

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

**ABBAS KOUCEILA
MERZOUK ABDELOUAHAB**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : Génie Civil

Option : Bâtiment

Thème :

**Etude d'un bâtiment R+8+Sous-Sol à usage d'habitations contreventé par
voiles porteurs**

Devant le jury composé de :

Mr : HAMI . B
Mr : BOUAMRA . Y
Mme : MOUHAMADI . S
Mr : SAOUDI .B

UAMOB
UAMOB
UAMOB
UAMOB

Président
Encadreur
Examinatrice
Examineur

Année Universitaire 2018/2019

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

ABBAS KOUCEILA
MERZOUK ABDELOUAHAB

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : Génie Civil

Option : Bâtiment

Thème :

**Etude d'un bâtiment R+8+Sous-Sol à usage d'habitations contreventé par
voiles porteurs**

Devant le jury composé de :

Mr : HAMI . B
Mr : BOUAMRA . Y
Mme : MOUHAMADI . S
Mr : SAOUDI . B

UAMOB
UAMOB
UAMOB
UAMOB

Président
Encadreur
Examinatrice
Examinateur

Année Universitaire 2018/2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce travail.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre promoteur Mr BOUAMRA Youcef, Docteur en génie civil, pour les orientations et les conseils qu'il a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.

Nous voudrions aussi remercier tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Merci aussi à tous les membres du département Génie Civil pour leur soutien et leur aide.

Aussi un grand merci pour le bureau d'étude B.E.T MERZOUK qui nous a aidé

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds

Respects pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Dédicaces

Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce stade afin de réaliser ce travail que je dédie à:
A mes très chers parents.

A ma mère que Dieu le Tout Puissant le garde en bonne santé.

A mes frères : Mohammed ,Fouad , Messipsa .

A mes sœurs : Fahima ,Safia ,Nassima .

A toute la famille : Abbas et Merzouk .

A mon binôme : Merzouk abdelouahab .

A tout mes amis :hocine , fouad , abdellah ... et toute personne que je connais.

ABBAS

Dédicaces

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Je dédie ce modeste travail :

A mère et mon père

A mes frères : Rachid et Mennad .

A mes sœurs : lynda , ilham , karima

A mon binôme Abbas Kouceila

A abdellah , fouad , hocine et tous mes amis

A tous ceux qui luttent pour l'instauration d'une société de justice et de paix

MERZOUK

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment a usage d'habitation constitué d'un sous-sol, Rez de chaussé plus huit (8) étages ; implante à la wilaya de BOUMERDES.

Cette région est classée en zone de forte sismicité (III) selon les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003.

L'objectif étant le dimensionnement des différents constitutifs du bâtiment pour déterminer le ferrailage approprié pour la résistance de ce dernier aux différentes actions auxquelles il peut être soumis, nous avons dû faire appel aux règlements en vigueur notamment le CBA93, le RPA99 /2003 et le BAEL91 /99.

Afin de déterminer les efforts internes dans les portiques, et en dynamique pour le calcul des modes de vibration, nous avons utilisé le logiciel de calcul ETABS V9.7.0. En fin, dans la dernière partie du mémoire on a fait l'étude et le calcul des fondations.

Abstract:

This Project presents a detailed study of a residential , building consists of ground floor, underground floor and eight (8) floors located in the town of BOUMERDES.

This region is classified as seismic zone III according to the RPA99 version 2003.

The objective being to dimension the various components of the building to conclude the reinforcement appropriate for the resistance of the building to the different actions to which it may be subjected, we have had to resort to the regulations in force, in particular CBA93, RPA99 V2003 and BAEL91 /99.

In order to determine the internal forces in the gantries, and in dynamics for the calculation of the vibration modes, we used the calculation software ETABS V9.7.0.Finally,in the last part of the paper, the foundations were studied and calculated.

ملخص

هذا المشروع يشمل تقديم دراسة تفصيلية لمبنى سكني يتكون من طابق ارضي وآخر تحت الأرض و 8 طوابق المقرر إنشاؤه بولاية بومرداس. وتصنف هذه المنطقة ضمن المناطق الزلزالية القوية وفقا للقواعد الجزائرية المضادة للزلازال 99 نسخة 2003

الهدف هو تنسيب مختلف مكونات المبنى لتحديد التعزيز المناسب لمقاومته من مختلف الإجراءات التي قد يتعرض لها ولهذا كان علينا اللجوء إلى القواعد التالية:

ETABS V9.7.0 CBA93 RPA99/2003 BAEL91/99

لتحديد القوى الداخلية لكل المحمولات والدراسة الدينامكية لحساب وسائط الاهتزاز استخدمنا برنامج الحساب وفي الجزء الأخير من دراسة المذكورة تم حساب وتصميم الأساسات.

