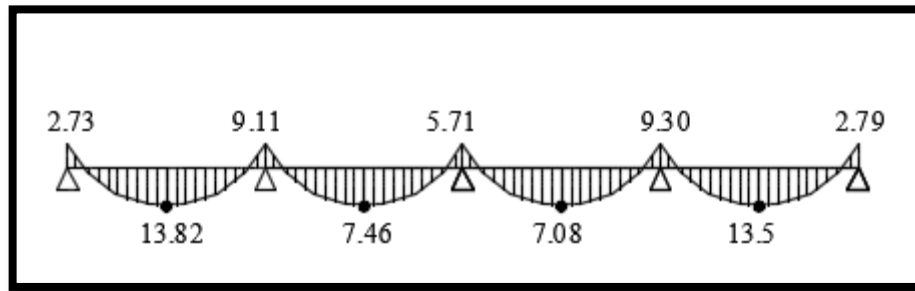


Figure III-5-7 : Diagramme des moments à L'ELU.

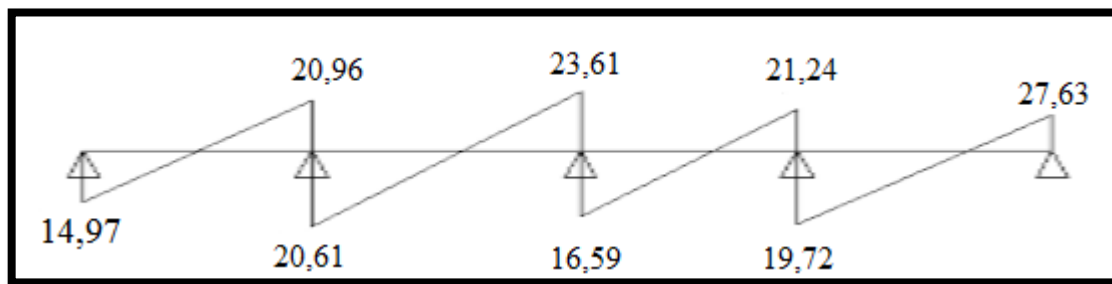


Figure III-5-8 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

2) L'ELS : $q_{ser} = 4.76 \text{ KN/ml}$

Travée	1		2		3	4
l (m)	4.80		4.25		4.15	4.85
M ₀ (KN.m)	13.70		10.74		10.24	13.99
N° d'appuis	0	1		2	3	4
Coef forfaitaire	0,15	0,50		0,40	0,50	0,15
Ma(KN.m)	2.05	6.85		4.29	6.99	2.09
M ₁ (KN .m)	9.52		5.7		5.11	10.14
M ₂ (KN .m)	8.5		5.59		5.33	7.28
Mt = max(M ₁ , M ₂) (KN.m)	9.52		5.7		5.33	10.14
a	2.6		2		2.2	3.46
b	2.2		2.25		1.95	1.39
V _w	-6.84		-11.14		-10.25	-5.24
V _e	8.09		9.90		11.56	13.06

Tableau III-5-3 : Résultats de calcul à l'ELS (moments, efforts tranchants)

✓ Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELS :

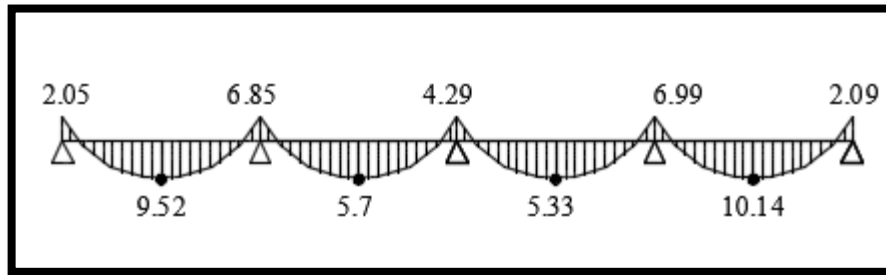


Figure III-5-9 : Diagramme des moments à L'ELS.

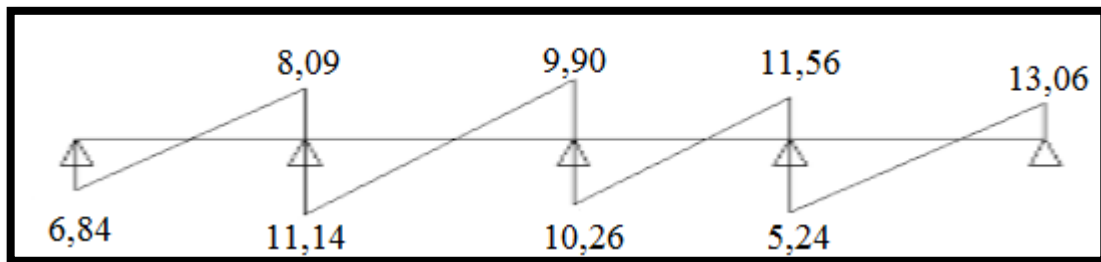


Figure III-5-10 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

III-5-4) Calcul de ferrailage à L'ELU :

- En travée : le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée max $\Rightarrow M_{t_{\max}} = 13.82 \text{ kN.m}$
- Moment de référence :

$$M_{tu} = Fbc \cdot Zb$$

$$Zb = d - \frac{h_0}{2} = 0.15 \text{ m}$$

$$Fbc = bh_0 Fbu = 0.369 \text{ MN}$$

$M_{tu} = 55.35 \text{ kN.m} > M_t = 13.82 \text{ kN.m} \Rightarrow$ La table n'est pas entièrement comprimée par conséquent la section considérée sera calculée comme une section rectangulaire

$$\Rightarrow (b=65 \text{ cm}, d=17 \text{ cm})$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.82 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.17^2) \times 14.2} = 0.051$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t_{\text{ser}}}} = \frac{13.82}{10.14} = 1.36$$

$$\mu_l = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.28$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.051 < 0.275: \text{Méthode simplifiée}$$

$$Zb = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 16.47 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_{bfed}} = \frac{13.82 \times 10^{-3}}{0.1647 \times 348} = 2.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 17 \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_t, A_{\min}) = 2.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit 3 HA 12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

- En appuis : en considérant le moment en appuis max $\Rightarrow M_{a \max} = 9.30 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.30 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.17^2) \times 14.2} = 0.18$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a \text{ ser}}} = \frac{9.30}{6.99} = 1.33$$

$$\mu_l = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.27$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.18 < 0.275: \text{Methode simplifier}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 15.16 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_{bfed}} = \frac{9.30 \times 10^{-3}}{0.1516 \times 348} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 17 \frac{2.1}{400} = 0.24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_t, A_{\min}) = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit 1 HA 14} = 1.54 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversales :

$$\bullet \text{ RPA99V2003 (Art.7.5.2.2) : } \begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \phi_l \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \min(5.7; 12; 12) = 5.7 \text{ mm}$$

On adopte $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \text{ cm} \\ S_t \leq 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{cases} \text{ On adopte } A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

Donc : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{1,01}{10} = 0,101 \text{ cm} > 0,036 \text{ cm}$ CV

III-5-5) Vérification à l'ELU :

✓ Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2) :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 17 \frac{2,1}{400} = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 17 \frac{2,1}{400} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,41 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,24 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5.1.2) :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement pour le cas le plus défavorable suffira :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$V_u = 27,63 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{27,63 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,17} = 1,35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

✓ Vérification de la condition d'adhérence (BAEL 91 Art A 6.13) :

$$\tau_{ser} = T_u / 0,9 \times d \times \sum u_i < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 13,06 \times 10^{-3} / 0,9 \times 0,17 \times 3(0,010) \pi = 0,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

III-5-6) Vérification à l'ELS :

✓ Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A') y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$\text{On a : } I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d')^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

	$M_{ser}(KN.m)$	A_s (cm ²)	A' (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	vérification
Travées	10.14	3.39	0	4.43	9918.21	4.52	Vérifier
Appuis	6.85	1.54	0	3.14	5108.28	4.20	vérifier

Tableau III-5-4 : Vérification des contraintes dans le béton.

✓ **Contrainte de compression dans l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

En travée :

$$\sigma_s = 15 * ((10,14 * 10^{-3}) / (9918,21 * 10^{-8})) (18 - 4,43) 10^{-2}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 208,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

Aux appuis :

$$\sigma_s = 15 * ((6,85 * 10^{-3}) / (9918,21 * 10^{-8})) (18 - 3,14) 10^{-2}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 298,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

✓ **Vérification de la flèche (BAEL 91 Art A.3.6.51) :**

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{485} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CNV.}$$

$$2) \frac{A_s}{b.d} = \frac{3.39}{12 \times 17} = 0.010 \leq \frac{4.85}{400} = 0.012 \text{ MPa} \quad \text{CV.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est indispensable.

✓ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s}{10 \times E_v \times I_{fv}} \times L^2 \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Moment d'inertie total de la section droite homogénéisée par rapport au CDG de la section.

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \cdot h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_2 = (1 = 7.33 \text{ cm})$$

$$y_1 = (2 = 12.67 \text{ cm})$$

$$I_0 = 16969.67 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 17} = 0.017$$

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 348 + 2.1}; 0 \right) = 0.85$$

$$\delta_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = 2.09$$

$$\delta_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = 5.52$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \delta_v} = 6723.08 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} = 3.27 \text{ mm}$$

$$f = 3.27 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4850}{500} = 9.7 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III-5-7) Schéma de ferrailage.

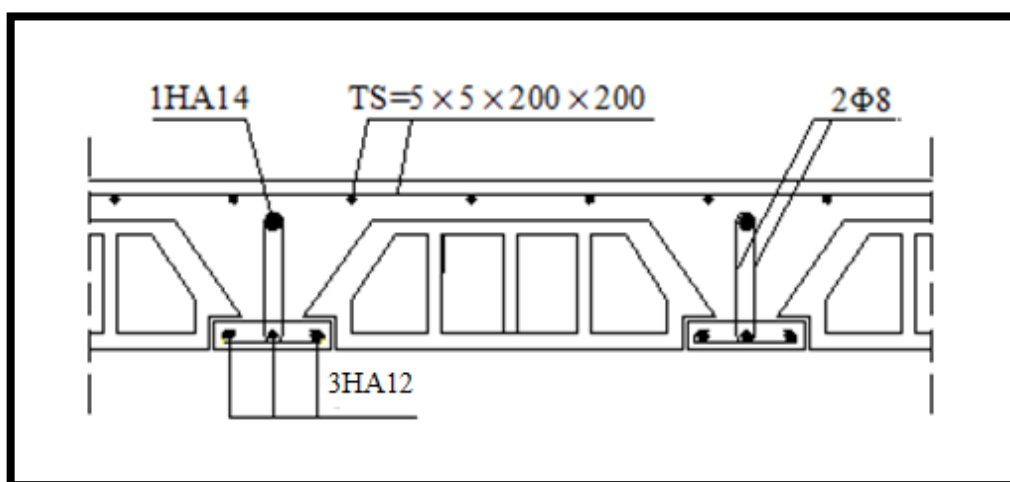


Figure III-5-11 : Schéma de ferrailage de plancher

Chapitre IV

Etude dynamique et sismique

IV-1) Introduction :

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses.

Ainsi pour un chargement dynamique on a recouru à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et que nous devons prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage.

IV-2) Etude dynamique :**IV-2-1) Objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses Vibrations Libres Non Amorties.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV-2-2) Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :

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, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV-2-3) Modélisation de la structure étudiée :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des régularités dans son plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis connu sur le nom *ETABS*.

❖ Présentation de logiciel ETABS :

Nom du programme: Extended Analysis of Building Systems.

Version : 9.7

Entreprise productrice : Computers and structures Berkeley, Californie, USA.

ETABS est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les structures particulièrement adapté aux bâtiments basé sur la méthode des éléments finis.

Les principales caractéristiques de ce logiciel permettent :

- ✓ De modéliser facilement et rapidement les différents types des structures grâce à leur interface graphique, Comme il offre une analyse statique et dynamique de l'ouvrage.
- ✓ La prise en compte de variation des propriétés et des caractéristiques du matériau entre les différents éléments, ainsi que le calcul et le ferrailage des éléments structuraux suivant des règlementations Américains et Européens, et grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

❖ Modélisation : Les principales étapes de modélisation sont les 7 étapes suivantes :

La première étape : consiste à la creation de la géométrie de base de la structure à modéliser (position des nœuds, connectivité des éléments).

La deuxième étape : spécifie les propriétés des membrures pour la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).

La troisième étape : consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.

Dans la quatrième étape : on va définir les charges appliquées sur la structure à modélisé (La charge verticale et le spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).

La cinquième étape : c'est la définition et l'attribution des combinaisons de charge.

La sixième étape : consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

La septièmes et la dernière étape : c'est visualiser les résultats de l'analyse.

❖ Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portiques (poutre, poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » a 2 nœuds ayant 6 degrés de liberté par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » a quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles introduit selon l'orientation qu'on choisit.

❖ Présentation de la vue en 3D :

La modélisation de la structure étudiée à partir du logiciel ETABS nous a donné la vue en 3D suivante

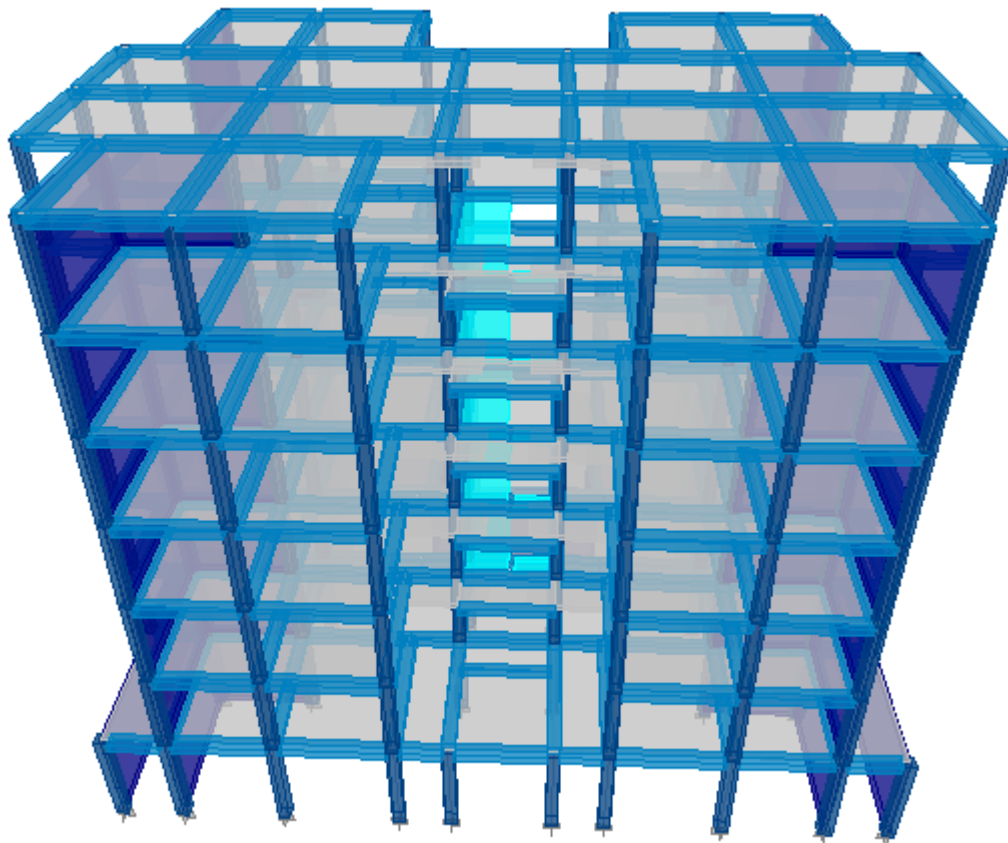


Figure IV-2-1 : Vue en 3D de la structure.

IV-2-4) Choix de disposition des voiles :

A partir des plans d'architecture, nous avons procédé à la recherche d'une meilleure disposition des voiles qui permet une bonne reprise et absorption de l'action sismique. Ainsi, suite à plusieurs études, nous sommes arrivées à la disposition des voiles indiquée dans la figure suivante :

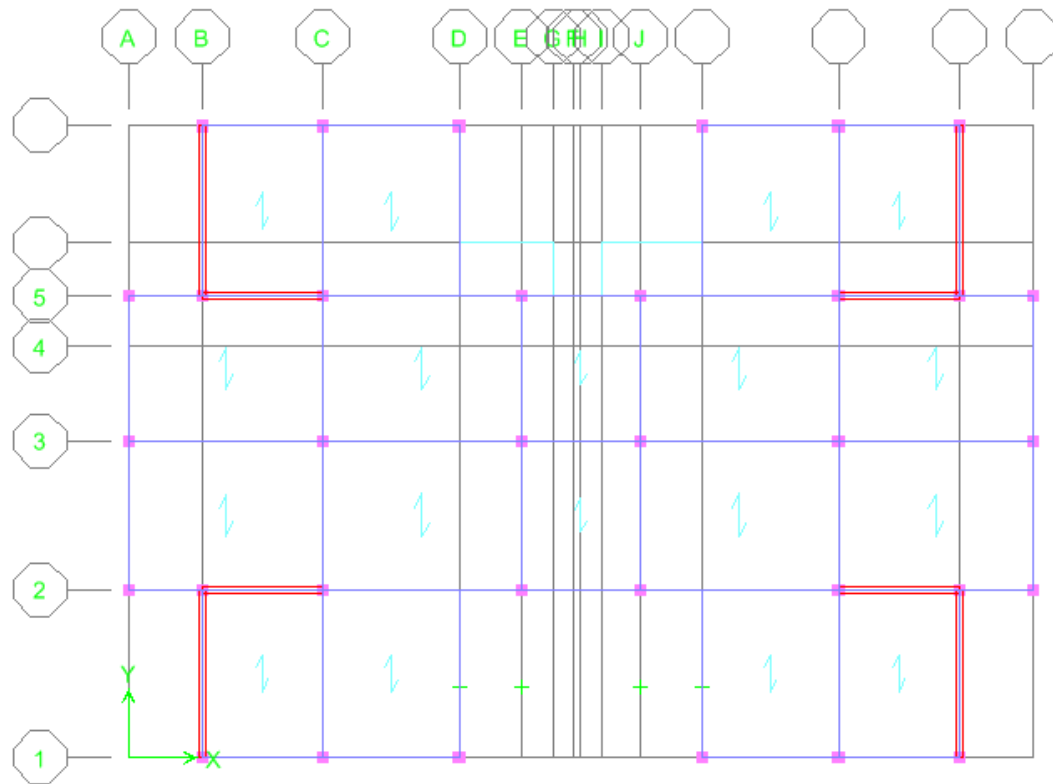


Figure IV-2-2 : Schéma de disposition des voiles.

IV-2-5) Caractéristiques géométriques :

1) Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G , Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : La masse de l'élément « i » $\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$: Les Coordonnées de l'élément « i »

2) Centre de rigidité :

Le centre de rigidité (ou torsion) est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles. En général deux cas se présentent :

- ✓ Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- ✓ Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

3) Calcul de l'excentricité :

L'excentricité e est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- Excentricité théorique.
- Excentricité accidentelle.

Excentricité théorique:

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Excentricité accidentelle:

L'excentricité exigée par RPA (Art 4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x \\ e_{ay} = 5\%L_y \end{cases}$$

Après l'analyse automatique par logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Masse (KN)	Centre de masse (m)		Centre de rigidité (m)		Excentricité (m)	
		X _G	Y _G	X _C	Y _C	e _x	e _y
Entre sol	282,662	12,913	9,72	12,92	3,937	0,007	5,783
RDC	251,897	12,921	8,939	12,92	6,815	0,001	2,124
1	245,635	12,921	9,071	12,92	7,869	0,001	1,202
2	245,635	12,921	9,071	12,92	8,387	0,001	0,684
3	245,635	12,921	9,071	12,92	8,671	0,001	0,4
4	242,271	12,929	9,059	12,92	8,838	0,009	0,221
5	290,398	12,92	9,103	12,92	8,937	0	0,166

Tableau IV-2-1 : Centre de masse et centre de rigidité.

✓ Excentricité accidentelle :

$$e_{acc} = 0,05 \max (l_x, l_y) = 0,05 \max (26,20; 18,40) = 1,31m$$

$$e_{acc} = 1,31m$$

$$\text{Donc : } e_{xy} = \max (e_{acc} ; e_{réel}) = 5,783m$$

✓ Poids total de bâtiment :

$$W_{total} = M_t \times g = 1804,13 \times 10 = 18041,30 \text{ KN}$$

IV-3) Etude sismique :

Le nord du territoire Algérien est soumis à une activité sismique très importante, le but de cette étude est de déterminer à chaque niveau de la structure les sollicitations engendrées par un éventuel séisme.