SOMMAIRE

Remerciements.....	III
Dédiasses.....	IV
Dédiasses.....	V
Résumé	VI
Sommaire	VIII
Liste des tableaux	XIV
Liste des figures	XVII
Bibliographie.....	XX
Liste des symboles	XX1
Introduction générale	XXV

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1.Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2. Caractéristique géométriques de l'ouvrage	3
I.2.1 dimensions en élévation	3
I.2.2 dimensions en plans	3
I.3.Choix du système de contreventement.....	3
I.4. Conception de la structure du bâtiment	3
I.4.1Ossature	3
I.4.2 Planchers	3
I.4.3 Maçonnerie	4
I.4.4 La Terrasse	4
I.4.5 Les Escaliers	4
I.5. Présentation des règles CBA	4
I.5.1. L'état limite	4
I.5.1.1 Etat Limite Ultime: (ELU)	5
I.5.1.2 Etat Limite de Service(ELS)	5
I.5.1.3 Actions et combinaisons d'actions	5
I.6. Caractéristique des matériaux	6
I.6.1. Béton.....	6

I.6.1.1 Les composants du béton	7
I.6.1.2 Caractéristiques du Béton	8
I.6.2. Les aciers.....	12
I.6.2.1 Définition	12
I.6.2.2 Module de déformation longitudinale	13
I.7. Hypothèses de calcul.....	16

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT

II.1. Choix de type du plancher	18
II.2. Les poutres	20
II.2.1. Poutres transversales (poutres principales)	20
II.2.2 : Poutres longitudinales (poutres secondaires)	20
II.3. Les poteaux	21
II.3.1. Détermination des charges et surcharges	21
II.3.1.1. Les charges permanentes	21
II.3.1.2. Les charges d'exploitation	23
II.3.2. Descente de charges	23
II.3.3. Pré dimensionnement des poteaux	25
II.3.4. Les vérifications	26
II.3.4.1. Vérification Au flambement	26
II.3.4.2. Vérification aux coffrages.....	26
II.4. L'acrotère	26
II.5. Les escaliers	27
II.5.1. Pré dimensionnement de la paillasse et de palier	27
II.6. Pré dimensionnement des voiles	29

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Calcul de l'acrotère.....	32
III.1.1. Définition.....	32
III.1.2. Evaluation des sollicitations.....	32
III.1.3. Combinaison de charge.....	33
III.1.4. Ferrailage de l'acrotère.....	34
III.1.5. Calcul des sollicitations.....	35

III.1.5.1. Condition de non-fragilité.....	35
III.1.5.2. Vérification de l'effort tranchant.....	35
III.1.5.3. Vérification à l'adhérence.....	36
III.1.6. Vérification à L'ELS.....	36
III.2. Etude du balcon.....	40
III.2.1 Evaluation des charges.....	40
III.2.2. Ferrailage.....	41
III.2.3 Vérifications.....	42
III.3. Etude de l'escalier.....	44
III.3.1. Définition.....	44
III.3.2. Détermination des charges et surcharges.....	45
III.3.2.1. Charges permanentes.....	45
III.3.2.2. Surcharges d'exploitation.....	46
III.3.3. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	46
III.3.4. Ferrailage à l'état limite ultime.....	50
III.3.5. Vérification à effectuer.....	52
III.3.5.1. Vérification de l'effort tranchant.....	52
III.3.5.2. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	52
III.3.5.3. Vérifications de la flèche.....	53
III.3.6. Calcul de la poutre palière.....	55
III.3.6.1. Dimensionnement de la poutre palière.....	55
III.3.6.2. Détermination des charges.....	55
III.3.6.3. Calcul des armatures.....	56
III.3.6.4. Vérification à L'ELS.....	57
III.3.6.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton.....	59
III.3.6.6. Calcul des armatures transversales.....	59
III.3.6.7. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	60
III.4. Etude des planchers.....	62
III.4.1. Les poutrelles.....	62
III.4.1.1. Principe de calcul des poutrelles.....	62
III.4.1.2. Calcul des poutrelles.....	62
III.4.1.3. Etude des poutrelles à L'ELU.....	62

III.4.1.3.1.Détermination des sollicitations.....	63
III.4.1.3.2.Calcul des armatures à L'E.L.U.....	64
III.4.2. Calcul des armatures transversales.....	65
III.4.3. Ferrailage de la table de compression.....	65
III.5. Calcul de la salle des machines (Plancher en dalle pleine).....	68
III.5.1. Définition.....	68
III.5.2. Calcul des sollicitations.....	68
III.5.3. Calcul des armatures longitudinales.....	69

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1.Etude dynamique.....	74
IV.1.1. Principe de la conception parasismique.....	74
IV.1.2. Investigation numérique.....	74
IV.1.3. Notion sur les éléments finis.....	74
IV.1.4. Choix des éléments.....	75
IV.1.5. Présentation du logiciel de calcul ETABS.....	76
IV.2.Etude sismique.....	78
IV.2.1.présentation de la méthode de calcul.....	78
IV.2.2.Méthode statique équivalente.....	78
IV.2.3. Méthode d'analyse modale spectrale.....	78
IV.2.4. Choix de la méthode de calcul.....	79
IV.2.4.1. méthode dynamique modale spectrale.....	79
IV.2.5. Modélisation de la structure.....	84
IV.2.5.1.Caractéristiques géométriques et massique de la structure.....	85
IV.2.5.2.Caractéristiques dynamiques de la structure	86
IV.2.5.3.Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale	87
IV.2.6. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	94
IV.2.7. Vérification des déplacements latéraux inter-étage.....	96
IV.2.8. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	98
IV.2.9. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble.....	100
IV.2.10.Vérification de l'effort normale réduit.....	103

IV.4. Méthode dynamique.....	103
IV.3.1. Evaluation des actions sismiques dans les analyses dynamiques.....	104
IV.3.2. Les procédures d'analyse dynamique.....	104
IV.3.3. Choix du spectre de réponse.....	104
IV.3.4. Les combinaisons des réponses modales spectrales.....	104
IV.4. Conclusion.....	105

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Ferrailage des poteaux	106
V.1.1. Calcul des armatures longitudinales.....	108
V.1.2. Ferrailage transversal.....	109
V.1.3. Calcul des armatures longitudinal.....	110
V.1.4 Calcul des armatures transversales.....	113
V.1.5. Présentation des résultats de calcul de ferrailage.....	116
V.2. Ferrailage des poutres.....	122
V.2.1. Calcul du ferrailage longitudinal.....	123
V.2.2. Ferrailage transversal.....	124
V.2.3. Recouvrement des armatures longitudinales.....	125
V.2.4. Vérification des zones nodales.....	126
V.3. Ferrailage des voiles.....	129
V.3.1. Introduction.....	129
V.3.2. Règles communes.....	129
V.3.2.1. Ferrailage vertical.....	129
V.3.2.2. Ferrailage horizontal.....	130
V.3.2.3. Armatures transversales.....	130
V.3.2.4. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant.....	133
V.3.2.5. Les résultats de ferrailage.....	134
V.3.2.5.1. Ferrailage verticale.....	134
V.3.2.5.2.Ferrailage horizontal.....	135

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Choix de type de fondations.....	138
VI.1.1.Fondations superficielles.....	138
VI.1.2.Fondations profondes.....	139
VI.2.Les facteurs de Choix du type de fondation.....	139
VI.3.Etude des fondations.....	139
VI.4.choix du type de fondation.....	140
VI.5. Etude du radier.....	141
VI.5.1. Epaisseur du radier.....	142
VI.5.2. Calcul de surface minimale du radier.....	143
VI.5.3. Le calcul de D (débordement).....	143
VI.5.4. Vérification du radier.....	143
VI.5.4.1. Vérification de non poinçonnement.....	143
VI.5.4.2. Condition de résistance au cisaillement.....	145
VI.5.5.Ferraillage du radier.....	150
VI.5.6.Schéma de ferraillage du radier.....	156
VI.6.Etude des nervures.....	156
VI.6.1.Détermination des sollicitations.....	156
VI.6.2.Ferraillage des nervures.....	160
VI.6.3.Schéma de ferraillage des nervures.....	165

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1 : Les classes des granulats.....	8
Tableau I.2 : les types d'aciers.....	13
Tableau I.3 : Hypothèse de calcul.....	16

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT

Tableau II.1 : Désignation des éléments du plancher terrasse	19
Tableau II.2: Désignation des éléments du plancher courant	20
Tableau II.3: Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur.....	22
Tableau II .4 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.....	23
Tableau II.5: tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et la détermination de la section des poteaux	26

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1 Calcul du moment.....	41
Tableau III.2 Calcul des sollicitations.....	46
Tableau III.3. Tableau récapitulatif des moments de la dalle pleine.....	69
Tableau III.4. Tableau récapitulatif des armatures longitudinales.....	69
Tableau III.5. Tableau récapitulatif des vérifications.....	72

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités P_q	83
Tableau IV.2 : Les valeurs du poids propre W	84
Tableau IV.3 : Centre des masses et centre de torsion de chaque étage.....	86
Tableau IV.4 Modes de vibration et taux de participation des masses.....	87
Tableau IV.5: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale).....	90
Tableau IV.6: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal).....	90
Tableau IV.7 : Combinaisons des réponses modales.....	91
Tableau IV.8: Vérification de la force sismique (statique et dynamique).....	92