IV-3-1) Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique :

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée, le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

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

a) 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 au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

b) Méthode d'analyse modale spectrale :**Principe :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

Spectre de réponse de calcul :

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

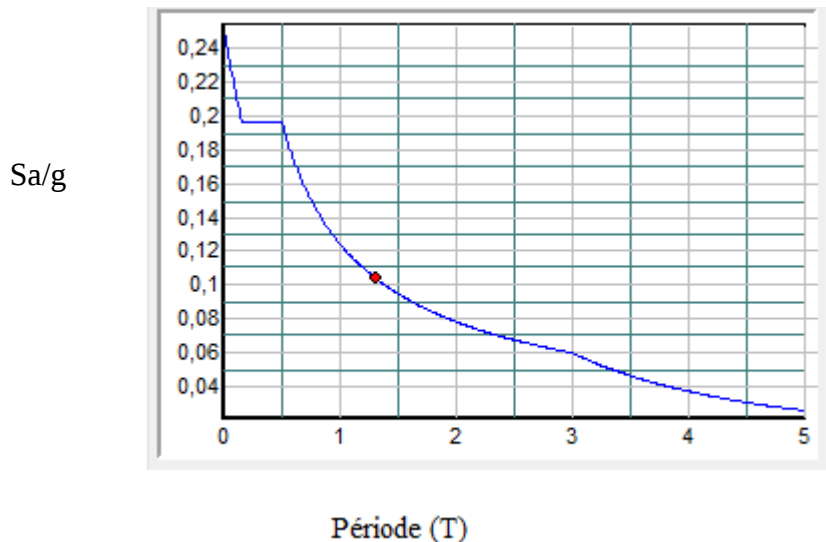


Figure IV-3-1 : Diagramme de spectre de calcul.

c) Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

IV-3-2) Choix de la méthode de calcul :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié sont vérifiées (car la structure est régulière en plan), cette méthode est applicable selon l'article 4.1.2.b du RPA99/2003 (Zone IIb, et groupe d'usage 2, $h=21,96m < 23m$), donc la méthode utilisable est la méthode statique équivalente pour l'analyse sismique.

IV-3-3) Méthode statique équivalente :

Principe :

Dans cette méthode 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.

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone IIb et un Groupe d'usage 2.

Nous trouverons : $A = 0,20$

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est en fonction de la catégorie de site et de facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure :

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

Avec T_1 et T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) de RPA99/ version 2003, dans notre cas on a un site meuble (S3) donc :

$T_1 = 0,15s$

$T_2 = 0,50s$

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

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

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau (4.2) du RPA99 :

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense, Donc $\xi = 7\%$

D'où $\eta = 0,882 > 0,7$

Q : est le facteur de qualité sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$ à partir du tableau (4.4) de RPA 99 version 2003 on trouve : $Q = 1,25$

R : coefficient de comportement global de la structure sa valeur est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Donc : $R = 3,5$

Wt : poids total de la structure est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$W_t = 18041,30 \text{ KN}$.

✓ Estimation de la période fondamentale.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 (4.6) par la formule :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 21,96 \text{ m}$$

C_T : est un coefficient qui est en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$D'où : C_T = 0,05$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (21,96)^{3/4} = 0,507\text{s}$$

Dans notre cas (structure mixte), on peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0,09 h_n / \sqrt{d}$$

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

$$\text{a)- sens transversale : } dy = 26,20 \text{ m} \longrightarrow T_y = 0,386\text{s}$$

$$\text{b)- sans longitudinale : } dx = 18,40 \text{ m} \longrightarrow T_x = 0,461\text{s}$$

On a :

$$0 < T_x \text{ et } T_y < T_2 \longrightarrow D = 2,5 \quad \eta = 2,5 \times 0,882$$

$$D = 2,205$$

IV-3-4) Mode de vibration et participation massique :

		Facteurs de participation massique %						Nature
Mode	Période	UX	UY	RZ	$\sum UX$	$\sum UY$	$\sum RZ$	
1	0,387	65,4994	0	0,0946	65,50	0	0,0946	Translation x
2	0,313	0	64,7372	0,0001	65,50	64,74	0,0947	Translation y
3	0,283	0,0346	0,0001	63,6764	65,53	64,74	63,7712	Rotation
4	0,087	19,1575	0	0,0959	84,69	64,74	63,8671	/
5	0,068	0	19,8935	0	84,69	84,63	63,8671	/
6	0,061	0,0098	0	18,9631	84,70	84,63	82,8302	/
7	0,040	6,8466	0	0	91,55	84,63	82,8302	/
8	0,034	0	0,0229	0	91,55	84,65	82,8302	/
9	0,032	0	6,0407	0	91,55	90,69	82,8302	/
10	0,030	0	0,0058	0	91,55	90,70	82,8302	/
11	0,028	0,4314	0	6,0079	91,98	90,70	88,8381	/
12	0,027	0	0,9396	0	91,98	91,64	88,8382	/

Tableau IV-3-1 : périodes, modes et participation massique.

1) Nombre de modes à considérer (Art 4.3.4 RPA99/ 2003) :

Le nombre de mode à considérer doit être tel que la somme des coefficients de participation massique de ces modes est au moins égale à **90%** ($\sum \alpha_i \geq 90\%$) , ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieur à 5% de la masse totale de la structure soit pris en compte.

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ s (Art 4-14 RPA99/2003)}$$

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

2) Analyse des résultats :

- Ce modèle présente une période fondamentale **T = 0,387s**
- Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- On doit retenir les 09 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

3) Schémas des trois premiers modes de vibration :

1^{er} mode : c'est un mode de translation suivant l'axe X de période $T_1 = 0,387s$

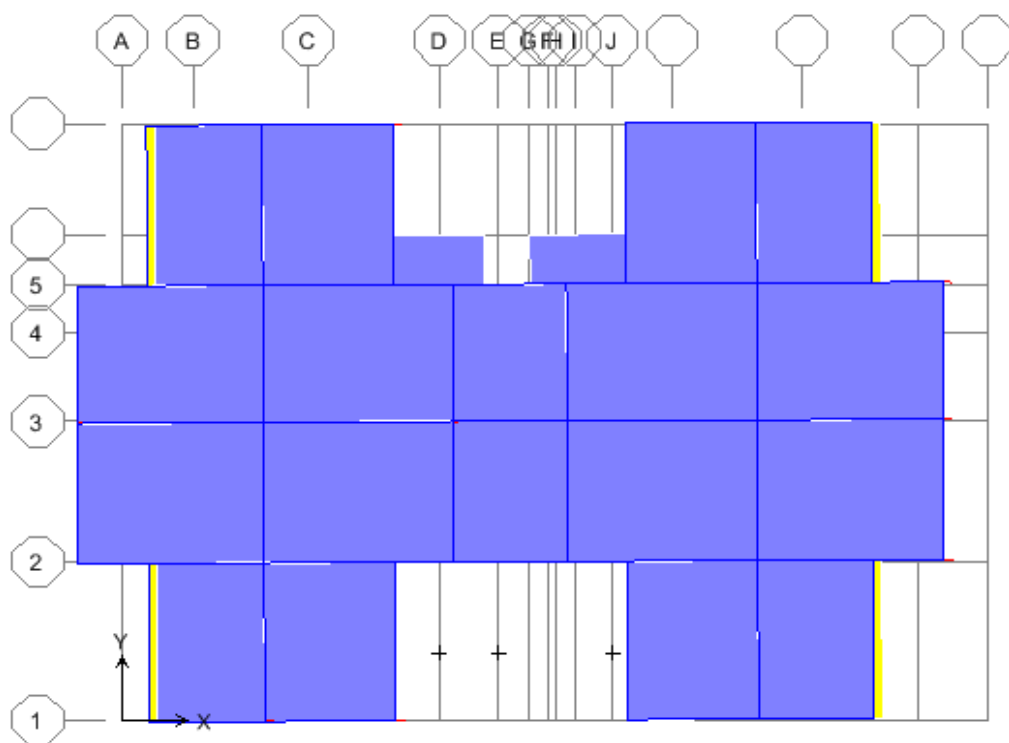


Figure IV-3-1 : Translation suivant le sens (x-x)

2^{ème} mode : c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période $T_2 = 0,313s$

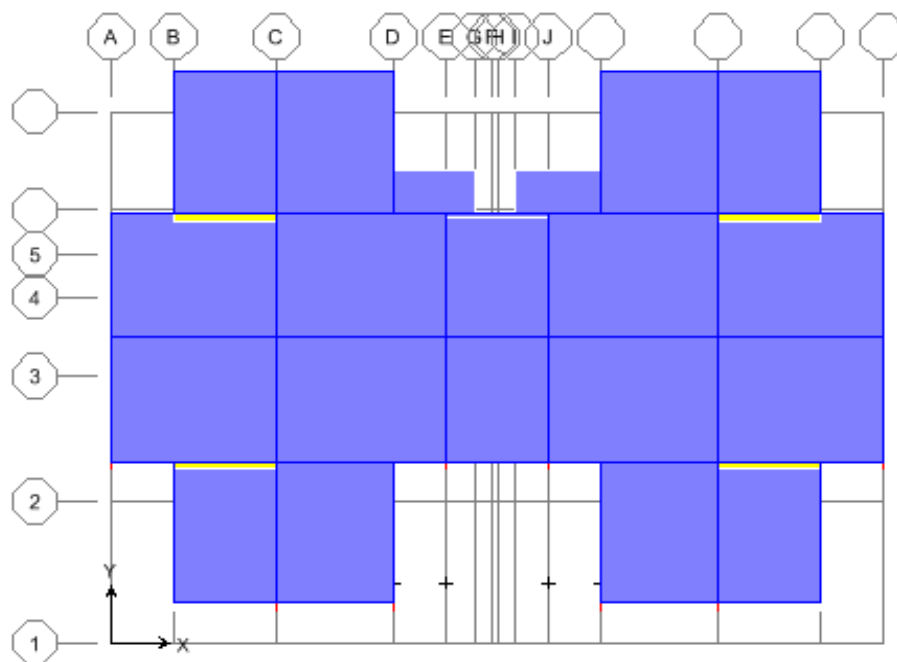


Figure IV-3-2 : Translation suivant le sens (y-y)

3^{ème} mode : c'est un mode de rotation autour de l'axe Z de période $T_3 = 0,283s$

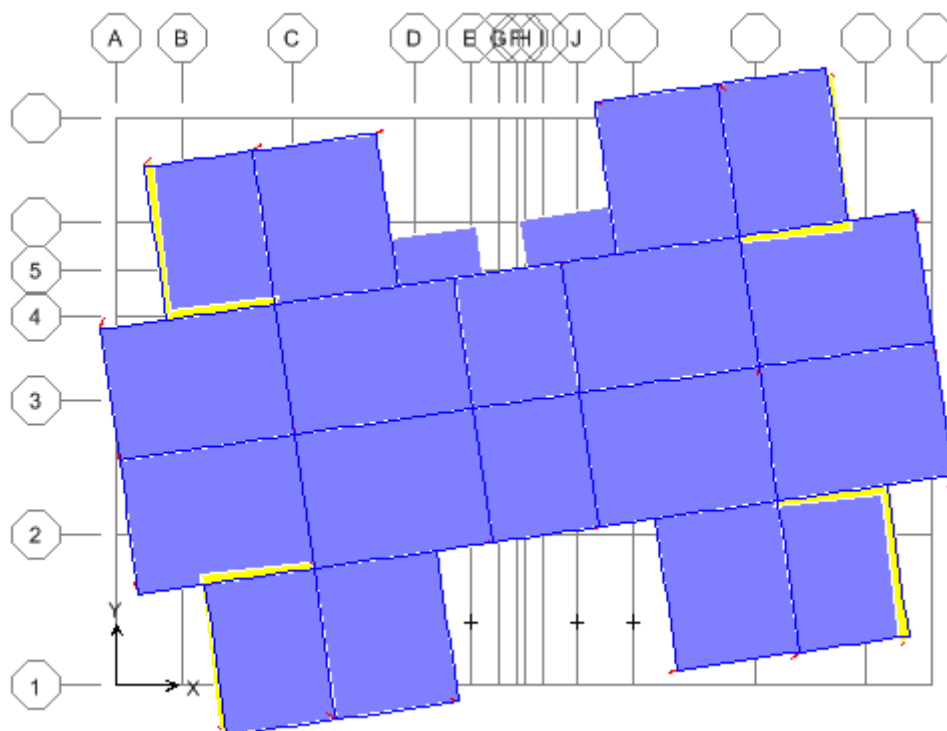


Figure IV-3-3 : Rotation autour de l'axe z.

IV-3-5) Vérifications des exigences de RPA99/2003 :**1) Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 / version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente **Vstat**.

a) Résultats de l'analyse sismique par le logiciel ETABS :

Les efforts sismiques à la base sont :

$$V_x = 2515,26 \text{ KN}$$

$$V_y = 2504,16 \text{ KN}$$

b) Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente (Art 4.2.3) :

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

$$W = 18041,30 \text{ KN}$$

$$A = 0,20$$

$$R = 3,5$$

$$Q = 1,25$$

$$D = 2,205$$

$$V_{stat} = (0,20 \times 1,25 \times 2,205 \times 18041,30) / 3,5 = 2841,50 \text{ KN}$$

Art 4.3.6 du RPA99/version 2003 exige de vérifier que les forces sismiques à la base obtenue par la méthode dynamique modale spectrale soit supérieur à 80% de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

Le sens	Vdyn (KN)	Vstat (KN)	Vdyn / Vstat	Obser
Long	2515,26	2841,50	0,885	> 0,80
Tansv	2504,16	2841,50	0,881	> 0,80

Tableau IV-3-2 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

Donc : La condition de l'art 4.3.6 de RPA 99 version 2003 est vérifiée.

2) Justification de système de contreventement :

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 version 2003, on doit calculer le pourcentage des charges verticales reprises par les portiques et les voiles, comme présenter dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Charge reprise par...en (KN)		Pourcentage reprise par....	
	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
RDC	10919,374	10470,862	51	49

Tableau IV-3-3 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical.
La structure est une structure en voile donc $R= 3,5$

3) Calcul de l'effort tranchant modal à la base : d'après le RPA99/V 2003

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec : V_i : l'effort tranchant modal à la base

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure

Les résultats sont dans le tableau suivant :

1) Sens longitudinal :

Mode	Période	S_a/g	α_i %	W(KN)	$V_t(KN)$
1	0,387	0,197	66,62	18041,30	2367,68
2	0,313	0,197	0	18041,30	0
3	0,283	0,197	0,035	18041,30	1,25
4	0,087	0,219	19,51	18041,30	770,82
5	0,068	0,226	0	18041,30	0
6	0,061	0,228	0,01	18041,30	0,41
7	0,040	0,236	6,96	18041,30	296,5
8	0,034	0,238	0	18041,30	0
9	0,032	0,239	0	18041,30	0

Tableau IV-3-4 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.

2) Sens transversal :

Mode	Période	Sa/g	α_i %	W(KN)	Vt(KN)
1	0,387	0,197	0	18041,30	0
2	0,313	0,197	65,84	18041,30	2340,12
3	0,283	0,197	0	18041,30	0
4	0,087	0,219	0	18041,30	0
5	0,068	0,226	20,198	18041,30	823,53
6	0,061	0,228	0	18041,30	0
7	0,040	0,236	0	18041,30	0
8	0,034	0,238	0,023	18041,30	1
9	0,032	0,239	6,125	18041,30	264,11

Tableau IV-3-5 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.

4) Vérification des déplacements inter-étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \quad (\text{art 4-19 RPA2003})$$

δ_{eK} : Déplacement horizontal dû aux forces sismique.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{art 4-20 RPA2003})$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.4.3, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$(\delta_k - \delta_{k-1}) \leq \bar{\Delta} = 0,01h_j \quad \text{Avec : } h_j : \text{ hauteur d'étage (j)}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

1) Sens longitudinal:

Niveau	$\delta_{eK}(m)$	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta_K(m)$	$\bar{\Delta}_K(m)$	Observation
5	0,0104	0,0364	0,02975	0,00665	0,0306	CV
4	0,0085	0,02975	0,02275	0,007	0,0306	CV
3	0,0065	0,02275	0,0161	0,00665	0,0306	CV
2	0,0046	0,0161	0,0098	0,0063	0,0306	CV
1	0,0028	0,0098	0,00455	0,00525	0,0306	CV
RDC	0,0013	0,00455	0	0,00455	0,0306	CV

Tableau IV-3-6 : Déplacement inter-étage dans le sens 'xx'.

2) Sens transversal :

Niveau	$\delta_{eK}(m)$	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta_K(m)$	$\bar{\Delta}_K(m)$	Observation
5	0,0068	0,0238	0,01925	0,00455	0,0306	CV
4	0,0055	0,01925	0,0147	0,00455	0,0306	CV
3	0,0042	0,0147	0,01015	0,00455	0,0306	CV
2	0,0029	0,01015	0,0063	0,00385	0,0306	CV
1	0,0018	0,0063	0,0028	0,0035	0,0306	CV
RDC	0,0008	0,0028	0	0,0028	0,0306	CV

Tableau IV-3-7 : Déplacement inter-étage dans le sens 'yy'.

Conclusion :

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles donnés par le RPA, donc la condition de l'art 5.10 du RPA99/2003 est vérifiée.

5) Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA99/2003) :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

Si : $\theta_k < 0,10$, les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau "k"

$$P_k = \sum (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k" $V_k = \sum F_i$.

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

h_K : Hauteur de l'étage k.

1) Sens longitudinal :

Niveau	P_k (KN)	Δ_K	V_{kx} (KN)	h_K	θ_K
5	2822,09	0,00665	884,41	3,06	0,00693454
4	5167,88	0,007	1400,75	3,06	0,00843973
3	7642,92	0,00665	1790,52	3,06	0,00927642
2	10117,97	0,0063	2090,5	3,06	0,00996466
1	12593,01	0,00525	2309,43	3,06	0,00935541
RDC	15125,42	0,00455	2459,43	3,06	0,00914456

Tableau IV-3-8 : Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal.

2) Sens transversal :

Niveau	P_k (KN)	Δ_K	V_{ky} (KN)	h_K	θ_K
5	2822,09	0,00455	886,44	3,06	0,00473382
4	5167,88	0,00455	1403,48	3,06	0,00547515
3	7642,92	0,00455	1784,67	3,06	0,00636783
2	10117,97	0,00385	2079,61	3,06	0,0061214
1	12593,01	0,0035	2300,41	3,06	0,00626139
RDC	15125,42	0,0028	2452,91	3,06	0,00564238

Tableau IV-3-9 : Vérification de l'effet P-Delta sens transversal.

Conclusion :

On constate que θ_{Kx} et θ_{Ky} sont inférieure à 0,1.

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de la structure étudiée.

6) Vérification au renversement (RPA99 /2003 Art 4.4.1) :

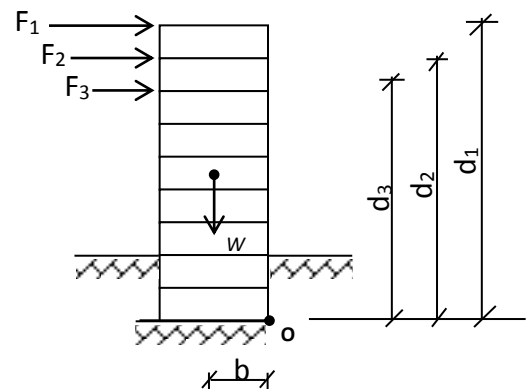
Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction avec :

$$M_{sta} = M_{w/o} = W \times b$$

$$M_{renver} = M_{F_i/o} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$



Sens	W(KN)	b (m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr	Vérification
Longitudinal	17945,27	12,913	231727,3	32411,389	7,15	>1,5...vérifiée
Transversal	17945,27	9,72	174428,02	32240,21	5,41	>1,5...vérifiée

Tableau IV-3-10 : Vérifications au renversement.

Conclusion :

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$) dans les deux directions.

7) Vérification de l'effort normal réduit (RPA99/2003 Art 7.4.3.1) :

L'article (7.4.3.1) du R.P.A 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Niveau	Section	N (KN)	Nrd	Remarque
RDC	40*40	1167	0,29	$\leq 0,3$vérifiée

Tableau IV-3-11 : Vérifications de l'effort normal réduit.

Conclusion :

Donc la condition de l'article 7.4.3.1 est vérifiée.

Chapitre V

Ferraillage des éléments principaux

V-1) Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de la structure étudiée. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL91 et RPA 99/ Version 2003).

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

V-2) Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal, donc le calcul se fera en **flexion composée**.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des sollicitations suivantes :

- ❖ Effort normal de compression et moment correspondant.
- ❖ Moment maximale et l'effort normal correspondant.
- ❖ Effort normal maximal de traction et moment correspondant.

V-2-1) Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 et CBA 93:

ELU	$1,35 G + 1,5 Q$
ELS	$G + Q$

Selon RPA 99 (situation accidentelle) :

$G+Q+E \longrightarrow$	RPA99 ver2003 (art 5.2)
$0,8G \pm E \longrightarrow$	RPA99 ver2003 (art 5.2)

Les poteaux sont calculés sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

✓ Situation durable et accidentelle :

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	Θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe(MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14.2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	0,85	18.48	1	400	400

Tableau V-1 : Situation durable et accidentelle.

V-2-2) Calcul des armatures longitudinales : Étant donné que la structure comporte trois (03) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

Zone I : Entre-Sol-RDC : pour les poteaux de section (40x40) cm²

Zone II : 1^{er}-2^{ème}-3^{ème} étage : pour les poteaux de section (35x35) cm²

Zone III : 4^{ème} - 5^{ème} étage : pour les poteaux de section (30x30) cm²

⇒ Les efforts obtenues par ETABS sont résumés dans le tableau suivant :

La zone	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)
Zone I	1167,39	0,761	1,3	3,264	34,065	531,18
Zone II	809,95	1,528	51,01	3,044	33,102	350,47
Zone III	307,87	3,686	15,00	4,008	35,2875	89,69

Tableau V-2 : Les efforts obtenues par ETABS.

a) Ferraillage minimum d'après le CBA93 :

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$d = 0.9xh$$

b) Recommandations du «BAEL91» Art 8.2.3 :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h (b = h = côtes du poteau).

c) Recommandations du RPA 99/version2003

- /Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.9%** (zone IIb).
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version2003).
- La longueur minimale des recouvrements est de 50ϕ en zone IIb.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone IIb (RPA99/version2003).