Tableau IV.9: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.....	93
Tableau IV.10 : Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.....	93
Tableau IV.11: La distribution de la résultante des forces sismique selon la.....	95
Tableau IV.12: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur (sens Y-Y).....	96
Tableau IV.13 : Le déplacement inter-étage dans le sens X-X.....	97
Tableau IV.14: Le déplacement inter-étage dans le sens Y-Y.....	97
Tableau IV.15: Vérification de l'effet P - Δ sens X-X.....	99
Tableau IV.16: Vérification de l'effet P- Δ sens Y-Y.....	99
Tableau IV.17: Calcul de moment de renversement dans le sens X-X.....	101
Tableau IV.18: Calcul de moment de renversement dans le sens Y-Y.....	101
Tableau IV.19 : Centre de gravité et de torsion.....	102
Tableau IV.20: Vérification de renversement.....	102
Tableau IV.21: Vérification de l'effort normale.....	103

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau .V.1 Les résultats des autres cas.....	111
Tableau V.2. Calcul de section d'armature des poteaux adhérent aux voiles à la situation durable.....	116
Tableau V.3. Calcul de section d'armature des poteaux adhérent aux voiles à la situation accidentelle	117
Tableau V.4. Calcul de section d'armature des poteaux non adhérent aux voiles à la situation durable.....	117
Tableau V.5 Calcul de section d'armature des poteaux non adhérent aux voiles à la situation accidentelle.....	118
Tableau V.6 Choix des armatures longitudinales des poteaux adhérent aux voiles.....	119
Tableau V.7 Choix des armatures longitudinales des poteaux non adhérent aux Voiles.....	119

Tableau V.8 Les résultats du ferrailage transversal.....	120
Tableau V.9 Les sollicitations de calculs.....	122
Tableau V.10 Le ferrailage longitudinal.....	123
Tableau V.11 Vérification des contraintes.....	124
Tableau V.12 Armatures transversales des poutres.....	125
Tableau V.13 Moment résistant dans les poutres.....	126
Tableau V.14. Vérification finale.....	126
Tableau V.15. Ferrailage des voiles verticales en sens x.....	134
Tableau V.16. Ferrailage des voiles verticales en sens y.....	135
Tableau V.17. Ferrailage des voiles horizontales en sens x.....	135
Tableau V.18. Ferrailage des voiles horizontales en sens y.....	135

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.1 : Vérification des contraintes sous le radier.....	148
Tableau VI.2 : Vérification de la stabilité au renversement du radier.....	149
Tableau VI.3 : Les moments dans la dalle du radier à L'ELU.....	152
Tableau VI.4: Les moments majorés en travée et aux appuis de la dalle du radier.....	152
Tableau VI.5: Les sections des armatures de la dalle du radier à L'ELU.....	153
Tableau VI.6 : Section d'armature de débord du radier	154
Tableau VI.7 : Vérifications des contraintes de compression dans le béton du débord.....	155
Tableau VI.8: Charges revenantes à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).....	158
Tableau VI.9: Charges revenantes à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).....	159
Tableau VI.10 : Les sollicitations dans les nervures.....	160
Tableau VI.11: Ferrailage longitudinal des nervures dans les deux sens.....	161
Tableau VI.12 : Vérifications des contraintes tangentes dans les nervures.....	162
Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes de compression dans le béton des nervures.....	163
Tableau VI.14 : Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures.....	163
Tableau VI.15: Vérification des contraintes sous le radier après l'augmentation	

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1. Façade principale.....	1
Figure I.2. Vue satellite du projet.....	2
Figure I.3. Dimensions en plan.....	2
Figure I.4 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton.....	11
Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).....	12
Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de calcul.....	14
Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	14
Figure I.7 : Diagramme des déformations limites de la section.....	17

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT

Figure II.1 : Constituant d'un plancher terrasse.....	19
Figure II.2 : Constituant d'un plancher courant.....	19
Figure II.3 : Mur intérieur.....	22
Figure II.4 : Mur extérieur(double cloison).....	22
Figure II.5 : Schéma de poteau central.....	24
Figure II.6 : Schéma de poteau du rive	24
Figure II.7 : Schéma de poteau d'angle.....	25
Figure II.8 : Dimensions de l'acrotère	27
Figure II.9 : Coupe de voile en élévation.....	31
Figure II.10: Coupe de voile en plan.....	31

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1. Coupe transversale de l'acrotère.....	32
Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère	32
Figure III.3. Diagramme des moments et des efforts tranchants et fléchissant	33
Figure III.4. Plan ferrailage de l'acrotère.....	39
Figure III.5. Schéma statique du balcon.....	40