⇒ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	BAEL 91			CBA93	RPA99/V2003		
Zone	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de Recouvrement
E.SOL-RDC (Zone I)	40×40	4	80	1,74	14,4	64	96
N1-N3 (Zone II)	35×35	4	61,25	1,33	11,025	49	73,5
N4-N5 (Zone III)	30×30	4	45	0,97	8,1	36	54

Tableau V-3 : Ferraillage maximale et minimale.

V-2-3) Calcul du ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ».

Zone	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{ado} P (cm ²)	choix des barres
I	40x40	0	1,74	14,4	16,08	8T16
		0				
		0				
II	35x35	0	1,33	11,025	12,32	8T14
		0				
		0				
III	30x30	0	0,97	8,1	9,05	8T12
		0,17				
		2,26				

Tableau V- 4 : Ferraillage longitudinale des poteaux.

V-2-4) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau.

a) Recommandation du R.P.A : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

Selon le RPA99/2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : Longueur de flambement des poteaux.

(a,b) : dimensions de la section droite du poteau.

Avec : $l_f = 0,7 \times h_0$

t : espacement des armatures transversales.

Zone IIb :

Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 12\phi_l)$

On adopte :

$St = 10\text{cm}$: zone nodale

$St = 15\text{cm}$: zone courante

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{b \cdot t} \geq \begin{cases} 0,30\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,80\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{int erpolation} \dots \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les cadres et les étiérs doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum.

⇒ Les sections des armatures transversales sont résumées dans le tableau suivant :

Zones	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _a	V _u (KN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adop} (cm ²)
Zone I	40×40	2,14	5,35	2,5	43,83	N	10	1,02	6T8	3,02
						C	15	1,23	6T8	3,02
Zone II	35×35	2,14	6,12	2,5	36,39	N	10	0,97	6T8	3,02
						C	15	1,16	6T8	3,02
Zone III	30×30	2,14	7,14	2,5	29,20	N	10	0,78	6T8	3,02
						C	15	0,93	6T8	3,02

Tableau V-5 : calcul des armatures transversales.

⇒ Les résultats du ferraillage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	A _t ZC	A _t ZN	St (cm)	St (cm)
				zone courante	zone nodale
E.Sol-RDC	40 x 40	6T8	6T8	15	10
1, 2,3	35 x 35	6T8	6T8	15	10
4,5	35 x 35	6T8	6T8	15	10

Tableau V-6 : Résumé de Ferraillage transversal.

V-2-5) Vérifications :

a) Vérification de poteau à l'effort tranchant :

Pour les efforts tranchant la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Selon le BAEL91 :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa} \text{ (fissuration peu préjudiciable).}$$

Selon le RPA99/version 2003 (Art 7.4.3.2) :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

- ρ_d = 0.075 Si l'élancement géométrique ≥ 5
- ρ_d = 0.04 Si l'élancement géométrique < 5

⇒ Tous les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	V_u (KN)	λ_g	ρ_d	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (RPA)	$\bar{\tau}_u$ (BAEL)	Observation
E.Sol-RDC	43,83	5,35	0,075	0,32	1,875	3,33	Vérifiée
1,2,3	36,39	6,12	0,075	0,35	1,875	3,33	Vérifiée
4,5	29,20	7,14	0,075	0,40	1,875	3,33	Vérifiée

Tableau V-7 : Vérification de l'effort tranchant.

b) Vérification des armatures transversales (Art 7.4.2.2) :

La section minimale est entre les valeurs (0,3% et 0,8%)

$$\Rightarrow 0.8\% > A_t / t \times b > 0.3\% \text{ (RPA2003)}$$

Zone nodale :

$$\frac{A_t}{t \times b} = \frac{3,02}{10 \times 40} \times 100 = 0,75\% > 0,3\% \dots CV$$

Zone de recouvrement :

$$\frac{A_t}{t \times b} = \frac{3,02}{15 \times 40} \times 100 = 0,5\% > 0,3\% \dots CV$$

c) Vérification au flambement :

La vérification au flambement est faite pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{\max} = 1167,39 \text{ KN}$$

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec: } i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} I = 0.00213 \text{ m}^4 \\ A = 0.16 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Donc :

$$i = 0,1145 \text{ m}$$

$$\lambda = 18,70$$

$$0 < \lambda_x < 50 \Rightarrow \Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.80$$

On vérifié que :

$$Br \geq \frac{N_{max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)} = \frac{1167.39 \times 10}{\Delta \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 663,39 \text{ cm}^2$$

Nous avons : $Br[(40 - 2) \times (40 - 2)] = 1444 \text{ cm}^2 \geq 663,39 \text{ cm}^2 \dots \dots cv$

d) Vérification des contraintes : (BAEL 91 Art 8.2.4.2)

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte de compression dans le béton.

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$$\sigma_{bc} = \frac{y \cdot M_{ser}}{I} \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

$\Rightarrow$ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Zones	Section (cm ²)	M _{ser} (KN)	A _{adop} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
I	40×40	34.065	16.08	3.17	15	Vérifiée
II	35×35	33.102	12.32	3.56	15	Vérifiée
III	30×30	35.287	9.05	4.45	15	Vérifiée

Tableau V-8 : Vérification des contraintes de compression.

Remarque :

Un exemple de schéma de ferraillage du poteau est montré en Annexe.

V-3) Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferraillage est calculé à l'ELU et à l'ELA sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations du RPA 99/version 2003.

V-3-1) Prescriptions données par le RPA99/version 2003 :**a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1) :**

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ (zone IIb).

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$
- l'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

ϕ_l : est la valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

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

V-3-2) Prescriptions données par BAEL 91 :**a) Armatures longitudinales :**

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

$$A_{\min} \geq \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$$

b) Armatures transversales :

- Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_{l\min}; \frac{b}{10} \right)$
- Espacement maximale : $\{S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm})\}$

V-3-3) Pourcentage exigé par RPA99/2003 :

a) Poutres principales et poutres secondaires :

$$A_{\min} : A_{S\text{ RPA}} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

Amax :

$$A_{S\text{ RPA}} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{S\text{ RPA}} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

V-3-4) Condition de non fragilité (BAEL91) :

Poutres principales et poutres secondaires :

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = (0,23 \times 30 \times 43 \times 2,1) / 400 = 1,56 \text{ cm}^2$$

V-3-5) Ferraillages longitudinaux :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivant :

a) Poutres principales non liée au voile :

Zone de calcul	Mt (KN.m)	MA(KN.m)		At (cm ²)	AA(cm ²)		A _{BAEL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{Smax} (cm ²)	Choix des barres	A _{adop} (cm ²)
		M _{sup}	M _{inf}		A _{sup}	A _{inf}					
I	55,214	87,3	44,747	3,93	6,38	2,72	1,56	6,75	6,75	3T14+2T12	6,88
II	53,867	87,92	41,51	3,83	6,43	2,52	1,56	6,75	6,75	3T14+2T12	6,88
III	65,87	107,151	49,154	4,73	7,97	2,99	1,56	6,75	7,97	3T16+2T12	8,29

Tableau V-9 : Armatures longitudinales des poutres principales non lié au voile.

b) Poutres principales liée au voile :

Zone de calcul	Mt (KN.m)	MA(KN.m)		At (cm ²)	AA(cm ²)		A _{BAEL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{Smax} (cm ²)	Choix des barres	A _{adop} (cm ²)
		M _{sup}	M _{inf}		A _{sup}	A _{inf}					
I	60,34	100,688	60,34	4,32	7,45	3,69	1,56	6,75	7,45	3T16+2T12	8,29
II	60,89	113,88	60,89	4,36	8,33	3,73	1,56	6,75	8,33	2T16+3T14	8,64
III	72,262	134,393	72,26	5,22	10,25	4,45	1,56	6,75	10,25	3T16+3T14	10,64

Tableau V-10 : Armatures longitudinales des poutres principales lié au voile

c) Poutres secondaires non liée au voile :

Zone de calcul	Mt (KN.m)	MA(KN.m)		At (cm ²)	AA(cm ²)		A _{BAEL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{Smax} (cm ²)	Choix des barres	A _{adop} (cm ²)
		M _{sup}	M _{inf}		A _{sup}	A _{inf}					
I	22,528	36,124	16,95	1,57	2,54	1,02	1,56	6,75	6,75	3T14+2T12	6,88
II	22,689	36,761	21,90	1,58	2,58	1,32	1,56	6,75	6,75	3T14+2T12	6,88
III	23,912	37,127	21,71	1,66	2,61	1,31	1,56	6,75	6,75	3T14+2T12	6,88

Tableau V-11 : Armatures longitudinales des poutres secondaires non lié au voile.

d) Poutres secondaires liée au voile :

Zone de calcul	Mt (KN.m)	MA(KN.m)		At (cm ²)	AA (cm ²)		A _{BAEL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{Smax} (cm ²)	Choix des barres	A _{adop} (cm ²)
		M _{sup}	M _{inf}		A _{sup}	A _{inf}					
I	2,71	4,65	8,87	0,32	0,64	0,53	1,56	6,75	6,75	3T14+2T12	6,88
II	7,18	10,406	16,18	0,72	1,17	0,97	1,56	6,75	6,75	3T14+2T12	6,88
III	9,568	15,337	16,65	1,06	1,36	1	1,56	6,75	6,75	3T14+2T12	6,88

Tableau V-12 : Armatures longitudinales des poutres secondaires lié au voile.

V-3-6) Calcul des armatures transversales :

✓ Selon le BAEL 91 modifié 99 :

- La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_e$

b : largeur de la poutre ;

St : l'espacement des cours d'armatures transversales

$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) ; St \leq \min(0,9 \cdot 43 ; 40 \text{ cm})$

On adopte l'espacement suivant : **St = 20cm**

Donc: $A_t \geq 0,4 \times 0,3 \times 0,20 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2$

- Diamètre des armatures d'âme

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \min} \right\} \quad \phi_t \leq \min \left\{ \frac{45}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2 \right\} \quad . \text{ Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

✓ Selon le RPA99/version 2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$

L'espacement maximal :

- En zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L) = 11,25 \text{ cm}$

- En zone courante : $St \leq h/2 = 22,5 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : **St = 10 cm**

- En zone courante : **St = 20 cm**

On aura alors :

$$A_t = 0,003 \times St \times b = 1,8 \text{ cm}^2 > 0,6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4Φ8** :.... **$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$**

St (Adopté) = Min (St_{BAEL} , St_{RPA})..... **St = 20 cm**

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Φ8 ».

La longueur minimale de recouvrement vaut : $L_r = 50\phi = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}$.

V-3-7) Vérifications à L'ELU :

a) Condition de non fragilité : (BAEL91)

Les sections d'armatures adoptées doivent satisfaire la condition suivante :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ (MPa)}$; $f_e = 400 \text{ (MPa)}$

$$A_{s\min} = (0,23 \times 30 \times 43 \times 2,1) / 400 = 1,56 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau de ferraillage, on remarque que : $A_L = 10,64 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 \dots CV$

b) Vérification des contraintes tangentielles :

On doit vérifier la condition ci-après :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable})$$

$$V_{u\max} = 157,43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{157,43 \times 10^3}{300 \times 43} = 1,22 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots CV$$

c) Vérification de l'effort tranchant aux appuis (BAEL91 Art 7-6-3) :

L'effort tranchant doit également satisfaire la condition suivante :

$$V_{u\max} \leq \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,4 \times a \times b$$

$$\text{Avec : } a = b - c_t - 2 ; \quad c_t = \max \begin{cases} c \\ \Phi \\ 1 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow c_t = 3 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

Donc : $a = 25\text{cm}$

$V_{\text{umax}} = 157,43\text{KN} < 500\text{ KN} \dots \text{CV}$

d) Vérification d'adhérence des barres (Art. A.6.1, 3/ BAEL91) :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{Mpa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

U_i : le périmètre des aciers.

⇒ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

	Tu (KN)	$\sum \mu_i$ (cm)	$\tau_{se}(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_{se}(\text{MPa})$	Observation
P-Principales liée au voile	141,56	15,072	2,43	3,15	CV
P-Principales non liée au voile	157,43	15,072	2,70	3,15	CV
P-Secondaires liée au voile	9,85	13,19	0,19	3,15	CV
P-Secondaires non liée au voile	25,86	13,19	0,5	3,15	CV

Tableau V-13 : Vérification de l'adhérence des barres.

V-3-8) Vérifications à L'ELS :

a) Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

⇒ Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

La nature des Poutres	Zone de vérification	A_s (cm ²)	M_{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation ($\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$)
P-P liée au voile	Travée	10,64	72,262	16,72	156968	7,70	15	vérifier
	Appuis	10,64	134,393	16,72	156968	14,32	15	vérifier
P-P non liés au voile	Travée	8,29	65,87	15,19	131221	7,62	15	vérifier
	Appuis	8,29	107,151	15,19	131221	12,40	15	vérifier
P-S liée au voile	Travée	6,88	9,568	14,10	114226	1,18	15	vérifier
	Appuis	6,88	16,65	14,10	114226	2,06	15	vérifier
P-S non liée au voile	Travée	6,88	23,912	14,10	114226	2,95	15	vérifier
	Appuis	6,88	37,127	14,10	114226	4,58	15	vérifier

Tableau V-14 : Contrainte de compression dans le béton.

b) Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites

Condition N°1 : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0,065$

Condition N°2 : $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

Condition N°3 : $\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e}$

⇒ Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Type des poutres	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
P-P liée au voile	0,13 > 0,065	0,13 > 0,09	0,008 < 0,01	CV
P-P non liés au voile	0,082 > 0,065	0,082 > 0,080	0,006 < 0,01	CV
P-S liée au voile	0,09 > 0,065	0,09 > 0,012	0,005 < 0,01	CV
P-S non liée au voile	0,1 > 0,065	0,1 > 0,048	0,005 < 0,01	CV

Tableau V-15 : Vérification de la flèche.

❖ Remarque :

Les trois conditions sont satisfaites dans toutes les poutres donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Un exemple de ferrailage des poutres est montré en Annexe.

V-4) Ferraillage des voiles :

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans le plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales G, Q et E.

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose le bâtiment en 03 zones :

1. les niveaux (E. Sol-RDC) zone I
2. les niveaux (1,2,3) zone II
3. les niveaux (4,5) zone III

Les voiles seront calculées en flexion composée ce qui nécessitera une disposition du ferraillage suivant :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

V-4-1) Combinaisons d'actions :

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-dessus :

- **Etat limite ultime :**

Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$

- **Etat limite de service :** $G + Q$

V-4-2) Etapes de calcul :

Les armatures verticales utilisées pour ferrailler le voile plein seront déterminées en suivant les démarches suivantes :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM) :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M V}{I} ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M V'}{I}$$

Avec :

B : section de béton

V et V' : bras de levier du voile ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$)

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

I : l'inertie de voile $I = \frac{bh^3}{12}$

⇒ Suivant la position de l'axe neutre et l'effort qui lui sont appliqués la section peut être :

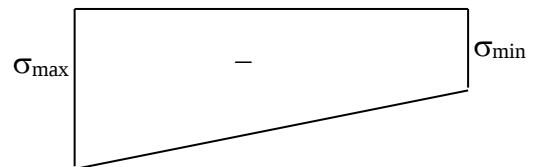
▪ **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures.

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] \cdot L_t \cdot e$$

L_t : longueur de la zone tendue = L

e : l'épaisseur du voile

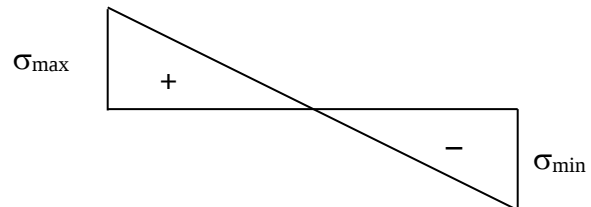


▪ **Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.

$$N(t) = \frac{\sigma_{\min}}{2} \cdot L_t \cdot e$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} l$$

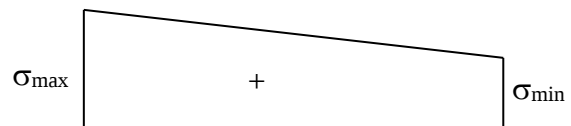


▪ **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression.

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] \cdot L_c \cdot e$$

L_c : longueur de la zone comprimée = L



V-4-3) Détermination des armatures :

a) Armatures verticales :

✓ **Recommandations de RPA 99 :** (Art A-7-7-4-1)

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

a) Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%. ($A_{\min} \geq 0.2 \% .B$) ...Art 7.7.4.1

b) L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de 1/10 dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15cm.

c) Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

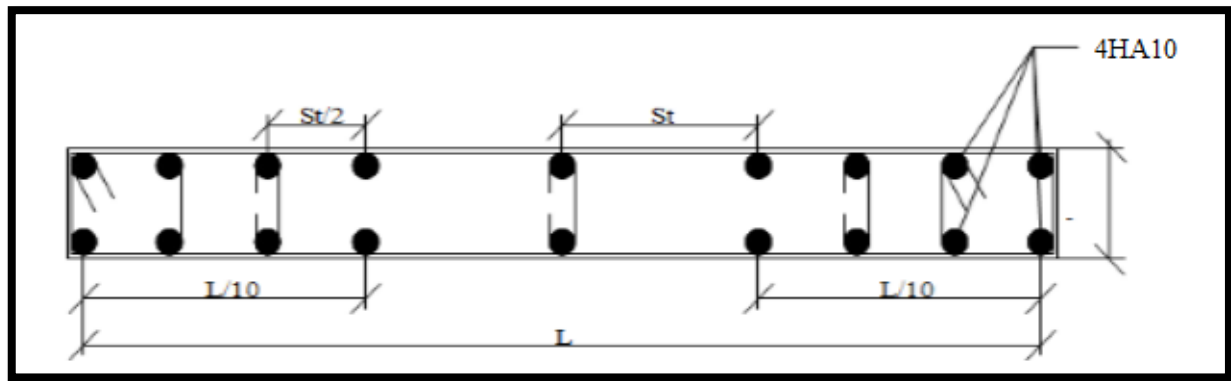


Figure V- 1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles selon RPA99/2003

✓ **Recommandations de (BAEL91) :**

• **Compression simple : (A.5.3.2.BAEL91)**

On doit vérifier :

$$A_{min} \leq A \leq A_{max}$$

Avec :

$$A_{min} = \max (4\text{cm}^2/\text{ml} ; 0.2\% B)$$

$$A_{max} = 0.5\% B , B : \text{section du béton.}$$

$$A \geq 4\text{cm}^2/\text{ml}$$

• **Traction simple : (A.5.4.BAEL91)**

$$A_{min} \geq B \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \quad \text{avec: } B : \text{Section du béton.}$$

b) Armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur ($10 \times \phi l$)

✓ **Recommandations de RPA 99 :**

$$A_H = 0.15 \% B$$

Elles doivent être menées de crochets à 135°, ayant une longueur de 10ϕ

✓ **Recommandations de (BAEL91) :**

$$A_H = A_v / 4$$

A_v : section d'armature vertical

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

c) Armatures de potelet :

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section de celles-ci $\geq 4HA10$

d) Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

✓ Règles communes entre les armatures verticales et horizontales :

(Art A7.7.4.3/ RPA99/ 2003)

Armatures minimale :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% B
- En zone courante égale à 0.10% B

Diamètre minimum :

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Espacements :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$St \leq \text{Min}(1,5e; 30\text{cm})$ **(Art 7.7.4.3 RPA99/ 2003)**

e : épaisseur de voile.

Longueur de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V-4-4) Les vérifications :**a) Contraintes de cisaillement :**

Les Contraintes de cisaillement dans le béton est donnée comme suit :

- **Selon RPA : (RPA 99/2003 Art 7.7.2)**

$$\tau_b = \bar{V} / b.d. = 1,4.V_u / b.d. \leq \bar{\tau}_b = 0,2.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

- Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_u = V / b \cdot d \leq \tau_u = \min (0,2.f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}.$$

b : épaisseur de voile.

d : hauteur utile $\Rightarrow d = 0,9h$.

h : hauteur totale de la section brute.

b) Vérification des contraintes à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec: B : section du béton.

A : section d'armatures.

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

Le schéma qui suit montre la disposition et la nomenclature des voiles :

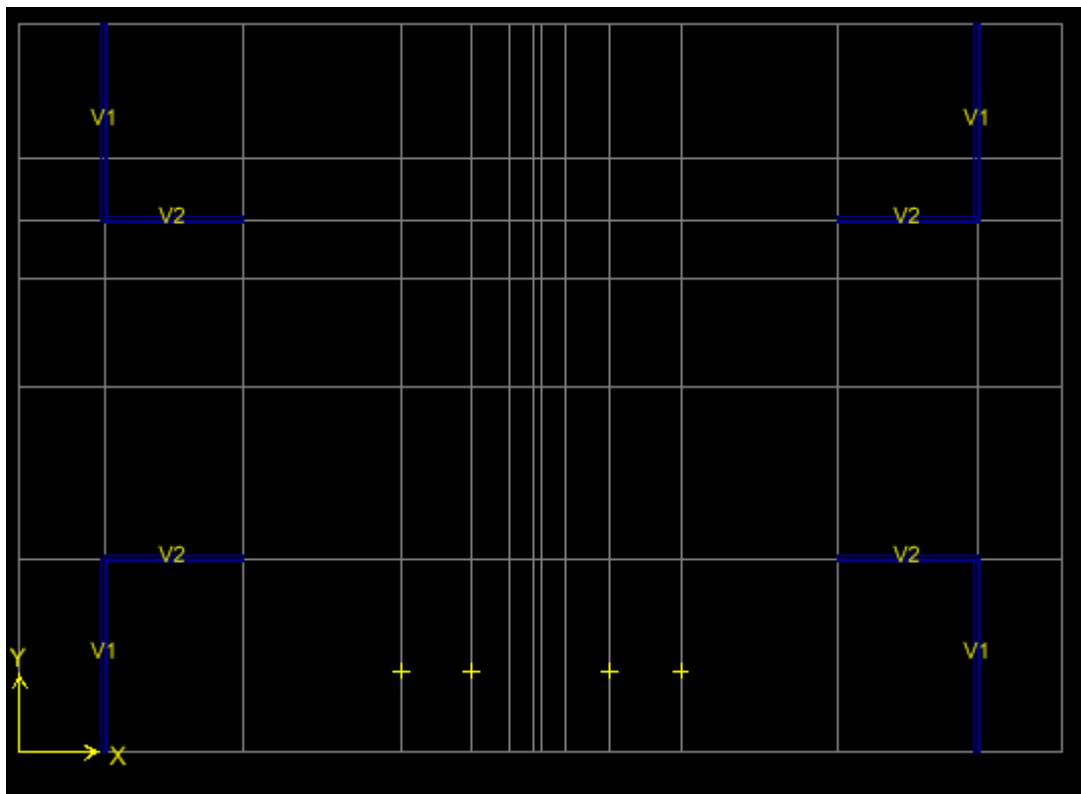


Figure V-2 : Schéma de disposition et la nomenclature des voiles.

Les résultats de calcul de ferrailage des voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

- Voiles V1 ($L_1 = 4,85\text{m}$) :

Zones			I		II		III	
Moment de flexion	M (KN.m)		2943.568		2544.095		939.814	
Effort Normal	N corr (KN)		133.66		91.48		97.82	
Épaisseur du voile	e (m)		0.15		0.15		0.15	
Longueur du voile	L (m)		4. 85		4.85		4.85	
Section du voile	B (m²)		0.73		0.73		0.73	
Inertie du voile	I (m4)		1.43		1.43		1.43	
Bras de levier	V (m)		2.425		2.425		2.425	
RÉSULTATS								
Contrainte Traction	σ 1 (KN/m²)		5174.804		4439.59		1056.82	
Contrainte Compression	σ 2 (KN/m²)		- 4808.62		- 4188.97		-816.22	
Longueur de la zone tendue	Lt (m)		2.34		2.32		2.24	
Longueur de la zone comprimée	Lc (m)			2.51		2.53		2.61
Effort de traction	Nt (KN)		843.91		782.47		137.12	
Section d'armature	As (cm²)		21.12		18.54		16.81	
Section min R.P.A	A min = 0,2%.Lt.e		7.02		7.02		7.02	
max { A s , Amin }			21.12		18.54		16.81	
A Adopté (cm²)			39. 30		39.30		23.70	
Choix des barres	Zone d'about		3HA12/nappe		3HA12/nappe		3HA10/nappe	
	Zone courante		12HA12/nappe		12HA12/nappe		12HA10/nappe	
Espacement (cm)	Zone d'about		10		10		10	
	Zone courante		20		20		20	
Section d'armature horizontale	A horizontale (cm2)		9.82		9.82		5.92	
Section min R.P.A	A min(cm2)		10.95		10.95		10.95	
AH Adopté (cm2)			22.12		22.12		22.12	
Choix des barres			14HA10/nappe		14HA10/nappe		14HA10/nappe	
Espacement (cm)			20		20		20	
Section d'armature transversal	A transversal (cm2)		4 épingles de HA8/ml					
Effort Tranchant	V u (Kn)		254.55		185.54		64.80	
Effort normale	Ns (kn)		555.59		297.95		149.52	
VERIFICATION DES CONTRAINTES	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b MPa	1.12	C.V	0.81	C.V	0.28	C.V
	$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$	τ_u MPa	0.80	C.V	0.58	C.V	0.20	C.V
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	σ_{bc}	0.94	C.V	0.50	CV	0.41	CV

Tableau V-16 : Ferrailage de voile V1

- Voiles V₂ (L₂ = 3,45) :

Zones		I		II		III		
Moment de flexion	M (KN.m)	1615.646		1529.456		738.874		
Effort Normal	N corr (KN)	208.51		262.89		181.84		
Épaisseur du voile	e (m)	0.15		0.15		0.15		
Longueur du voile	L (m)	3.45		3.45		3.45		
Section du voile	B (m²)	0.52		0.52		0.52		
Inertie du voile	I (m4)	0.51		0.51		0.51		
Bras de levier	V (m)	1.72		1.72		1.72		
RÉSULTATS								
Contrainte Traction	σ 1 (KN/m²)	5988.25		5663.72		2841.58		
Contrainte Compression	σ 2 (KN/m²)	- 4909.40		- 4652.60		-2488.39		
Longueur de la zone tendue	L t (m)	1.55		1.55		1.48		
Longueur de la zone comprimée	L c (m)		1.9		1.9		2.00	
Effort de traction	N t (KN)	570.71		540.86		276.21		
Section d'armature	A s (cm²)	14.23		13.50		5.91		
Section min RPA Amin = 0,2%.Lt.e		4.65		4.65		6.00		
max { A s , Amin }		14.23		13.50		6.00		
A Adopté (cm²)		17.38		17.38		17.38		
Choix des barres	Zone d'about	3HA10/nappe		3HA10/nappe		3HA10/nappe		
	Zone courante	8HA10/nappe		8HA10/nappe		8HA10/nappe		
Espacement (cm)	Zone d'about	10		10		10		
	Zone courante	20		20		20		
Section d'armature horizontale	A horizontale (cm2)	4.34		4.34		4.34		
Section min R.P.A	A min(cm2)	7.76		7.76		7.76		
AH Adopté (cm2)		12.64		12.64		12.64		
Choix des barres		8HA10/nappe		8HA10/nappe		8HA10/nappe		
Espacement (cm)		20		20		20		
Section d'armature transversal	A transversal (cm2)	4 épingles de HA8/ml						
Effort Tranchant	V u (Kn)	195.17		120.31		84.72		
Effort normale	Ns(kn)	492.37		273.06		148.52		
VERIFICATION DES CONTRAINTES	$\bar{\tau}_b$ =5 MPa	τ_b MPa	0.73	C.V	0.45	C.V	0.31	C.V
	$\bar{\tau}_u$ =3.33 MPa	τ_u MPa	0.52	C.V	0.32	C.V	0.22	C.V
	$\bar{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa	σ_{bc} MPa	1.88	C.V	1.43	CV	0.56	CV

Tableau V-17 : Ferrailage de voile V2

❖ Remarque : un exemple de ferrailage des voiles est montré en Annexe.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI-1) Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol) :
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

VI-2) Type des fondations :**a) Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

b) Fondations profondes :

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VI-3) Etude du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2 bars comme contrainte admissible du sol.

- Le choix du type de fondation se fait suivant les paramètres suivants :
 - La Nature de l'ouvrage à fonder.
 - La nature du terrain et sa résistance.
 - Profondeur du bon sol.
 - Le tassement du sol.
- Ce choix doit satisfaire deux critères essentiels à savoir :
 - Stabilité totale de l'ouvrage
 - Solution facile à réaliser et économique

VI-4) Choix de type fondation :

Le bâtiment à étudier contient des voiles, donc la solution des semelles filantes est à adopter.

VI-4-1) Semelles filantes :

En premier lieu, nous prendrons des semelles filantes adjacentes et en calcule la surface de chacune d'elles et voir si on pourra éviter le chevauchement des surfaces, la largeur << B >> est donnée par la formule :

$$B > N / (L \times \sigma_{sol})$$

N : l'effort normal transmis par l'ensemble des poteaux liés par la semelle.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

- Calcul des surfaces de semelles :**

La surface de la semelle sera déterminer en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

➤ Sens x-x :

Semelles	N(KN)	L	σ_{sol} [KN/m ²]	S [m ²]
AXE1	4563.12	7.00	200	22.8156
AXE2	10350.18	16.15	200	51.7509
AXE3	11871.57	16.15	200	59.3578
AXE4	11306.50	16.15	200	65.5325
AXE5	12278.15	16.15	200	61.3907

Tableau VI-1 : Surfaces des semelles filantes sens (xx).

➤ Sens y-y :

Semelles	N(KN)	L	σ_{sol} [KN/m ²]	S [m ²]
AXEA	3456.65	13.75	200	17.2832
AXEB	10771.70	18.60	200	53.8585
AXEC	9652.34	18.60	200	48.2617
AXED	10010.51	18.60	200	50.0525
AXEE	4983.65	13.75	200	24.9182
AXEF	3180.17	13.75	200	15.9008
AXEG	5820.83	13.75	200	29.1000
AXEH	4008.57	13.75	200	20.0428
AXEI	12983.65	18.60	200	64.9182
AXEJ	11635.11	18.60	200	58.1755

Tableau VI-2 : Surfaces des semelles filantes sens (yy).

$$S_{xx \text{ semelles}} = \sum S_{si} = 251.8475 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$S_{yy \text{ semelles}} = \sum S_{si} = 382.49 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 390.45 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$\text{On a : } (S_{xx \text{ semelle}} / S_{\text{bâtiment}}) = 0.64 > 0.5$$

$$(S_{yy \text{ semelle}} / S_{\text{bâtiment}}) = 0.97 > 0.5$$

Donc la surface de radier est supérieur à 50% de la surface de bâtiment, Cela nous conduit à opter un **radier général**.

VI-4-2) La condition de la stabilité au renversement :

Pour vérifier la stabilité au renversement des semelles filantes on utilise la formule suivante :

$$(e = M/N \leq B/4).$$

Exemple :

Semelle	M (KN.m)	Ncorr (KN)	e (m)	B(m)	σ_{sol} [bar]	Condition $e < B/4$
SF (AXE A)	10342.34	3456.65	2.99	1.25	2.00	C.N.V
SF (AXE 1)	14260.17	4563.12	3.12	3.25	2.00	C.N.V

Tableau VI- 3 : Vérification de la stabilité au renversement

Conclusion :

La solution des semelles filantes à écarter car la condition de la stabilité au renversement préconisée par le RPA (article 10.1.5) n'est pas vérifiée et la distance entre les deux semelles est petite, donc on optera pour un radier.

VI-5) Etude du radier :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

VI-5-1) Pré dimensionnement du radier :

VI-5-1-1) Détermination de la hauteur :

a) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max}$: distance maximale entre deux voiles

$$L_{\max} = 4.85 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } 60.52 \text{ cm} \leq h_r \leq 97 \text{ cm.}$$

b) Condition de non cisaillement :

D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1) on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.15 f_{cj} / \gamma_b = \bar{\tau}$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 ; \quad d = 0.9 h. ; \quad b = 0.40m.$$

$$V_u = \frac{N_u}{2} = \frac{1967.81}{2} = 983.905 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{V_u}{b.d} = \frac{0.983905}{0.4 \times 2.5} = 0.9$$

$$\Rightarrow h = \frac{0.98}{0.9} = 1.08m$$

$$\Rightarrow h = 100cm$$

c) Condition de non poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° , La vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Epaisseur totale du radier

On a :

$$N_u = 1967.81 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(a' + b')$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$$

$$\begin{cases} a' = a + h_r \\ b' = b + h_r \end{cases}$$

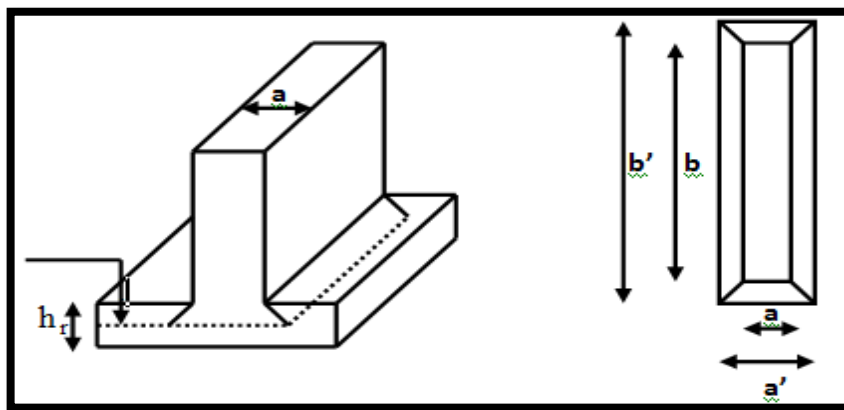


Figure VI- 1: Schéma de radier nervuré.

$$Nu \leq 0.045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28} / \gamma_b = 0.045 \times 4.8 \times 1 \times 25 / 1.5 = 3.6 \text{ MN}$$

$$Nu = 1.96781 \text{ MN} < 3.6 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopte pour : $h_r = 100 \text{ cm}$.

Conclusion : Vu que la hauteur est très importante donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

VI-5-1-2) Condition de coffrage :

a) Dimensionnements des nervures :

La hauteur de la poutre et donnée par la formule suivante :

$$h_n = \frac{L_{max}}{10} = \frac{485}{10} = 48.5 \text{ cm}$$

Soit : $h_n = 60 \text{ cm}$.

$$b_n \geq \frac{h_r}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit : $b_n = 50 \text{ cm}$

b) Dimensionnements de la dalle :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{485}{20} = 24.25 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d = 40 \text{ cm}$$

Donc nous optons pour un radier avec une dalle de 40cm et des nervures de 60cm comme montré sur le schéma suivant

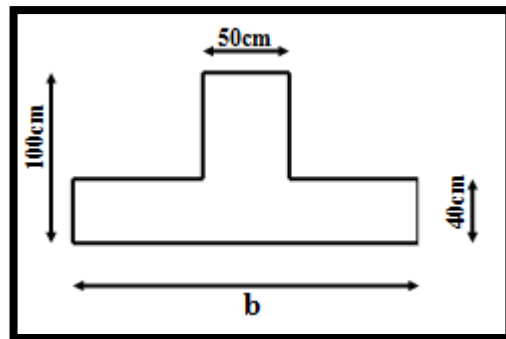


Figure VI- 2 : Dimensionnement de radier nervuré.

c) Détermination du débord :

$$d (\text{débord}) \geq \max (h / 2 ; 30 \text{ cm}) = 50 \text{ cm}$$

d) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}}$$

On utilise Autocad pour déterminer la surface de radie.

$$S_{\text{radier}} = 429.89 \text{ m}^2$$

VI-6) Déterminations des charges et des surcharges :**VI-6-1) Superstructure :**

$$G_{\text{supp}} = 29934.49 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{SUPP}} = 3728.94 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = 46004.97 \text{ KN.}$$

$$\text{ELS: } N_S = N_G + N_Q = 33663.43 \text{ KN.}$$

VI-6-2) Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charge permanente :

G_{radie} : charges permanentes de l'infrastructure $G_{\text{dalle}} + G_{\text{ner}}$.

a) Poids de la dalle : $G_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$

$$G_{\text{dalle}} = 429.86 \times 0.4 \times 25$$

$$G_{\text{dalle}} = 4298.6 \text{ KN.}$$

b) Poids des nervures : $G_{\text{ner}} = b \times (h_n - h_d) \times \rho_b \times L$

L : longueur de nervure.

$L = \sum l_{ix} + \sum l_{iy}$: nombre d'intersection surfaciques du nervure.

$$L = 119.9 + 164.3 - (38 \times 0.5 \times 0.5) = 274.70 \text{ m.}$$

$$G_{\text{ner}} = 0.4 \times (1 - 0.4) \times 25 \times 274.70$$

$$G_{\text{ner}} = 1648.2 \text{ KN.}$$

c) Poids de radier :

$$G_{\text{radier}} = 4298.6 + 1648.2 = 5964.8 \text{ KN}$$

VI-6-3) Remblayage:

$$G_{\text{remb}} = S_{\text{remb}} \times h_{\text{remb}} \times \gamma_{\text{sol}}$$

$$S_{\text{remb}} = 257.29 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{remb}} = 257.29 \times 0.5 \times 18 = 2315.61 \text{ KN}$$

VI-6-4) Plate-forme :

$$G_{\text{PF}} = S_{\text{PF}} \times h_{\text{PF}} \times \rho_b$$

$$S_{\text{PF}} = S_{\text{remb}} = 257.29 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{PF}} = 257.29 \times 0.1 \times 25 = 643.23 \text{ KN}$$

VI-6-5) Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} + G_{\text{remb}} + G_{\text{PF}}$$

$$G_{\text{tot}} = 29934.49 + 5964.8 + 2315.61 + 643.2$$

$$G_{\text{tot}} = 38858.13 \text{ KN}$$

VI-6-6) Surcharge du radier :

$$Q_{\text{rad}} = S_{\text{PF}} * Q_{\text{entre.s}} = 257.29 \times 2.5$$

$$Q_{\text{rad}} = 257.29 * 2.5 = 643.22 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}}$$

$$Q_{\text{tot}} = 3728.94 + 643.22$$

$$Q_{\text{tot}} = 4372.16 \text{ KN}$$

$$\text{ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 59016.71 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_{\text{ser}} = G + Q = 43230.29 \text{ KN}$$

VI-7) Vérifications :**VI-7-1) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que : $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$

Avec :

✓ W : poids total du bâtiment à la base du radier,

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}}$$

$$W = 35899.29 \text{ KN}$$

✓ F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $F_s = 1.5$

✓ γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$)

✓ Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 2 \text{ m}$)

✓ S : surface du radier, ($S = 429.86 \text{ m}^2$)

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1.5 \times 10 \times 2 \times 429.86 = 12895.8 \text{ KN}$$

Donc: $W = 35899.29 \text{ KN} \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 12895.8 \text{ KN} \dots$ Condition vérifiée

VI-7-2) Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes sous le radier devront toujours être inférieures ou égales à la contrainte admissible du sol.

le diagramme des contraintes dépend de l'excentricité de la charge et il est trapézoïdal ou triangulaire.

$$\sigma = N/S \pm (M/I) \cdot y$$

$$\begin{cases} \sigma_{\min} = N/S - (M/I) v. \\ \sigma_{\max} = N/S + (M/I) v. \end{cases}$$

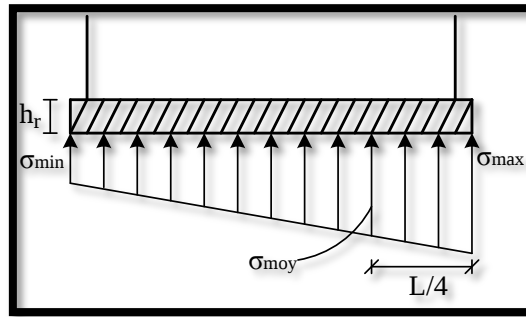


Figure VI-3 : Diagramme de réaction du sol par des charges horizontales.

Les vérifications seront faites avec une contrainte moyenne prise conventionnellement égale à $\sigma (L/4)$.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{adm}$$

On doit vérifier que :

$$\text{ELU : } \sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\text{ELS : } \sigma_m \leq \sigma_{sol}$$

VI-7-3) Calcul du CDG et les moments d'inertie :

✓ Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12.01 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 7.83 \text{ m}$$

✓ Les coordonnées du centre de masse de la structure sont : $(X_s, Y_s) = (12.91 ; 9.72) \text{ m}$

✓ Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I = \sum I_0 + \sum A_i \times d_i^2$$

$$I_x = 22845.16 \text{ m}^4$$

$$I_y = 11381.90 \text{ m}^4$$

✓ L'excentricité :

$$e_x = |X_s - X_r| = |12.91 - 12.01| = 0.90 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_s - Y_r| = |9.72 - 7.83| = 1.89 \text{ m}$$

⇒ Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	43230,29	43230,29	59016,17	59016,17
M (KN.m)	38 907,26	81 705,25	53 114,55	111 540,56
V (m)	7,83	12,01	7,83	12,01
I (m⁴)	11 381,90	22 845,16	11 381,90	22 845,16
$\sigma_{\max}$ (MPa)	127.33	143.52	173.83	195.93
$\sigma_{\min}$ (MPa)	73,80	57,61	100,75	78,65
σ_{moy} (MPa)	113,95	122,05	155,56	166,61
σ_{adm} (MPa)	2.00	2.00	2.66	2.66
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VI-4 : Vérification des contraintes.

VI-7-4) Vérification de la stabilité :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant : $M = M_0 + T_0 \times h$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure.

T_0 : effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure.

A cet effet, le radier doit être vérifié :

- ✓ Aux contraintes de traction (**soulèvement**) avec la combinaison : $0,8G \pm E$
- ✓ Aux contraintes de **compression** maximales avec la combinaison : $G + Q + E$

	0,8G ± E		G + Q + E.	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	22127.23	22127.23	33759.69	33759.69
M (KN.m)	63041.88	84719.91	73511.09	106705.25
V (m)	12.01	7.83	12.01	7.83
I (m⁴)	22854.16	24449.12	55417.63	24449.12
$\sigma_{\max}$ (KN/m²)	84.63	78.63	94.50	112.74
$\sigma_{\min}$ (KN/m²)	18.37	24.36	62.64	44.40
σ_{moy} (KN/m²)	68.06	65.06	86.53	95.66
σ_{adm} (bar)	2.00	2.00	2.00	2.00
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VI-5 : Vérification des contraintes.