Figure III.6. Plan de ferrailage du balcon.....	43
Figure III.7. Les éléments d'un escalier.....	44
Figure III.8. Les éléments d'un escalier.....	45
Figure III.9. Schéma statique d'escalier.....	46
Figure III.10. Diagramme des moments fléchissant.....	47
Figure III.11. Diagramme des efforts tranchants.....	48
Figure III.12. Diagramme des moments majorés.....	48
Figure III.13. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	49
Figure III.14. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	49
Figure III.15. Diagramme des moments majorés à l'ELS.....	50
Figure III.16. Schéma de ferrailage des escaliers.....	54
Figure III.17. Charge à l'ELU.....	55
Figure III.18. Diagramme des moments fléchissant.....	56
Figure III.19. Charge à l' ELS.....	57
Figure III.20. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	58
Figure III.21. Diagramme des efforts tranchants.....	58
Figure III.22. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	61
Figure III.23. Schéma statique d'une poutrelle.....	63
Figure III.24. Diagramme de moment fléchissant.....	63
Figure III.25. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	63
Figure III.26. Coupe transversale de la poutrelle.....	64
Figure III.27. Disposition des armatures du plancher.....	67
Figure III.28. Répartition de la charge localisée sur la dalle.....	68
Figure III .29. Ferrailage de la dalle de salle machine.....	73

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Figure IV.1: Schéma de la structure en 3D.....	77
Figure IV.2 Disposition des voiles.....	85
Figure IV.3. Premier mode (translation XX).....	88
Figure IV.4. Deuxième mode (translation YY).....	88
Figure IV.5. Troisième mode (Rotation).....	89
Figure IV.6. Spectre de réponse.....	94

Figure V.7 : Présentation de l'effet P - Δ sur la structure.....	98
Figure IV.8 : Moment de renversement.....	100

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure V.1 Représentation des efforts internes.....	108
Figure V.2. Représentation schématique d'un poteau.....	110
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux (50x50)	115
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux (55x55)	120
Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux (50x50)	121
Figure V.6. Schéma de ferrailage des poteaux (45x45)	121
Figure V.7. Schéma de ferrailage d'une poutre principale en travée.....	127
Figure V.8. Schéma de ferrailage d'une poutre principale en appui.....	127
Figure V.9. Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire en travée.....	128
Figure V.10. Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire en appui.....	128
Figure V.11. Sollicitations des voiles.....	129
Figure V.12. Diagramme des contraintes.....	131
Figure V.13. Schema de ferrailage d'un voile.....	136
Figure V.14. Schema de ferrailage de l'ensemble voile poteau.....	137

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1 : Radier nervuré.....	141
Figure VI.2 : Schéma de transmission des charges	144
Figure VI.3 : Schéma de transmission des charges.....	144
Figure VI.4: Le panneau le plus sollicité.....	152
FigureVI.5: Schéma statique de débord du radier.....	154
Figure VI.6: Schéma de ferrailage de la dalle du radier.....	156
Figure VI.7: Schéma de ferrailage des nervures dans les deux sens.....	165



BIBLIOGRAPHIE



Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

☞ **Règlements :**

RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.

CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

BAEL91V99 : béton armé aux états limites.

DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Thèses traitées par les anciennes promotions.

☞ **Logiciels :**

ETABS.....Analyse des structures

RDM 6.....Calculs des sollicitations

AUTOCADDessin.

EXCEL 2010.....Calcul.

WORD 2010.....Traitement du texte.

SOCOTEC.....Ferrailage

SYMBOLES ET NOTATIONS

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

RDC : Rez-de-chaussée.

E/sol : Entre sol.

HA : Aciers à haute adhérence.

R.L : Aciers ronds lisses.

T.S : Aciers treillis soudés.

Q : Charge d'exploitation.

G : Charge permanente.

Q: Charge d'exploitation sur la terrasse.

E : Charges accidentelle.

F : Force concentrée.

M : Moment, Masse.

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

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

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

M_{tu} : Moment en travée à l'état limite ultime.

M_{ts}: Moment en travée à l'état limite de service.

M_{au}: Moment sur appuis à l'état limite ultime.

M_{as} : Moment sur appuis à l'état limite de service.

T : Effort tranchant, Période.

T_u, V_u: Effort tranchant ultime.

W : Poids total de la structure.

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique.

K : Nombre de modes retenues, coefficient de raideur du sol.

ρ : poids volumique.

θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge

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

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

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

G : module d'élasticité transversale.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

B_r : Aire d'une section de béton (brute).

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

ν : Coefficient de poisson

g : Accélération de la pesanteur, Larguer de la marche.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

C : Cohésion.