VI-7-5) Vérification de la stabilité au renversement :

D'après le RPA (Art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4}$

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente.

$N = 0,8 \text{ Gt} = 63041.88 \text{ kN}$.

Sens X-X : $e = 63041.88 / 22127.23 = 2.85 \text{ m} < l/4 = 6.53 \text{ m} \dots \text{Vérifie}$

Sens Y-Y : $e = 84719.91 / 22127.23 = 3.83 \text{ m} < l/4 = 4.58 \text{ m} \dots \text{Vérifie}$

$\Rightarrow$ La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

VI-8) Ferrailage de radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier est calculé comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Dans ce qui suit nous allons exposer le calcul du ferrailage de la dalle, débord du radier et la nervure.

VI-8-1) Ferrailage de la dalle :

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et partiellement encastree sur quatre cotés.

Deux cas se présentent à nous :

- $\alpha_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans un seul sens.
- $0,4 \leq \alpha_x \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Le radier est composé des panneaux de dalles de différentes dimensions, partiellement encastres sur leurs 4 cotés. et chargé par la contrainte du sol.

Afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, nous adopterons la même section d'armature en considérant le panneau le plus sollicité.

a) Moments isostatiques :

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

L'ELU:

$$\mu_x = 1/8(1 + 2\alpha^3).$$

$$\mu_y = \alpha^3(1.9 - 0.9\alpha).$$

L'ELS:

$$\mu_x = 1/8(1 + 2\alpha^3)$$

$$\mu_y = \alpha^2(1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha^2))$$

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. Pour le cas où la dalle travaille dans les 2 sens.

⇒ si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire) :

Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75.M_x$; $M_{ty} = 0,75.M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5.M_x$; $M_{ay} = 0,5.M_x$)

⇒ si le panneau considéré est un panneau de rive :

Moment en travée : ($M_{tx}=0,85.M_x$; $M_{ty}=0,85.M_y$)

Moment sur appuis : ($M_x=0,3.M_x$; $M_y=0,3.M_x$)

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-jointe, où L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40

⇒ Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0 \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (355)}$$

b) Evaluation des charges et surcharges :

- ELU : $q_u = \sigma_{moy(u)} - \frac{N_{u rad}}{S_{rad}} = 152.84 \text{ KN/m}^2$
- ELS : $q_{ser} = \sigma_{moy}(ser) - \frac{N_{ser}}{S_{ras}} = 111.99 \text{ KN/m}^2$

c) Calcul du ferrailage longitudinale :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.65}{5.55} = 0.83 \quad \text{D'où } \alpha > 0,4$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

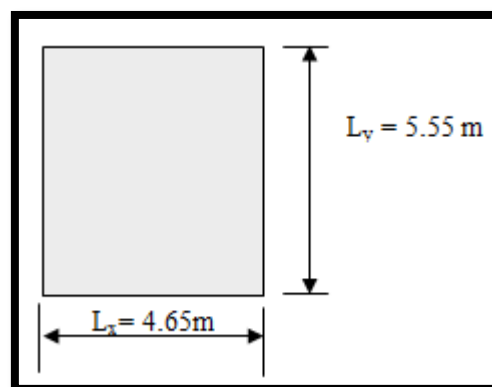


Figure VI-4 : Le panneau le plus sollicité.

d) Les efforts à L'ELU et à L'ELS

	ELU		ELS	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
μ	0.0528	0.6502	0.0596	0.7520
M_0 (KN.m)	174.49	113.45	144.32	108.52
M_a (KN.m)	87.24	87.24	72.16	72.16
M_t (KN.m)	130.86	85.08	108.24	81.39

Tableau VI- 6 : Evaluation des moments M_x , M_y .

e) Pourcentage minimal :

- ✓ Suivant le petit côté : $A_{ymin} \geq 8h = 8cm^2$
- ✓ Suivant le grand coté : $A_{xmin} \geq 8h [(3-\alpha)/2] = 8.68cm^2$ BAEL 91
- ✓ Condition de non fragilité : $A_{cnf} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 5.43 cm^2$

f) Escapement maximal:

$S_{tx} \leq \min \{3h; 33cm\} = 33cm$; $S_t = 20cm < 33cm$CV

$S_{ty} \leq \min \{4h; 45cm\} = 45cm$; $S_t = 20cm < 45cm$CV

g) Calcul des armatures :

✓ A l'ELU :

Panneau(03)	Sens XX		Sens YY	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN.m)	87.24	130.85	87.24	85.08
A_s (cm ² /ml)	6.94	10.55	6.94	6.77
A_{cnf} (cm ² /ml)	5.43	5.43	5.43	5.43
Choix de Φ	6T16	6T16	6T16	6T16
A_s adopté (cm ²)	12.05	12.05	12.05	12.05
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau VI-7 : Le ferrailage à L'ELU.

h) Vérification des contraintes :

✓ Sur le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = y_1.K \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

✓ Dans l'acier : la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_s} = \max \left\{ 0.5 f_e; 110 \sqrt{n^* f_{t28}} \right\} = \max \{ 200MPa; 202MPa \} = 202MPa$$

$$\sigma_s = \eta.K(d - y_1)$$

⇒ Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

➤ Sens longitudinal :

Zone	M_{ser} [KN.m]	A_{adop}	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Remarque
Appuis	63.68	12.05	3.3	32.9	15	202	Vérifiée
Travée	95.52	12.05	4.57	47.7	15	202	vérifiée

Tableau VI-8 : Vérification des contraintes à l'ELS sens longitudinal.

➤ Sens transversal :

Zone	M_{ser} [KN.m]	A_{adop}	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Remarque
Appuis	63.68	12.05	3.31	33	15	202	Vérifiée
Travée	62.10	12.05	3.22	32.1	15	202	Vérifiée

Tableau VI-9 : Vérification des contraintes à l'ELS sens transversal.

i) Schéma de ferrailage :

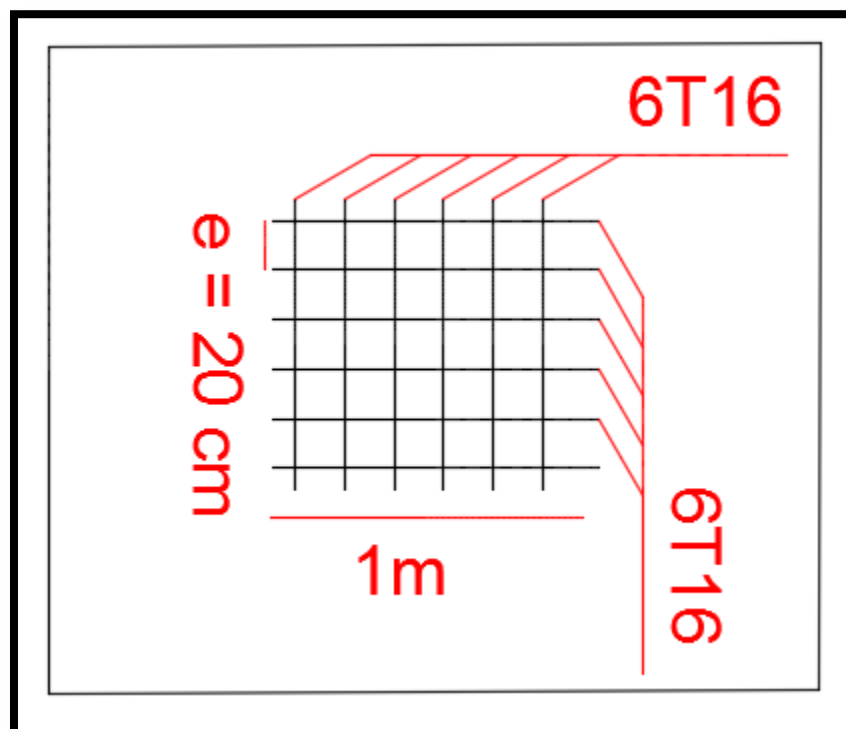


Figure VI-5 : Le schéma du ferrailage de la dalle du radier.

VI-8-2) Ferrailage de nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres disposées sur les dalles. La largeur et la hauteur de la nervure sont 50 cm et 60 cm respectivement.

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :

a) Dimensionnement des nervures :

- **Sens longitudinal :**

On a :

$$b_1 \leq \min (L/10; L_0/2)$$

$$b_1 = 30 \text{ cm.}$$

$$b = 2b_1 + 45 = 105 \text{ cm.}$$

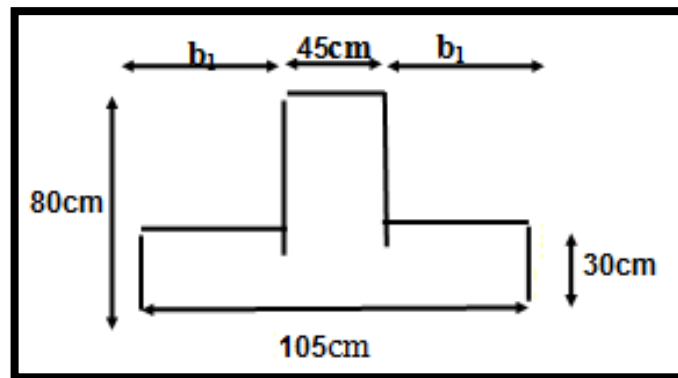


Figure VI-6 : Dimensions des nervures.

- **Sens transversal :**

On a :

$$b_1 \leq \min (L/10; L_0/2)$$

$$b_1 = 30 \text{ cm.}$$

$$b = 2b_1 + 45 = 105 \text{ cm.}$$

Remarque : les valeurs des moments utilisés pour le ferrailage des nervures sont obtenues par l'ETABS.

Le calcul sera effectué pour les nervures les plus défavorables.

L'ELU :

Sens x-x :

Travée	Longueur (m)	M [KN.m]	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{adop} (cm ²)
A-B	2.10	/	/	4T20	12.56
B-C	3.4	239.97	9.54	4T20+4T20	25.12
C-D	3.9	348.18	14.09	4T20+4T20	25.12
D-E	1.8	49.4	1.92	4T20+4T20	25.12
E-F	3.4	152.88	5.99	4T20+4T20	25.12
F-G	1.8	49.85	1.92	4T20+4T20	25.12
G-H	3.9	348.18	14.09	4T20+4T20	25.12
H-I	3.4	239.97	9.54	4T20+4T20	25.12
I-J	2.1	/	/	4T20	12.56

Tableau VI-10 : Ferrailage des nervures longitudinales en travée.

Appui	M [KN.m]	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{adop} (cm ²)
A	14.548	0.56	4T25	19.62
B	302.363	12.14	4T25+4T25	39.25
C	544.890	22.14	4T25+4T25	39.25
D	395.011	16.11	4T25+4T25	39.25
E	49.851	1.92	4T25	39.25
F	254.951	10.16	4T25+4T25	39.25
G	395.011	16.11	4T25+4T25	39.25
H	544.899	22.14	4T25+4T25	39.25
I	302.363	12.14	4T25+4T25	39.25
J	14.548	0.56	4T25	19.62

Tableau VI-11 : Ferrailage des nervures longitudinales en appui.

Sens y-y :

Travée	Longueur (m)	M [KN.m]	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{adop} (cm ²)
A-B	4.80	388.52	15.83	4T25+4T25	39.25
B-C	4.25	275.24	11.00	4T25	19.62
C-D	4.10	256.28	10.21	4T25	19.62
D-E	4.85	398.23	16.25	4T25+4T25	

Tableau VI-12 : Ferrailage des nervures transversales en travée.

Appui	M [KN.m]	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{adop} (cm ²)
A	668.183	28.69	4T25+4T25	39.25
B	497.613	20.67	4T25+4T25	39.25
C	463.340	19.13	4T25+4T25	39.25
D	493.620	20.49	4T25+4T25	39.25
E	686.042	29.57	4T25+4T25	39.25

Tableau VI-13 : Ferrailage des nervures transversales en appui.

VI-8-3) Vérification :**VI-8-3-1) Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = 563.28 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} = 1.56 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_U = \min \left(0,15 \frac{f_{C28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.56 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_{Lmin} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{80}{35}; \frac{105}{10}; 20 \text{ mm} \right) = 20 \text{ mm.}$$

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

Espacement :

- D'après RPA99/2003 les armatures transversal ne doivent pas dépasser un espacement S_t de :

$$s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi L \right) = 24 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{en zone nodale}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{en zone courante}$$

- D'après le BAEL91, l'espacement entre les armatures transversales ne doit pas dépasser la valeur suivante :

$$s_t \leq \min(15\phi_{Lim}; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On adopte dans les deux sens un espacement :

$$s_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{en zone courante.}$$

$$s_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{en zone nodale.}$$

La section d'armature transversale :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_0(\tau_u - 0.3Kf_{t28})}{0.9f_e \frac{e}{\gamma S}} = \frac{0.45(1.56 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times \frac{400}{1.15}} = \frac{0.46}{3.13} \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Pourcentage minimal :

La section minimale A_t doit vérifier :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4b}{f_e} = \frac{0.4 \times 105}{400} = 0.105 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA99/2003 :

$$A_{t_{min}} = 0.003S_t.b = 2.7 \text{ cm}^2$$

Choix des cadres :

Pour les cadres transversaux en prendra 6T10

VI-8-3-2) Vérification des contraintes à l'ELS :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens x-x :

Appui		A _{adop} (cm ²)	Ms (KN.m)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Condition
A	Sup	12.56	10.47	0.24	2.42	15	202	CV
	Inf	25.12						
B	Sup	12.56	217.70	4.91	50.30	15	202	CV
	Inf	25.12						
C	Sup	12.56	392.30	7.52	72.11	15	202	CV
	Inf	25.12						
D	Sup	12.56	284.40	6.41	65.7	15	202	CV
	Inf	25.12						
E	Sup	12.56	35.89	0.81	8.29	15	202	CV
	Inf	25.12						
F	Sup	12.56	183.56	4.14	42.4	15	202	CV
	Inf	25.12						
G	Sup	12.56	284.40	6.41	65.7	15	202	CV
	Inf	25.12						
H	Sup	12.56	392.32	7.52	72.11	15	202	CV
	Inf	25.12						
I	Sup	12.56	217.70	4.91	50.3	15	202	CV
	Inf	25.12						
J	Sup	12.56	10.47	0.24	2.42	15	202	CV
	Inf	25.12						

Tableau VI-14 : Vérification des contraintes en appuis.

Sens x-x :

Travée		A_{adop} (cm ²)	Ms (KN.m)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	condition
A-B	Sup	/	/	/	/	15	202	CV
	Inf	19.62						
B-C	Sup	39.25	172.77	3.38	30.00	15	202	CV
	Inf	19.62						
C-D	Sup	39.25	250.68	4.9	43.50	15	202	CV
	Inf	19.62						
D-E	Sup	39.25	35.56	0.70	6.17	15	202	CV
	Inf	19.62						
E-F	Sup	39.25	110.07	2.15	19.10	15	202	CV
	Inf	19.62						
F-G	Sup	39.25	35.56	0.70	6.17	15	202	CV
	Inf	19.62						
G-H	Sup	39.25	250.68	4.90	43.50	15	202	CV
	Inf	19.62						
H-I	Sup	39.25	172.77	3.38	30.00	15	202	CV
	Inf	19.62						
I-J	Sup	39.25	/	/	/	15	202	CV
	Inf	19.62						

Tableau VI-15 : Vérification des contraintes en travée.

Sens y-y

Appui		A_{adop} (cm ²)	Ms (KN.m)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Condition
A	Sup	19.62	481.09	8.84	96.10	15	202	CV
	Inf	39.25						
B	Sup	19.62	358.28	6.58	71.6	15	202	CV
	Inf	39.25						
C	Sup	19.62	333.28	6.12	66.6	15	202	CV
	Inf	39.25						
D	Sup	19.62	355.40	6.53	71.00	15	202	CV
	Inf	39.25						
E	Sup	19.62	493.95	6.23	67.8	15	202	CV
	Inf	39.25						

Tableau VI-16 : Vérification des contraintes en appuis.

Sens y-y :

Travée		A_{adop} (cm ²)	M_s (KN.m)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Condition
A-B	Sup	39.25	279.73	5.47	48.5	15	202	CV
	Inf	19.62						
B-C	Sup	39.25	198.17	3.88	34.4	15	202	CV
	Inf	19.62						
C-D	Sup	39.25	184.52	3.61	32.00	15	202	CV
	Inf	19.62						
D-E	Sup	39.25	286.72	5.61	49.8	15	202	CV
	Inf	19.62						

Tableau VI-17 : Vérification des contraintes en travée.

VI-8-3-3) Schémas de ferrailage des nervures :

	En appuis	En travée
Sens (X-X)		
Sens (Y-Y)		

Tableau VI-18 : Schémas de ferrailage des nervures.

VI-9) Ferrailage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=50\text{cm}$; le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b=1\text{m}$

$b=1\text{m}$

$h=30\text{cm}$

$L=0.5\text{m}$

$q_{ser}=89.92\text{ KN/m}^2$

$$q_u = 124.124 \text{ KN/m}^2$$

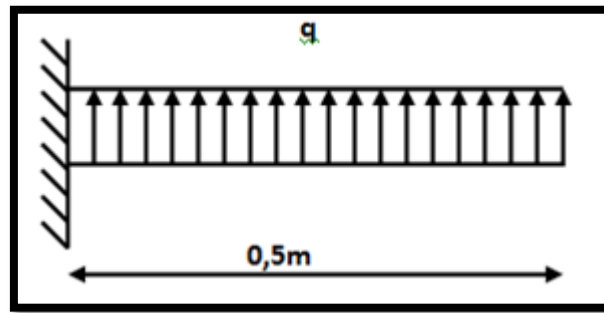


Figure VI-7 : schéma statique du débord.

Calcul à L'ELU :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = 15.51 \text{ KN.m}$$

$$M_t > M_u$$

Nous remarquons que le moment calculé M_u est très petit par rapport à celle calculé au panneau du radier M_t ce qui nous donne des armateurs faibles que celle obtenues aux appuis de rive, nous convenons ainsi de ferrailer le débord par prolongement des armatures destinées aux appuis de rive du radier.

VI-10) Etude du voile de l'infrastructure :

Les ossatures au-dessous du niveau base, doit comporter un voile d'infrastructure continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de la base.

Le voile d'infrastructure est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 3.6 m pour permettre la réalisation d'un entre-sol, assure à la fois un bon chainage et bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

VI-10-1) Préconisation du RPA 99/2003 : (Art-10-1-2)

D'après l'article 10.1.2 du RPA2003, l'épaisseur minimale du voile est de 15cm, et d'après l'article 7.7.1 du RPA2003, l'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre du l'entre sol et des conditions de rigidité aux extrémités :

$$e \geq \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$h_e = 3.6 - 0.45 = 3.15 \text{ m.}$$

Avec :

$$e = \frac{315}{22} = 14.31 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de voile : $e = 15 \text{ cm.}$

- ✓ Les armatures sont constituées de 2 nappes
- ✓ Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

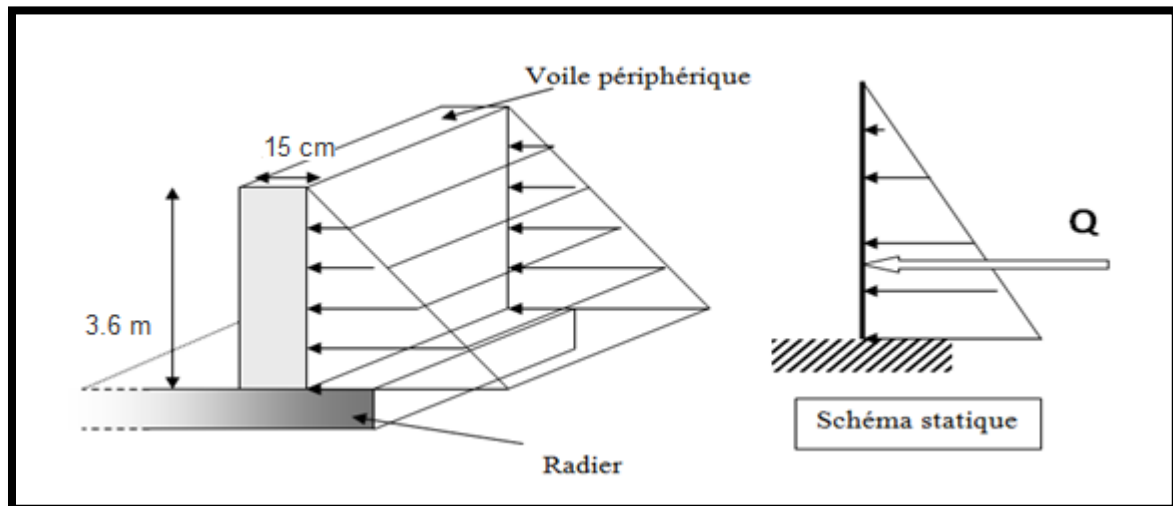


Figure VI-8 : Répartition des charges de voile périphérique.

VI-10-2) Détermination des sollicitations :

Le voile périphérique est conçu de telle façon à retenir la totalité des poussés des terres.

Données :

- Surcharges éventuelle : $q=5\text{KN}/\text{m}^2$.
- poids volumique : $\gamma=18\text{KN}/\text{m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi=23^\circ$.
- Cohérence : $C=0$.
- Les paramètres du sol ont été obtenus à partir du rapport de sol complété pour le site

a) Poussée due aux terres :

$$K_0 = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.438$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H$$

$$0 \leq z \leq 3.6\text{m}$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H = 0.438 \times 18 \times H$$

$$Z=0\text{ m} \quad \sigma_h = 0 \text{ KN}/\text{m}^2.$$

$$Z=3.6\text{ m} \quad \sigma_h = 28.38\text{KN}/\text{m}^2.$$

b) Poussée due aux surcharges :

Une contrainte éventuelle d'exploitation $q = 5\text{KN}/\text{m}^2$

$$\sigma_q = K_0 \times q = 0.438 \times 5 = 2.19 \text{ KN}/\text{m}^2.$$

c) Contrainte totale :

$$\text{ELU :} \quad \sigma_u = 1.35 \sigma_{h(0)} + 1.5 \sigma_q = 0.00328 \text{ MN}/\text{m}^2 = \sigma_{\min}$$

$$\sigma_u = 1.35 \sigma_{h(3.6)} + 1.5 \sigma_q = 0.0415 \text{ MN}/\text{m}^2 = \sigma_{\max}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.0319 \text{ MN}/\text{m}^2$$

$$\text{ELS :} \quad \sigma_{\text{ser}} = \sigma_{h(0)} + \sigma_q = 0.00219 \text{ MN}/\text{m}^2 = \sigma_{\min}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \sigma_{h(3.6)} + \sigma_q = 0.03057 \text{ MN/m}^2 = \sigma_{\text{max}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.02345 \text{ MN/m}^2$$

VI-11) Ferrailage du voile périphérique. :

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$l_x = 3.15 \text{ m} \quad l_y = 4.85 \text{ m}$$

$$0.4 \leq \alpha \leq 1$$

Donc le panneau porte sur les deux sens.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.65$$

ELU :

$$\mu_x = 0.0751$$

$$\mu_y = 0.3613$$

$$M_{OX} = \mu_x \cdot \sigma_{\text{moy}} \cdot l_x^2 = 23.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{OY} = \mu_y \cdot M_{OX} = 8.58 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$\mu_x = 0.0805$$

$$\mu_y = 0.5235$$

$$M_{OX} = 18.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{OY} = 9.80 \text{ KN.m}$$

Ventilation des moments

$$\begin{cases} M_t = 0.75 M_0 \\ M_{\text{app}} = 0.5 M_0 \end{cases}$$

a) Ferrailage minimal :

- Selon le RPA99/2003 (Art.10.1.2), le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{\text{RPA}} = 0.1 \cdot b \cdot h / 100 = 0.1 \cdot 15 \cdot 100 / 100 = 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Selon le BAEL 91, le ferrailage minimal est de :

$$A_{\text{min}} = 0.0008 \cdot b \cdot h = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

b) Evaluation des moments :

		Moment x-x (KN.m)	Moment y-y (KN.m)
ELU	Travée	17.82	6.44
	Appuis	11.82	4.29
ELS	Travée	14.88	7.35
	Appuis	9.36	4.90

Tableau VI-19 : valeurs des moments.

c) Calcul des armatures :

⇒ Les valeurs obtenues sont représentées dans les tableaux suivants :

Panneau	Sens XX		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u (KN.m)	11.88	17.82	4.29	6.44
A_s (cm ² /ml)	2.94	4.48	1.04	1.57
A_{smin} (cm ² /ml)	1.2	1.2	1.2	1.2
Choix de Φ	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
$A_{s\text{ adopté}}$ (cm ²)	9.05	9.05	9.05	9.05
Espacement (cm)	15	15	15	15

Tableau VI-20 : ferrailage à L'ELU.

d) Vérification des contraintes à l'ELS :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens x-x

Zone	M_{ser} [KN.m]	A_{adop} (cm ²)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Remarque
Appuis	9.36	9.05	3.62	15.70	15	202	Vérifiée
Travée	14.88	9.05	5.75	24.90	15	202	Vérifiée

Tableau VI-21 : vérification des contraintes.

Sens y-y

Zone	M_{ser} [KN.m]	A_{adop} (cm ²)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Remarque
Appuis	4.90	9.05	1.89	8.21	15	202	Vérifiée
Travée	7.35	9.05	2.84	12.30	15	202	Vérifiée

Tableau VI-22 : vérification des contraintes.

e) Schéma de ferrailage du voile périphérique :

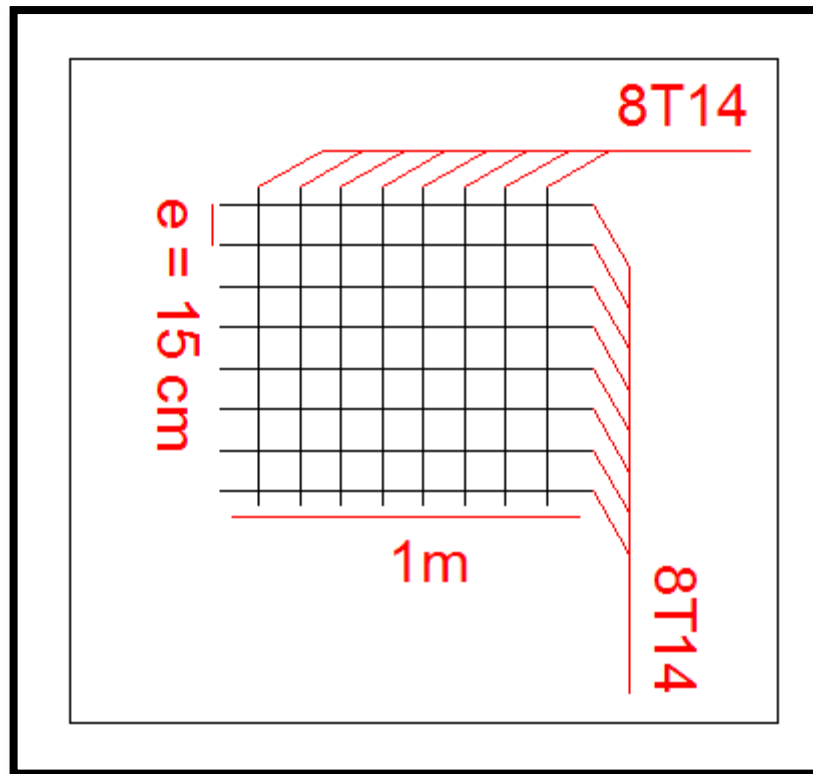


Figure VI-9 : Schéma de Ferrailage du voile périphérique.

Chapitre VII

*Comparaison des résultats d'ETABS
en utilisant un spectre de réponse du
RPA et un spectre de réponse du
KEDDARA*

VII-1) Introduction :

Le présent chapitre a pour but de présenter la théorie de la réponse d'un ouvrage à un mouvement sismique sollicitant ses fondations à partir des accélérographes. Ceci résulte en la construction d'un spectre de réponse spécifique au site considéré. Ensuite nous utiliserons ce spectre dans l'ETABS pour le calcul de notre structure et les résultats seront comparés aux résultats obtenues avec le spectre du RPA ;

Les résultats à comparer sont :

- 1- Les déplacements inter-étage.
- 2- Les forces sismiques.
- 3- Les effets P- Δ .
- 4- Vérification de la stabilité au renversement.

VII-2) Notion de dynamique des structures :

Une sollicitation sismique provient d'une rupture s'initiant dans le sol en profondeur et atteignent la surface du sol ou elles se manifestent par une vibration ressentie à la surface du sol dans les 3 directions. Les appareils enregistreurs, les sismographes, recueillent ces vibrations sous forme d'accélération du sol en fonction du temps.

L'analyse de la réponse sismique a pour objectif de déterminer la réponse d'une structure pour une sollicitation sismique donnée. Cette analyse qui relève du domaine de la dynamique des structures, se relève délicat du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation (voir Figure VII-1)

.

VII-2-1) Raison de dynamique des structures :

Le but de la dynamique des structures consiste à déterminer les variations dans le temps des déplacements, accélérations et des vitesses engendrées par un chargement dynamique quelconque. Dans la plupart des cas, on effectue l'analyse dynamique d'une structure en considérant un nombre restreint de degré de liberté dynamique (**DDL**).

VII-2-2) Degré de liberté dynamique :

Le nombre de degré de liberté dans un système dynamique exprime le plus petit nombre de coordonnées nécessaires pour définir la position de toutes les particules de masse du système.

Dans la plupart des cas, plusieurs composantes du mouvement sont négligeables les unes par rapport aux autres, de sorte qu'on peut modéliser un système en apparence compliqué avec seulement quelques degrés de liberté. Une étape primordiale de l'analyse dynamique repose dans le choix des degrés de liberté.

VII-2-3) Oscillation des structures-spectre de réponse :

Certaines des actions susceptibles de s'exercer sur une structure peuvent être à l'origine de sollicitations rapidement variables dans le temps. Ces actions présentent un caractère dynamique lorsque les déformations correspondantes sont suffisamment rapides pour que les

forces d'inertie ainsi mise en jeu cessent d'être négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autre nature agissant sur la structure, et lorsque, par la suite, la réponse de la structure aux actions considérées apparaît comme conditionnée dans une proportion significative par ces forces d'inertie.

Le calcul dynamique suppose la détermination de la réponse des structures à la sollicitation sismique par la prise en compte des forces d'inertie mises en jeu (celles-ci n'existant que pendant la durée du séisme).

Lorsqu'une structure se trouve soumise à une action sismique, elle effectue tout d'abord, tant que dure le séisme, une série d'oscillations (vibrations) forcées régies par des lois en général complexe ; il leur succède, dès que le séisme a pris fin, des oscillations libres, qui obéissent à des lois plus simples, et qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement. En réalité les structures ont autant de modes de vibration que de degrés de liberté.

Dans cette situation, l'étude de l'oscillateur simple est essentielle car le calcul dynamique d'une structure élastique, comportant plusieurs degrés de liberté et plusieurs masses, se ramène à celui de l'étude d'un certain nombre d'oscillateurs simples caractérisés chacun par un mode de vibration, c'est à dire par une période propre une déformée propre et un coefficient d'amortissement ζ . Le cumul de réponses de ces oscillateurs simples permet d'obtenir la réponse de la structure.

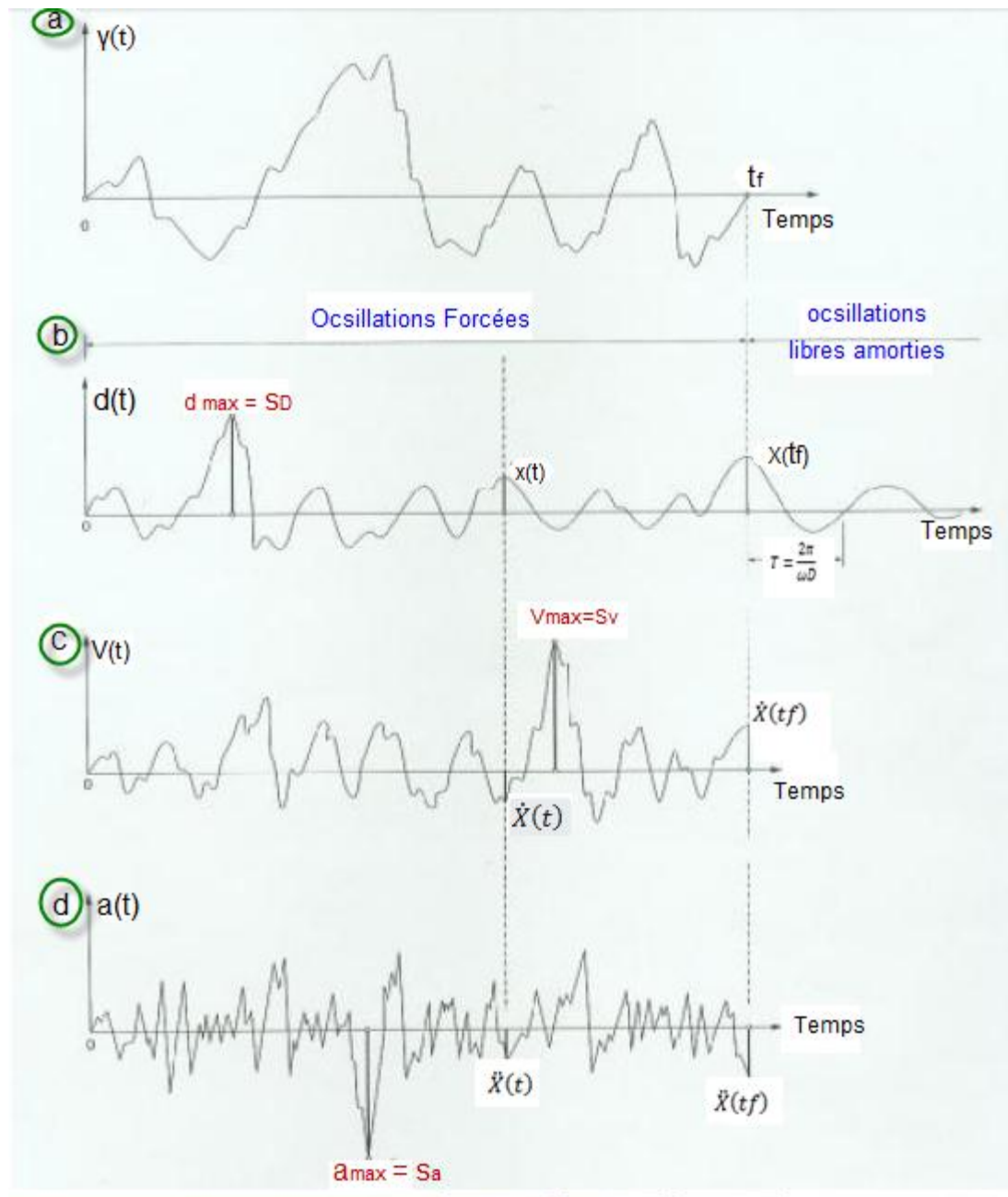


Figure VII-1 : Accélération du sol et réponse de la structure

VII-2-4) Nature des structures :

Le mouvement du sol est connu a posteriori par son accélérogramme $\gamma(t)$ enregistrés lors d'un séisme ; on peut envisager deux types de structures liées au sol :

a) Structures parfaitement raides (rigides)

(La période $T = 0$) : Chaque point de la structure a le même déplacement absolu que le sol, donc la même accélération $\gamma(t)$

Le déplacement relatif de la masse par rapport au sol, quel que soit l'amortissement de la structure, est nul, la réponse de l'oscillateur est quasi statique : $d(t) = 0$

L'accélération de l'oscillateur tend vers l'accélération du sol (l'amplification de l'oscillateur tend vers l'unité), appelée accélération à période nulle ou à fréquence infinie.

En conséquence, une masse (m) attachée à cette structure (Figure VII -2- a) lui communique une force d'inertie : $F = m \gamma(t)$

b) Structures parfaitement souples ($T = \infty$)

Le déplacement absolu des masses de la structure en dehors de celles directement liées au sol (les fondations, par exemple) est nul sous l'action des forces d'inertie. Le déplacement relatif $d(t)$ de la structure par rapport au sol passe par un maximum, et est opposé au déplacement absolu du sol (Figure VII-2-b)

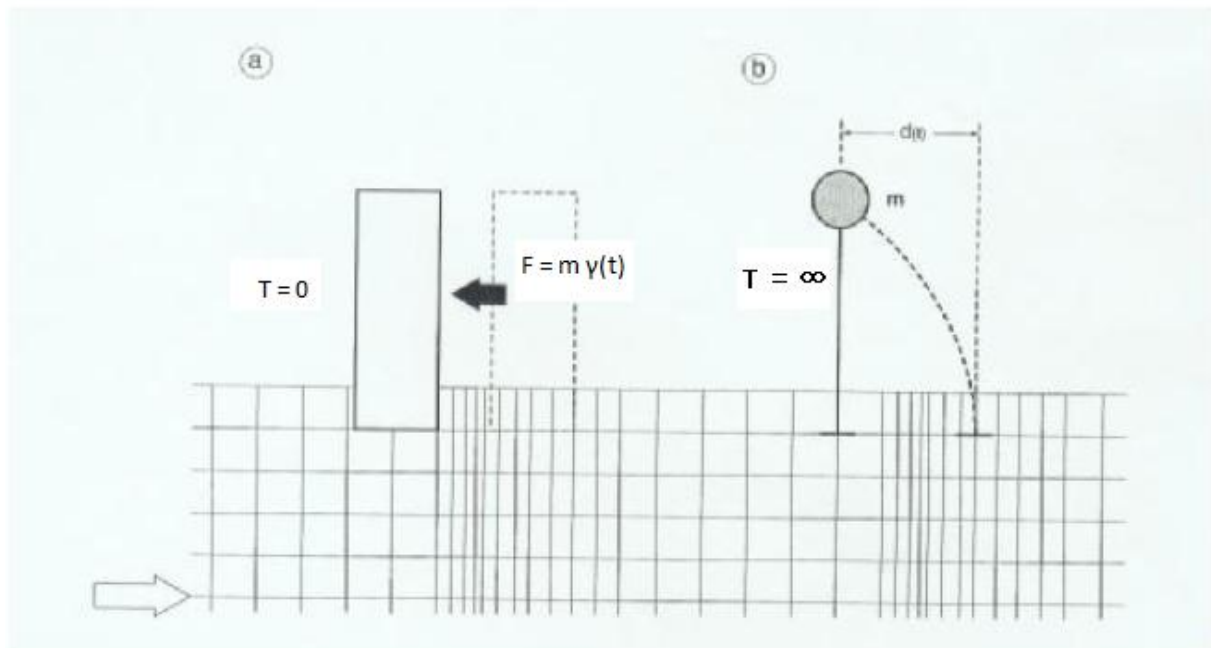


Figure VII-2 : Réponses des structures
a- Oscillateur parfaitement raide ; b- Oscillateur parfaitement souple

VII-2-5) Oscillations des structures :

Lorsqu'on écarte un système, tel qu'un oscillateur simple constitué d'une masse (m) fixée au bout d'une tige, d'une position d'équilibre, compte tenu des liaisons et des déformations qui lui sont imposées il y a apparition des forces de rappel qui tendent à le ramener à sa position de repos (Figure VII-3). Sous l'action du séisme l'oscillateur est soumis à sa base au point A à un mouvement du sol $D(t)$ variable avec le temps ; le mouvement que prend la masse oscillante est un mouvement plan entièrement défini par le déplacement du centre de gravité de la masse au temps t . Donc le système dépend d'un seul degré de liberté : le déplacement relatif $d(t)$ de la masse par rapport au sol.

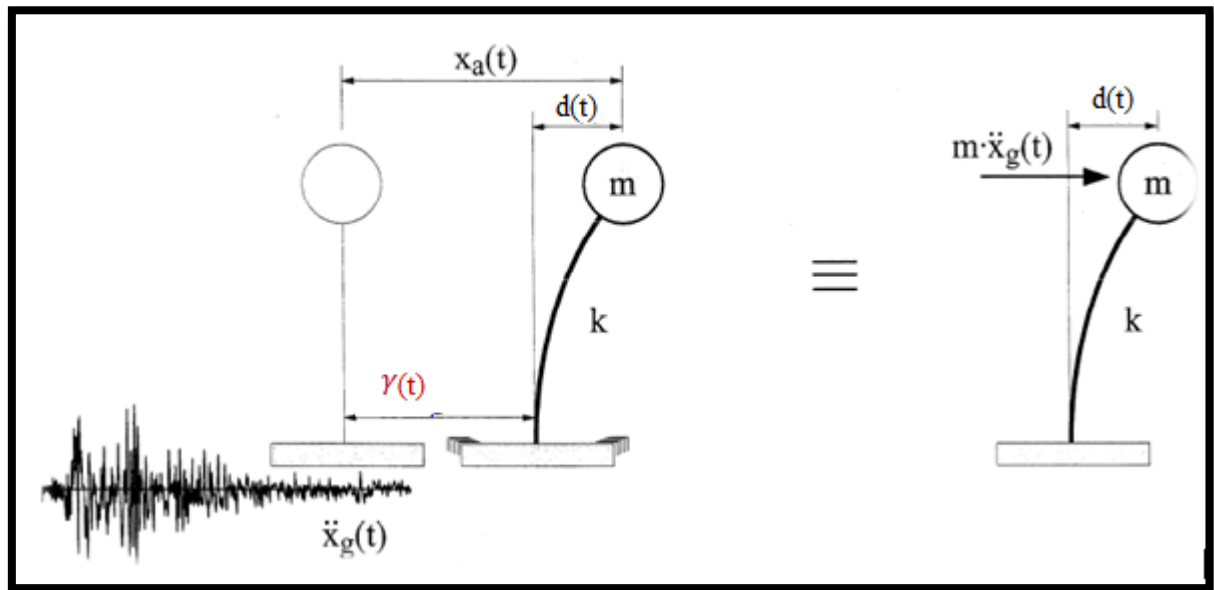


Figure VII-3 : Oscillateur simple.