F_{eE} : Limite d'élasticité de l'acier.

A_s : Aire d'une section d'acier.

\emptyset : Diamètre des armatures.

A_t : Section d'armatures transversales.

A_p : Les armatures de peau.

A_r : Les armatures de répartition.

S_t : Espacement.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ_m : Contrainte moyenne sous le radier.

E_s : Module d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

L : Longueur ou portée.
L_{xmax}: La longueur maximale suivant l'axe XX.
L_{ymax}: La longueur maximal suivant l'axe YY.
B : Larguer.
e : Epaisseur.
e_v: Epaisseur de volée.
e_p: Epaisseur de la paillasse.
α : L'angle de projection.
b : Une dimension (largeur d'une section).
b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.
h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton
h : Hauteur.
h_e: Hauteur libre d'étage.
n : Nombre de marche.
n_c: Nombre de contre marche.
d : Hauteur utile.
S : Surface.
S_{rad}: Surface du radier.
G_{rad} : Poids du radier.
h_r: L'épaisseur du radier.
I : Moment d'inertie.
I_{fi}: Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv}: Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
L_f: Longueur de flambement.
λ : Elancement.
f : Flèche.
f : Flèche admissible.
f_i: Flèche due aux charges instantanées.
f_v: Flèche due aux charges de longue durée.
I_{fi}: Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv}: Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
Y : Position de l'axe neutre.
i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

X-X: Axe des abscisses.

Y-Y : Axe des ordonné'.

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

Introduction générale

Le souci majeur d'un ingénieur en Génie civil est de concevoir et réaliser un édifice qui est capable de résister à toutes les actions qui le sollicitent. Pour atteindre ce noble objectif, les experts de la construction ont mis en évidence des règles et des normes pour règlementer l'acte de bâtir et préserver la vie des usagers.

Vers la fin des années 30, dans certains pays on est passé au dimensionnement par le calcul à la rupture Cette méthode présente un net progrès sur la précédente. Le premier règlement établi à partir de cette méthode (méthode brésilienne) est adopté en 1939.

Par la suite, la notion d'états limites, se substituera progressivement au seul critère de rupture. Le premier règlement de construction adopté par les ingénieurs est le règlement CCBA 68 (approuvé en 1968), dit aussi règlement « aux contraintes admissibles ». Il constitue un prélude au règlement BAEL.

Les règles BAEL, depuis leur adoption n'ont cessé de subir de multiples modifications dont les plus importantes ont eu lieu en 1991 et en 1999.

En Algérie les expériences dramatiques vécues suite aux séismes dévastateurs d'EL Asnam en 1980 et de Boumerdès en 2003, ont contraint les professionnels de génie parasismique à revoir et à modifier ainsi le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiées. Ce règlement est venu pour compléter le CBA 93 (Code de calcul des ouvrages en béton armé) basé aussi sur la théorie des états limites.

Donc l'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir, cette étude vise à mettre en application toutes les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Le projet qu'on va entamer consiste en l'étude d'un bâtiment en R + 8 + Sous-Sol à usage d'habitation et commerce. Il est situé à la wilaya de Boumerdes classée en zone forte sismicité III d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99V2003).

Ce projet présente des particularités, notamment une régularité en plan et en élévation, contreventé par des portiques et voiles porteurs en béton armé. L'étude de ce projet sera menée dans le strict respect des règles du béton armé aux états limites (CBA 93, BAEL 91/99) et des règles parasismiques Algériennes (RPA 99/2003), il sera organisé en six chapitres dont Le premier chapitre portera sur la présentation complète de l'ouvrage et la définition des différents éléments qui le constituent, le choix des matériaux à utiliser ainsi que la déclaration des différentes hypothèses de calcul. Dans le deuxième chapitre, on va établir le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment. Le troisième

chapitre consistera à calculer les éléments non structuraux de l'ouvrage (planchers, acrotère, balcon, escalier).

Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. Cette étude sera faite par une analyse sur le logiciel de calcul par éléments finis ETABS. Le calcul de ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) fera l'objet du cinquième chapitre de notre étude, où nous allons nous baser sur les résultats donnés par le logiciel de calcul par éléments finis ETABS.

Enfin. Nous terminerons ce travail par l'étude de l'infrastructure.

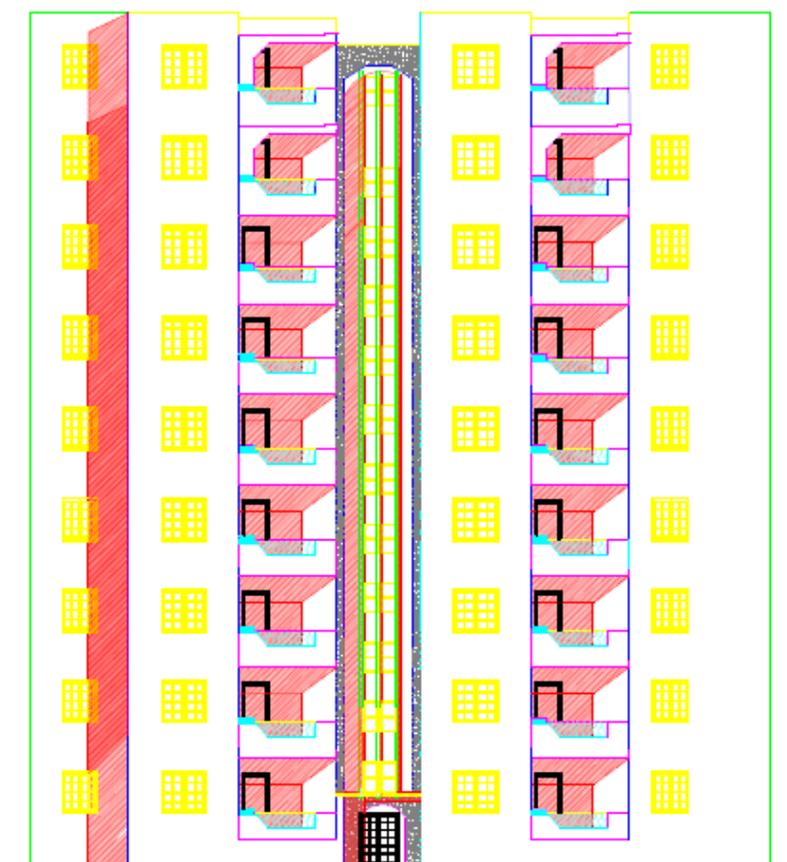
Présentation de l'ouvrage

Introduction :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage d'habitation, Sa structure est en **R+8+1S/S** implantée à **BOUMERDES**. Cette région est classée comme zone de forte sismicité (**zone III**) selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (**RPA 99/version 2003**). Cet ouvrage est Réalisé sur un site meuble (catégorie S3) avec une Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2,3$ bars.

I.1.Présentation de l'ouvrage:

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme régulière en élévation.