La réponse sismique d'une structure est exprimée par la prise en compte de l'équilibre dynamique des forces s'exerçant sur la structure pendant la durée du séisme, et déterminée lorsque la masse (m), qui occupe la position déformée définie par $d(t)$, est soumise aux forces horizontales suivantes :

- ✓ Une force de rappel élastique exercée par le support de raideur k , qui est proportionnelle au déplacement relatif $d(t)$:

$$\mathbf{F1} = - k d(t) \dots\dots\dots (VII.1)$$
- ✓ Une force de freinage proportionnelle à l'amortissement (c) et à la vitesse relative $v(t)$ autrement dit, à déplacement nul, l'amortissement est nul aussi :

$$\mathbf{F2} = - c v(t) \dots\dots\dots (VII.2)$$
- ✓ Une force d'inertie développée par la masse (m) dans le sens contraire à l'accélération $\Gamma(t)$ de l'action sismique ; les forces d'inertie caractérisant la résistance qu'opposent les masses à leur mise en mouvement ou à leur freinage, elles sont donc opposées aux forces élastiques :

$$\mathbf{F} = - m \Gamma(t) = - m [\gamma(t) + a(t)] \dots\dots\dots (VII.3)$$

Avec :

$\Gamma(t)$: accélération de l'action sismique.

$\gamma(t)$: accélération du sol.

$a(t)$: accélération de la masse (m) par rapport au sol.

Les déplacements de la masse (m) sont mesurés soit dans un repère relatif lié au point A [déplacement $d(t)$], soit dans un repère absolu [déplacement $D(t)$]. Les déplacements sont liés par la formule :

$$\Delta(t) = D(t) + d(t) \dots\dots\dots (VII.4)$$

En écrivant l'équilibre des forces, on obtient :

$$F_1 + F_2 = - F(t) \dots\dots\dots (VII.5)$$

On en déduit l'équation du mouvement :

$$m \ddot{\Gamma}(t) + c \dot{v}(t) + k d(t) = 0 \dots\dots\dots (VII.6)$$

Soit, compte tenu de la formule (VII.3) :

$$m [\gamma(t) + a(t)] + c v(t) + k d(t) = 0 \dots\dots\dots (VII.7)$$

Soit encore :

$$m a(t) + c v(t) + k d(t) = - m \gamma(t) \dots\dots\dots (VII.8)$$

On constate qu'on se ramène à l'étude d'un oscillateur simple dans le repère relatif (Figure VII-3) en supposant la masse soumise à une force fictif ($- m a(t)$) proportionnelle à l'accélération $a(t)$ du point d'appui A

Avec les notations suivantes et en tenant compte de la définition de l'amortissement ζ , l'équation (VII.8) peut s'écrire sous la forme :

$$a(t) + 2\omega\zeta\dot{v}(t) + \omega^2 d(t) = - \gamma(t) \dots\dots\dots (VII.9)$$

Avec :

$$T = 2\pi\sqrt{m/K}$$

$$f = 1/T$$

$$\omega = 2\pi/T = 2\pi f$$

Avec :

K : raideur du système.

ω : pulsation du système non amorti (en radian / second).

T : période (en seconde).

Le mouvement étant périodique, la durée d'un cycle est appelée période du mouvement.

f : fréquence (en hertz)

Le spectre de réponse élastique résume la réponse maximale de n'importe quel oscillateur linéaire soumis à une excitation (harmonique, explosive, sismique...) donnée.

Dans le génie parasismique les spectres de réponse sont un moyen de caractériser les séismes et surtout leurs effets sur les structures. C'est un concept central car il réalise le transfert des connaissances de la sismologie et de la dynamique des structures. Pour l'ingénieur il constitue l'outil principal en vue du dimensionnement. La méthode des forces de remplacement permet d'évaluer les sollicitations sismiques à l'aide du spectre de réponse spécifié dans les normes de construction. La détermination du spectre de réponse à partir d'un accélérogramme

enregistré nécessite la résolution de l'équation du mouvement pour un oscillateur simple linéaire.

On obtient ainsi à des spectres qui ne sont plus déduits mathématiquement d'un accélérogramme précis mais sont devenus des entités autonomes, artificiellement façonnées en fonction de divers impératif de protection parasismique.

❖ Méthode de résolution : Intégrale de Duhamel

La sollicitation sismique sous forme d'accélérogramme n'étant pas disponible sous forme analytique, la réponse sismique de la structure doit être déterminée numériquement. Il existe de nombreuses méthodes pour la résolution de l'équation (VII.9). Rappelons que dans le cas du comportement linéaire de la structure, la solution générale : Le spectre de déplacement relatif s'obtient directement par l'intégrale de Duhamel donnée par l'équation (VII.10)

$$d(t) = -\frac{1}{\omega d} \int_0^t \gamma(\tau) e^{-\xi \omega (t-\tau)} \sin \omega d(t-\tau) d\tau \dots\dots\dots (VII.10)$$

$\omega d = \omega \sqrt{1-\xi}$: Pseudo-pulsation des oscillations libres amorties

τ : variable d'intégration.

On constate que la valeur du déplacement ne dépend que de la pulsation ω , du coefficient d'amortissement ξ et de l'accélération γ du sol.

À partir de la formule (VII.10) on obtient facilement la vitesse relative et l'accélération absolue.

Les structures ayant toujours des amortissements très faibles, on peut considérer que $\omega d = \omega$, ce qui correspond à un oscillateur très peu amorti ; en négligeant les termes secondaires, les composantes du mouvement sismique deviennent :

Déplacement relatif :

$$d(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \gamma(\tau) e^{-\xi \omega (t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \dots\dots\dots (VII.11)$$

Vitesse relative

$$V(t) = -\int_0^t \gamma(\tau) e^{-\xi \omega (t-\tau)} \cos(t-\tau) d\tau \dots\dots\dots (VII.12)$$

Pseudo-accélération :

$$a(t) = \omega \int_0^t \gamma(\tau) e^{-\xi \omega (t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau = -\omega^2 d(t) \dots\dots\dots (VII.13)$$

Lorsque le déplacement relatif d de la masse a été calculé, on peut en déduire la force de rappel (voir équation VII.1) et donc calculer les efforts dans la structure :

$$F1 = -k d \dots\dots\dots (VII.14)$$

VII-2-6) Détermination des spectres de réponse :

Les formules (VII.11) à (VII.13) permettent, à partir de l'enregistrement (accélérogramme) d'un séisme, de calculer systématiquement pour tous les oscillateurs simples possibles (c'est-à-dire pour toute la gamme de périodes et d'amortissements possibles) les valeurs de la réponse maximale en termes de déplacements $[d(t)]_{\max}$ et de tracer les graphiques correspondants, dits spectres de réponses des déplacements (Figure VII-4).

De même, on peut tracer les réponses maximales en termes de vitesse $[v(t)]_{\max}$ et d'accélération $[a(t)]_{\max}$.

Le déplacement $d(t)$ de la masse étant calculé pour chaque oscillateur, on peut déduire :

- ✓ Le spectre de réponse de déplacement (Figure VII-4-c), d'après la formule (VII.15) avec :

$$\begin{aligned} [a(t)]_{\max} / \omega &= S_v : \\ S_d = [d(t)]_{\max} &= S_v / \omega = D_{\max} \dots\dots\dots (VII.15) \end{aligned}$$

- ✓ Le spectre de réponse de vitesse :
 $S_v = [v(t)]_{\max} = \omega S_d \dots\dots\dots (VII.16)$

- ✓ Le spectre de réponse de l'accélération : il peut être tracé de la même façon, puisque l'accélération maximale et le déplacement maximal sont liés par la formule :
 $S_a = [a(t)]_{\max} = -\omega^2 d(t) = \omega S_v \dots\dots\dots (VII.17)$

Ou encore : $a_{\max} = \omega S_v = \omega^2 D_{\max} \dots\dots\dots (VII.18)$

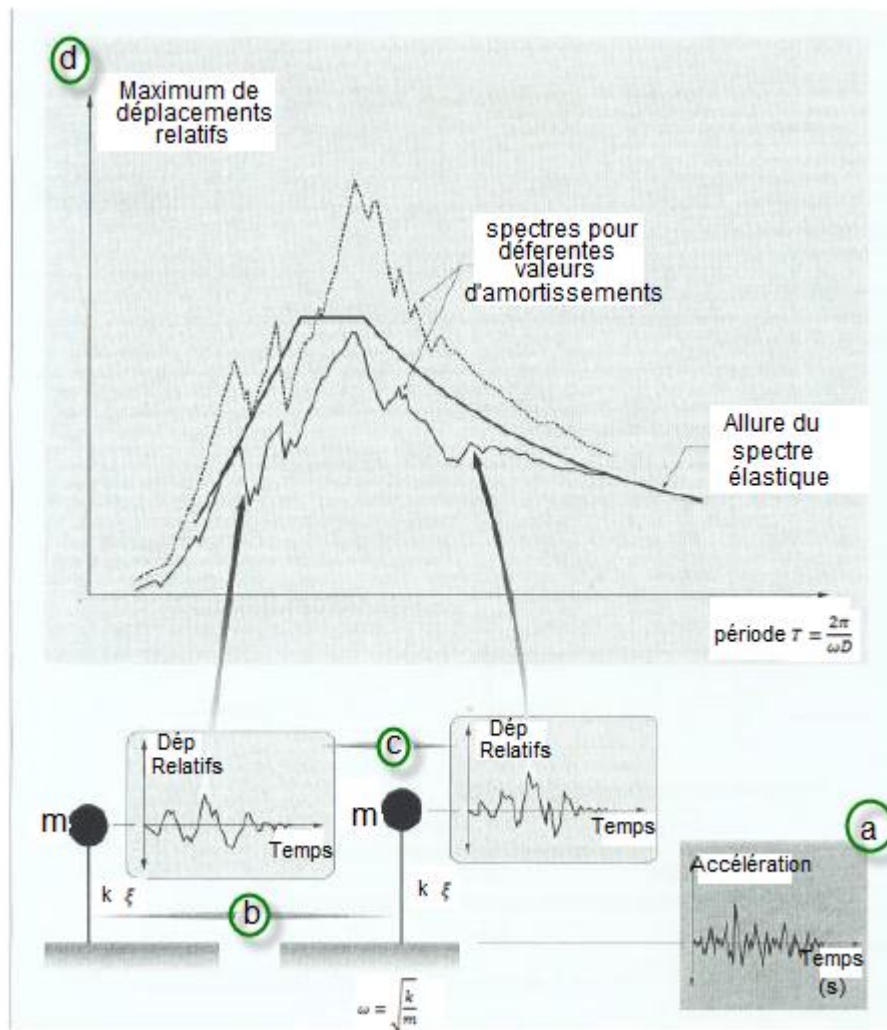


Figure VII-4 : formulation d'un spectre de réponse de déplacement
a- Accélérogramme enregistré, b- Choix d'oscillateurs simples avec un amortissement ζ et une période T connue, c- Réponses en déplacement des oscillateurs choisis, d- Spectre de réponse en déplacement pour divers valeurs d'amortissement

Le spectre de réponse est construit en reportant la valeur de la réponse maximale subit par chaque oscillateur en fonction de sa période fondamentale. Les réponses d'une série d'oscillateur simples linéaires tout soumis à cet accélérogramme, sont déterminées pour une valeur fixée du coefficient d'amortissement visqueux ζ . Les accélérations maximales de chaque oscillateur simple sont nommées accélérations spectrales et leurs ensembles forme le spectre de réponse élastique de l'accélération.

VII-2-7) Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus courante consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse, c'est-à-dire par une représentation non plus dans le domaine du temps (accélérogramme), mais dans celui des fréquences ou des périodes.

En effet, toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, mais son étude se ramène à celle d'un certain nombre d'oscillateurs simples.

Les spectres caractérisent ainsi les séismes beaucoup plus clairement que les accélérogrammes (signaux temporels) ; connaître l'histoire du mouvement à chaque instant t est un problème complexe. Extraire seulement les valeurs maximales est à la fois plus simple et plus significatif puisqu'elle conditionne les sollicitations maximales. L'utilisation d'un spectre s'effectue différemment selon qu'il s'agit d'un spectre de déplacement ou d'un spectre d'accélération.

a- Utilisation d'un spectre de déplacement :

En fonction de la période T (ou de la fréquence f) et du coefficient d'amortissement ζ de l'oscillateur, le spectre de déplacement relatif donne la valeur $U_{\max}$ du déplacement relatif maximale. Ce déplacement imposé au système fournit directement la valeur de la force de rappel (voir formule VII.1 et VII.19) :

$$F_{\max} = k D_{\max} \dots\dots\dots (VII.19)$$

b- Utilisation d'un spectre d'accélération :

En fonction de la période T (ou de la fréquence f) et du coefficient d'amortissement ζ de l'oscillateur, le spectre fournit la valeur maximale $a_{\max}$ de l'accélération. On en déduit la valeur de la force statique appliquée à la masse et équilibrée par le système (voir formules VII.3 et VII.16) :

$$F' = m a_{\max} \dots\dots\dots (VII.20)$$

Le spectre d'accélération est le plus employé, car il fournit immédiatement la force d'inertie maximale agissant sur la masse en mouvement, ce maximum s'identifiant à celui de la force élastique développée dans le système. Si les ordonnées du spectre sont exprimées en prenant comme unité l'accélération due à la pesanteur (g), elles fournissent le coefficient sismique propre à l'oscillateur (l'ouvrage), c'est-à-dire le coefficient qui, appliqué au poids de la masse (mg), fournit la valeur de la force élastique produisant les mêmes sollicitations que la réponse dynamique.

Les valeurs des forces $F_{\max}$ et $F'_{\max}$ sont identiques et les deux méthodes conduisent au même résultat puisque par construction (voir formule VII.20) les spectres de réponse sont liés par la relation :

$$\text{Soit : } \left. \begin{array}{l} a_{\max} = \omega^2 D_{\max} \\ m a_{\max} = k D_{\max} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (VII.21)$$

Par ailleurs, on peut remarquer que la définition de l'action sismique par un spectre de réponse est une méthode particulièrement adaptée pour :

- Synthétiser par une enveloppe couvrant tout le domaine des fréquences les effets de plusieurs accélérogrammes aux contenus très différents.
- Prendre en compte la nature du terrain situé sous la construction.
- Tenir compte de l'intensité probable du séisme, du niveau de protection recherché et ceci en fonction de l'importance du bâtiment étudié, ce qui revient à « caler » le spectre au niveau de l'action sismique.
- On aboutit ainsi à des spectres qui ne sont plus déduits mathématiquement d'un accélérogramme précis mais sont devenus des entités autonomes, artificiellement façonnées en fonction de divers impératifs de protection parasismique

VII-3) Construction des spectres de réponses :

VI-3-1) Spectre de réponse élastique :

L'essentiel des dommages lors de séismes sont dus aux mouvements du sol qui font vibrer les bâtiments. Ces mouvements sont enregistrés notamment par des accéléromètres, sous forme de série temporelle, il est indispensable de résumer l'information qu'ils contiennent en un petit nombre de paramètres les plus significatifs.

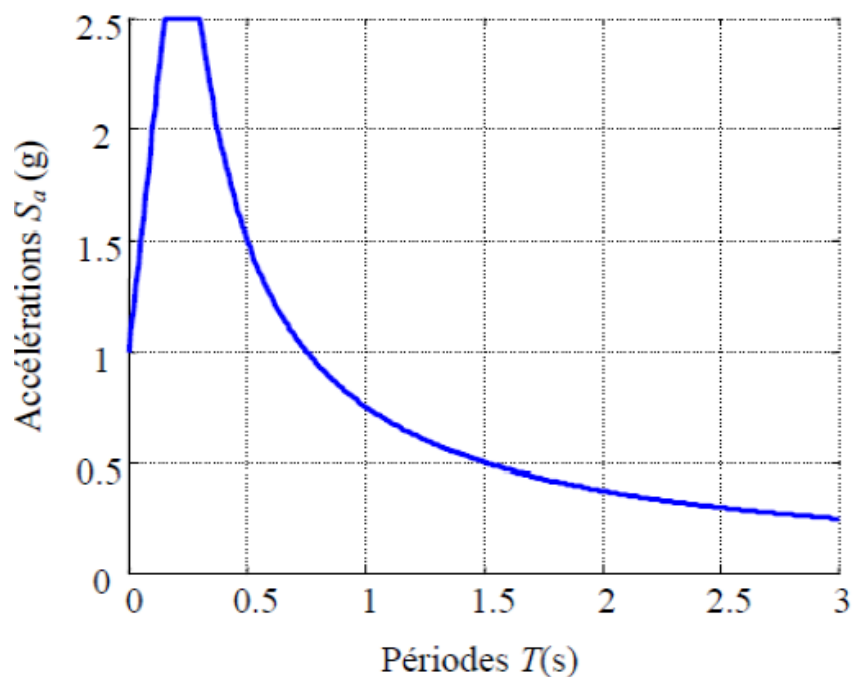


Figure VII-5 : Spectre de réponse élastique

Un spectre de réponse donne la réponse maximale à un mouvement dynamique ou des forces d'un système à un degré de liberté avec amortissement.

Il dépend de :

1. Caractéristiques du système.
2. De la nature du mouvement du sol.

Cette partie décrit la construction des spectres de réponse qui sont les graphes des valeurs max de la réponse des accélérations, vitesses et déplacements d'une série infinie de systèmes élastiques amortis à un seul degré de liberté.

Le bâtiment étudié est à 7 étages dans l'analyse modale l'oscillateur multiple est décomposé en une somme d'oscillateurs simples indépendants (découplage en orthogonalité des modes).

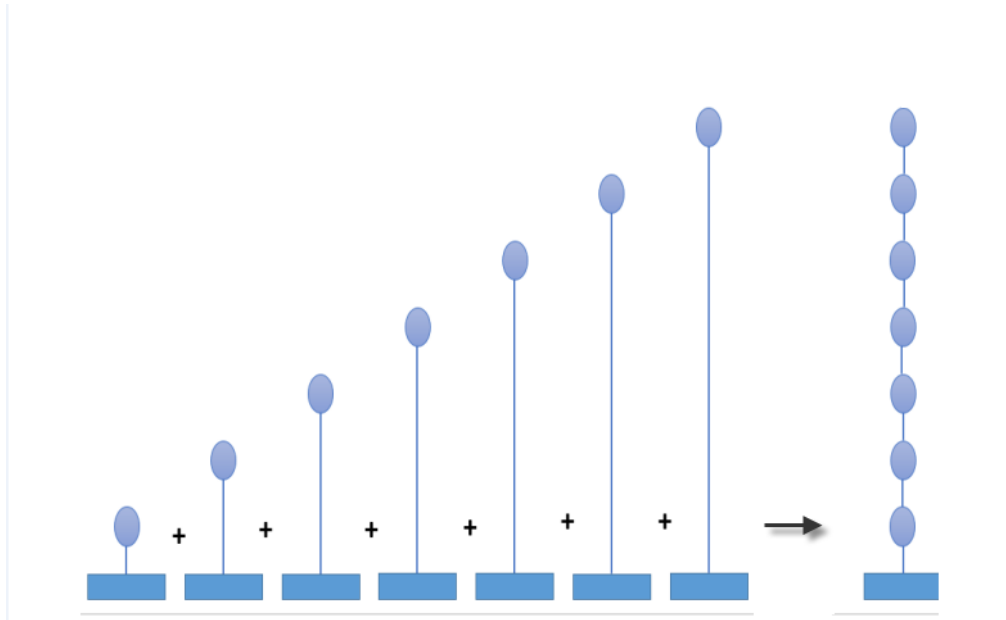


Figure VII-6 : Découplage des oscillateurs.

VII-3-2) Spectre de réponse de site de KEDDARA lors de séisme de Boumerdés 2003 :

a) Accélérogramme de site de KEDDARA :

La figure (VII-7) représente l'accélérogramme sismique qui sera utilisé comme mouvement du sol. Dans cette étude c'est le signal enregistré sur le site de KEDDARA lors de séisme de Boumerdés 2003.

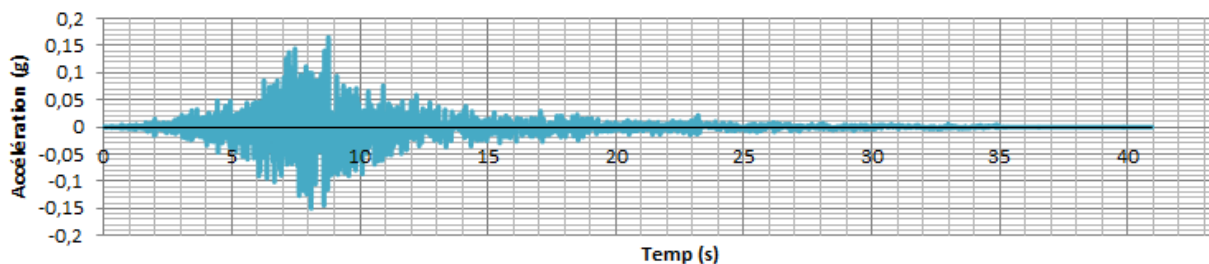


Figure VII-7 : Accélérogramme du site de KEDDARA.

Les courbes de déplacements et de vitesse du sol sont obtenues par une double intégration des fonctions de temps d'accélération (accélérogramme).

b) L'utilisation de logiciel Matlab pour obtenir le spectre de réponse :**✓ Définition de logiciel Matlab :**

Nous avons utilisé Matlab pour résoudre l'équation de Duhamel et obtenir le spectre de réponse. MATLAB (matrix laboratory) est un langage de programmation et il est utilisé à des fins de calcul numérique. Développé par la société The Mathworks, MATLAB permet de manipuler des matrices, d'afficher des courbes et des données, de mettre en œuvre des algorithmes, et permet de manipuler les équations algébriques et de résoudre des équations intégrales et différentielles.

✓ Etape de construction :

Nous avons approché le Centre de Recherche en Genie Parasismique (CGS) pour se procurer un accélérogramme du site de Keddara et ensuite les données ont été téléchargées dans le programme Matlab pour obtenir le spectre sous forme de data et graphique.

Nous avons fixé la valeur de l'accélération à 0,25g comme valeur maximal et après l'exécution du programme on obtient le spectre de réponse suivant :

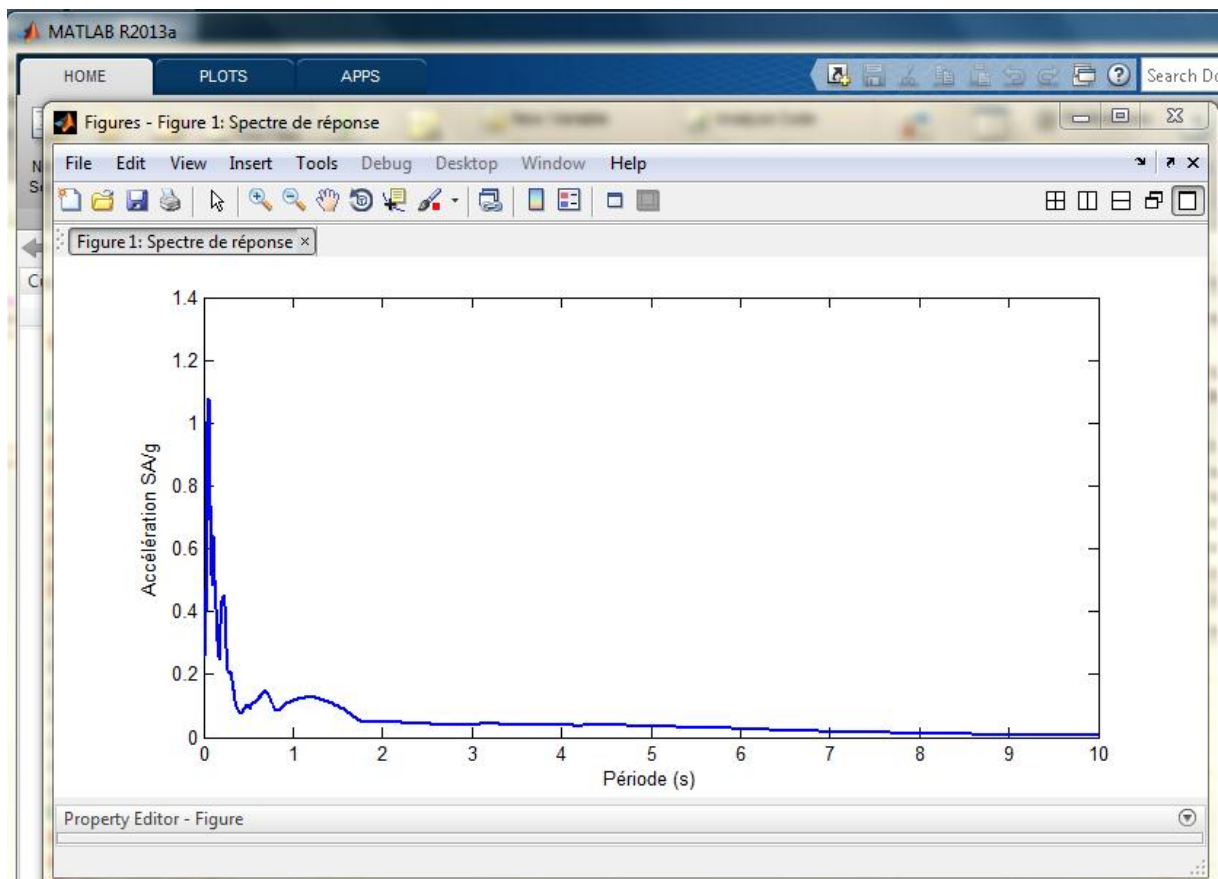


Figure VII-8 : Spectre de réponse de KEDDARA.

VII-3-3) Spectre de réponse RPA et KEDDARA.

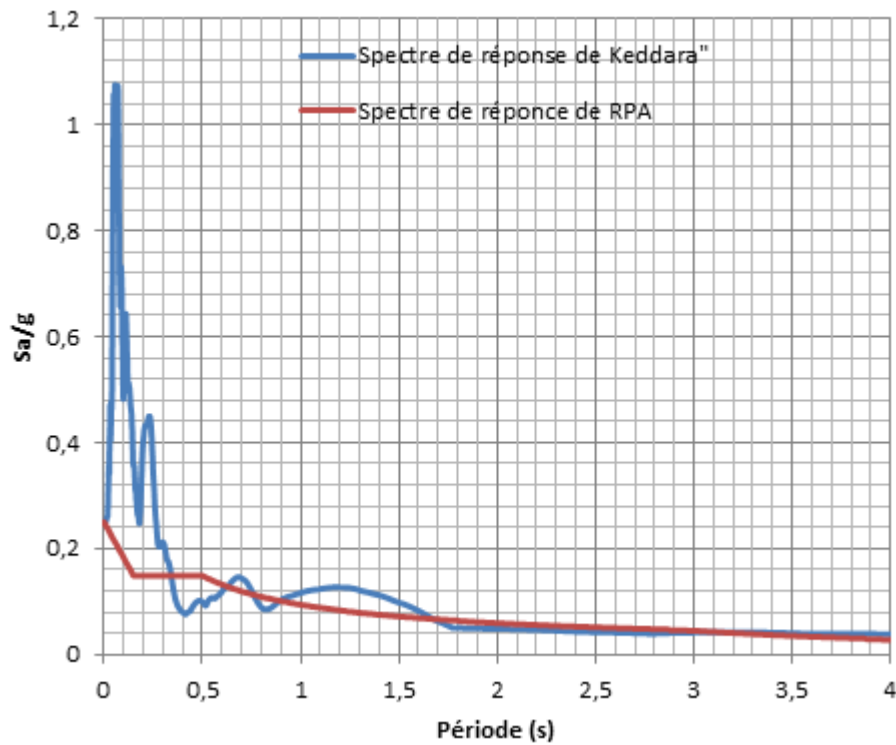


Figure VII-9 : Spectres de réponse de KEDDARA et RPA.

On remarque que le spectre du RPA couvre les zones avec périodes suivantes :

Zone 1 : $T = [0,3s \text{ et } 0,6s]$

Zone 2 : $T = [0,8s \text{ et } 0,9s]$

Zone 2 : $T = [1,7s \text{ et } 3s]$

Les résultats ci-dessus sont pour une accélération maximale (A) de 0,25g. Cependant on a constaté que si on réduit la valeur de (A) le spectre du RPA couvre largement celui de Keddara.

VII-4) Présentation des résultats :

On a fait injecter le nouveau spectre de réponse du site de KEDDARA dans le logiciel ETABS pour obtenir les résultats de : déplacements inter-étage, forces sismiques, effets P-delta, vérification de la stabilité au renversement. Pui les comparer avec celles obtenue en utilisant le spectre du RPA99/2003.

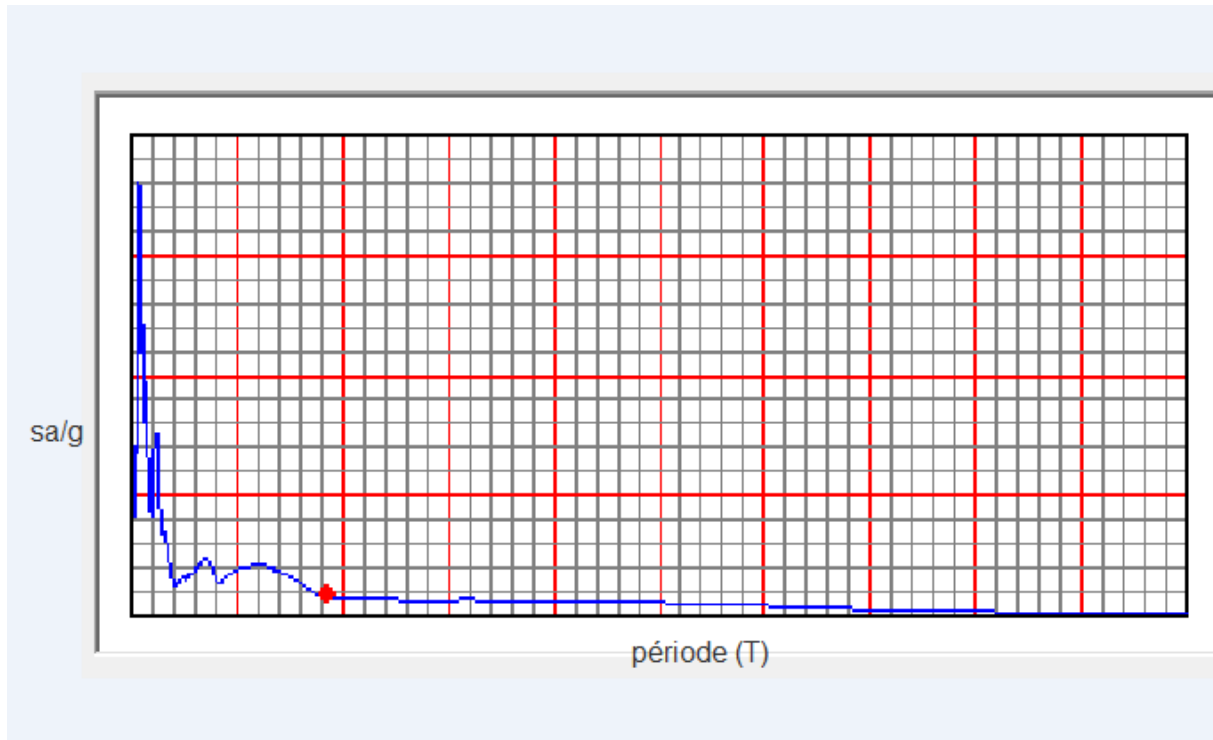


Figure VII-10 : Diagramme de spectre de réponse de KEDDARA sur ETABS.

- ✓ Comparaisons des résultats entre le spectre de RPA et le spectre du site de KEDDARA :

VII-4-1) Déplacements inter-étage (RPA99 Art 5.10) :

Dans cette partie on fait la comparaison entre les résultats des déplacements inter – étage obtenue par le spectre du RPA et le spectre du KEDDARA.

✓ Selon le spectre de RPA :

Sens xx :

Niveau	$\delta_{eK}(m)$	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta_K(m)$	$\bar{\Delta}_K(m)$	Observation
5	0,0104	0,0364	0,02975	0,00665	0,0306	CV
4	0,0085	0,02975	0,02275	0,007	0,0306	CV
3	0,0065	0,02275	0,0161	0,00665	0,0306	CV
2	0,0046	0,0161	0,0098	0,0063	0,0306	CV
1	0,0028	0,0098	0,00455	0,00525	0,0306	CV
RDC	0,0013	0,00455	0	0,00455	0,0306	CV

TableauVII-1 : Déplacement inter-étage dans le sens 'xx' selon le spectre de RPA

Sens yy :

Niveau	$\delta_{eK}(m)$	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta_K(m)$	$\bar{\Delta}_K(m)$	Observation
5	0,0068	0,0238	0,01925	0,00455	0,0306	CV
4	0,0055	0,01925	0,0147	0,00455	0,0306	CV
3	0,0042	0,0147	0,01015	0,00455	0,0306	CV
2	0,0029	0,01015	0,0063	0,00385	0,0306	CV
1	0,0018	0,0063	0,0028	0,0035	0,0306	CV
RDC	0,0008	0,0028	0	0,0028	0,0306	CV

TableauVII-2 : Déplacement inter-étage dans le sens 'yy' selon le spectre de RPA

✓ Selon le spectre de KEDDARA :

Sens xx :

Niveau	$\delta_{eK}(m)$	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta_K(m)$	$\bar{\Delta}_K(m)$	Observation
5	0,0044	0,0154	0,0126	0,0028	0,0306	CV
4	0,0036	0,0126	0,0098	0,0028	0,0306	CV
3	0,0028	0,0098	0,00735	0,00245	0,0306	CV
2	0,0021	0,00735	0,0049	0,00245	0,0306	CV
1	0,0014	0,0049	0,0028	0,0021	0,0306	CV
RDC	0,0008	0,0028	0	0,0028	0,0306	CV

TableauVII-3 : Déplacement inter-étage sens 'xx' selon le spectre de KEDDARA

Sens yy :

Niveau	$\delta_{eK}(m)$	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta_K(m)$	$\bar{\Delta}_K(m)$	Observation
5	0,0066	0,0231	0,01855	0,00455	0,0306	CV
4	0,0053	0,01855	0,01435	0,0042	0,0306	CV
3	0,0041	0,01435	0,01015	0,0042	0,0306	CV
2	0,0029	0,01015	0,00665	0,0035	0,0306	CV
1	0,0019	0,00665	0,00315	0,0035	0,0306	CV
RDC	0,0009	0,00315	0	0,00315	0,0306	CV

TableauVII-4 : Déplacement inter-étage sens 'yy' selon le spectre de KEDDRA

Conclusion :

Nous remarquons que les déplacements inter – étage avec le spectre de KEDDARA ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA est vérifiée.

Nous observons aussi que les déplacements inter-étage obtenues du RPA sont plus grands que celles obtenues avec le spectre du KEDDARA.

VII-4-2) Vérification de l'effet P- Delta (Art 5.9 RPA99) :

Dans cette partie nous allons comparer les vérifications vis-à-vis de l'effet P-Delta obtenues par le spectre du RPA et le spectre du KEDDARA.

✓ Selon le spectre de RPA :

Sens xx

Niveau	P_k (KN)	Δ_K	V_{Kx} (KN)	h_K	θ_K
5	2822,09	0,00665	884,41	3,06	0,00693454
4	5167,88	0,007	1400,75	3,06	0,00843973
3	7642,92	0,00665	1790,52	3,06	0,00927642
2	10117,97	0,0063	2090,5	3,06	0,00996466
1	12593,01	0,00525	2309,43	3,06	0,00935541
RDC	15125,42	0,00455	2459,43	3,06	0,00914456

Tableau VII-5 : Vérification de l'effet P-Delta sens 'xx' selon le spectre de RPA

Sens yy :

Niveau	P_k (KN)	Δ_K	V_{Ky} (KN)	h_K	θ_K
5	2822,09	0,00455	886,44	3,06	0,00473382
4	5167,88	0,00455	1403,48	3,06	0,00547515
3	7642,92	0,00455	1784,67	3,06	0,00636783
2	10117,97	0,00385	2079,61	3,06	0,0061214
1	12593,01	0,0035	2300,41	3,06	0,00626139
RDC	15125,42	0,0028	2452,91	3,06	0,00564238

Tableau VII-6 : Vérification de l'effet P-Delta sens 'yy' selon le spectre de RPA

✓ Selon le spectre de KEDDARA :

Sens xx :

Niveau	P_k (KN)	Δ_K	V_{Kx} (KN)	h_K	θ_K
5	2822,09	0,0028	1244,57	3,06	0,00207486
4	5167,88	0,0028	1385,4	3,06	0,0034133
3	7642,92	0,00245	1014,1	3,06	0,00603425
2	10117,97	0,00245	1056,48	3,06	0,00766791
1	12593,01	0,0021	1801,01	3,06	0,00479856
RDC	15125,42	0,0028	2515,35	3,06	0,00550232

Tableau VII-7 : l'effet P-Delta sens 'xx' selon le spectre de KEDDARA

Sens yy :

Niveau	P_k (KN)	Δ_K	V_{Ky} (KN)	h_K	θ_K
5	2822,09	0,00455	1820,15	3,06	0,00230544
4	5167,88	0,0042	2219,95	3,06	0,00319519
3	7642,92	0,0042	1939,59	3,06	0,00540851
2	10117,97	0,0035	2136,91	3,06	0,00541569
1	12593,01	0,0035	3146,41	3,06	0,00457784
RDC	15125,42	0,00315	4077,88	3,06	0,00381823

Tableau VII-8 : l'effet P-Delta sens 'yy' selon le spectre de KEDDARA

Conclusion :

On remarque que θ_K (dans le sens x-x et y-y) sont inférieure à 0,1. Donc l'effet de 2^{ème} ordre (P-Delta) peut être négligé.

On remarque aussi que les effets P-Delta obtenues par le spectre du RPA sont plus grands que celles de spectre du KEDDARA.

VII-4-3) Les forces sismiques de calcul :

Dans cette partie nous allons vérifier la condition de l'art 4.3.6 de RPA 99 version 2003 avec une comparaison des résultats obtenues par le spectre du RPA et le spectre du KEDDARA

✓ **Selon le spectre de RPA :**

Les efforts sismiques à la base sont :

$$V_x = 2515,26 \text{ KN}$$

$$V_y = 2504,16 \text{ KN}$$

Le sens	Vdyn (KN)	Vstat (KN)	Vdyn / Vstat	Obser
Long	2515,26	2841,50	0,885	> 0,80
Tansv	2504,16	2841,50	0,881	> 0,80

**Tableau VII-9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
Selon le spectre de RPA**

✓ **Selon le spectre de KEDDARA :**

Les efforts sismiques à la base sont :

$$V_x = 2794,88 \text{ KN}$$

$$V_y = 4398,49 \text{ KN}$$

Le sens	Vdyn (KN)	Vstat (KN)	Vdyn / Vstat	Obser
Long	2794,88	2841,5	0,98	> 0,80
Tansv	4398,49	2841,5	1,55	> 0,80

**Tableau VII-10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
Selon le spectre de KEDDARA**

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à 80% de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

Donc la condition de l'art 4.3.6 du RPA est vérifiée.

Aussi les efforts sismiques calculés pour le cas de KEDDARA sont plus grand que ceux du RPA .Ceci était prévisible car le séisme enregistré était important.

VII-4-4) Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Dans cette partie on doit vérifier la stabilité au renversement obtenu par le spectre du KEDDARA et le comparer avec celle du RPA.

✓ **Selon le spectre de RPA :**

Sens	W(KN)	b (m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr	Vérification
Longitudinal	17945,27	12,913	231727,3	32411,389	7,15	>1,5...vérifiée
Transversal	17945,27	9,72	174428,02	32240,21	5,41	>1,5...vérifiée

Tableau VII-11 : Vérifications au renversement selon le spectre de RPA✓ **Selon le spectre de KEDDARA :**

Sens	W(KN)	b (m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr	Vérification
Longitudinal	17945,27	12,913	231727,3	11152,929	20,78	>1,5...vérifiée
Transversal	17945,27	9,72	174428,02	24589,301	7,09	>1,5...vérifiée

Tableau VII-12 : Vérifications au renversement selon le spectre de KEDDARA**Conclusion :**

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres rendent le renversement encore plus stable.

VII-5) Conclusion :

D'après ces résultats on constate que tous les paramètres que nous avons comparés sont vérifiés.

Nous avons aussi constaté que lorsque la valeur de l'accélération (sa/g) pour $T = 0$ est 0,25, le spectre donné par le RPA2003 couvre partiellement le spectre réel de Keddara. Ce qui nous permet de dire que la secousse enregistré est très forte.

Mais si par contre l'accélérogramme enregistré donne un spectre de réponse qui est couvert totalement par le spectre du RPA les résultats seront vérifiés avec une grande marge de sécurité.

CONCLUSION GENERAL

Au cours de cette étude nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général sur la majorité de parties étudiées et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels. Cette thèse nous a permis de calculer et de dimensionner un bâtiment de R+5 + entre-sol en béton armé contreventé par voiles-portiques.

Ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous a été très bénéfique surtout que l'utilisation du logiciel ETABS nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique et donc nous a permis d'économiser beaucoup de temps pour calculer les efforts internes et les déformations dans la structure.

Les résultats nous ont permis de dimensionner des fondations convenables et de déterminer le ferrailage des poutres, poteaux, voiles et des éléments secondaires de la structure.

Nous avons comparé les paramètres trouvés du logiciel ETABS en effectuant des calculs à l'aide du spectre de réponse préconisé par le RPA 99/2003 et le spectre de réponse dérivé de l'enregistrement accélérométrique de KEDDARA du séisme de Boumerdés 2003.

Nous avons constaté que tous les paramètres que nous avons comparés comme les déplacements et la stabilité au renversement par exemple sont vérifiés.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés seront bénéfiques pour les prochaines promotions.

Bibliographie

Règlements :

- ☞ **RPA99** : règles parasismiques algériennes version 2003.
- ☞ **BAEL91** : béton armé aux états limite.
- ☞ **CBA93** : calcul des ouvrages en béton armé.
- ☞ **DTR B.C.2.2** : document technique réglementaire (charge et surcharge).

Cours :

- ☞ Cours de béton armé (3ème Année).
- ☞ Cours de conception technique de construction (1ère Année Master).
- ☞ Cours de Résistance de matériaux (3ème Année).
- ☞ Cours de calcul des structures en béton armé (1ère Année Master).

Les livres et les thèses :

- ☞ Eléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures (André Filiatrault).
- ☞ Conception et dimensionnement des bâtiments (Pierino Lestuzzi et Marc Badoux).
- ☞ Mémoire de magister (construction de spectre de réponse 'Constantine')
- ☞ Mémoire de fin d'étude d'anciens étudiants.

Logiciels :

- ☞ ETABS V 9.7Analyse des structures.
- ☞ AUTOCAD 2015Dessin
- ☞ EXCEL 2013Calcul
- ☞ WORD 2013Traitement de texte
- ☞ SOCOTEC.....Calcul des sections d'acier
- ☞ Matlab R2013a.....Spectre de réponse