FAÇADE PRINCIPALE

Figure I.1. Façade principale

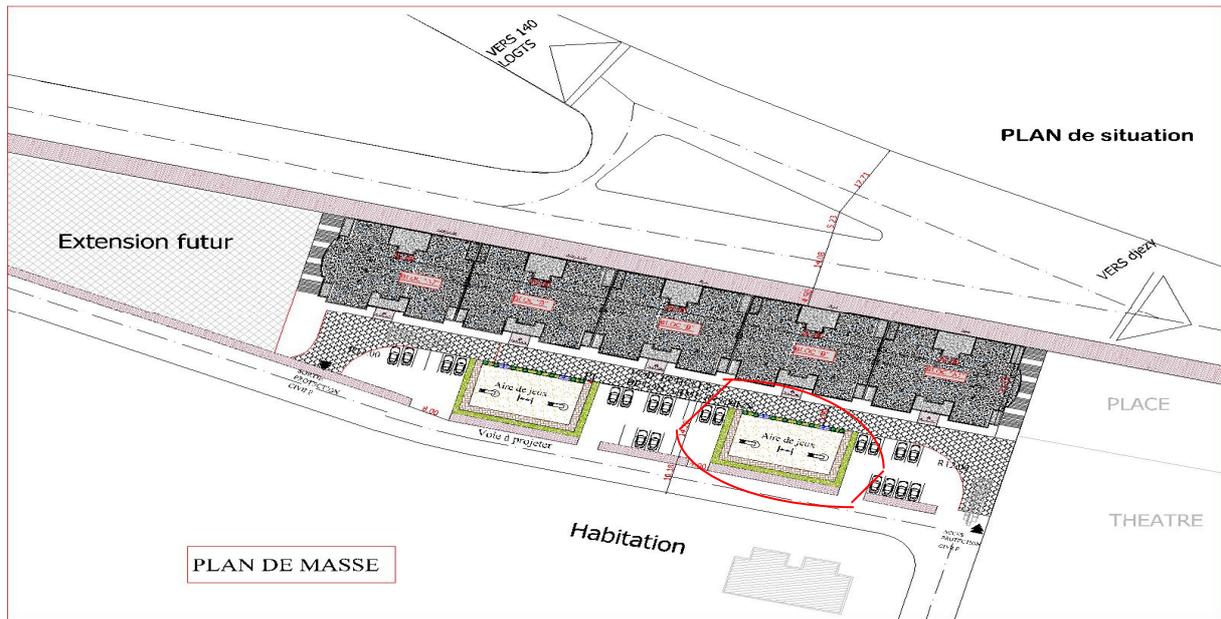


Figure I.2. Vue satellite du projet

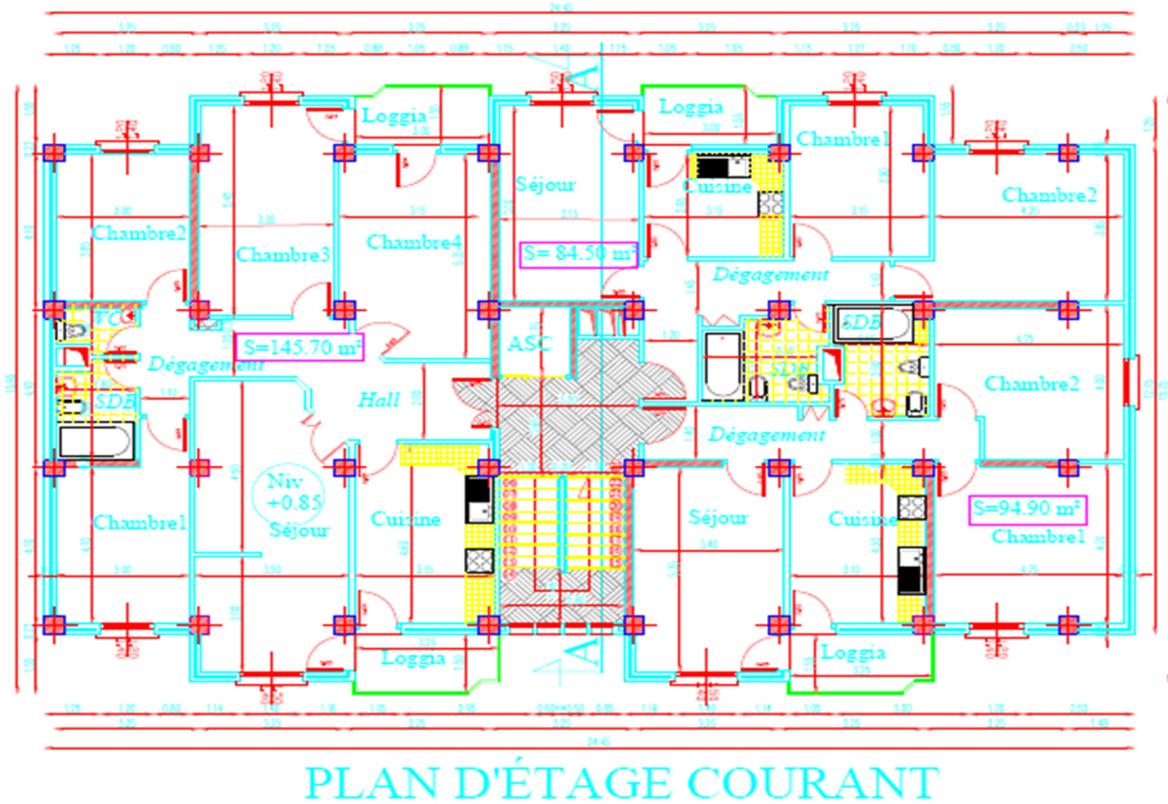


Figure I.3. Dimensions en plan

I.2. caractéristique géométriques de l'ouvrage :

I.2.1 dimensions en élévation :

- ✓ Hauteur totale de bâtiment $H = 27,54m.$
- ✓ Hauteur de sous sol $H = 2,72 m.$
- ✓ Hauteur de RDC ,1^{ere} au 8^{eme} étage $H = 3,06m.$

I.2.2 dimensions en plans :

- ✓ Longueur selon x : $L_x = 24,45m.$
- ✓ Largeur selon y : $L_y = 15,85m.$

I.3.Choix du système de contreventement:

Notre bâtiment dépasse deux niveaux et il est situé en zone **III**. Le contreventement par portique est donc écarté et le choix va se porter un contreventement mixte (**voiles et portiques**).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier se qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

• I.4. Conception de la structure du bâtiment :

• I.4.1 Ossature :

- Étant donné que la hauteur du bâtiment est (27,54m), alors la stabilité de notre structure est assurée par un système d'ossature mixte formée de portiques et de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal). (**RPA art 3.4.A.1.a**).

• I.4.2 Planchers :

- Vu que tous les panneaux des dalles sont identiques de dimension (4,10 × 3,25)m², nous avons opté pour un plancher semi préfabriqué composé de (Corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- *Facilité de réalisation*
- *Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique*
- *Il assure l'isolation acoustique et thermique*
- *Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu).*

I.4.3 Maçonnerie :

- *les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.*
- *les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur de 10cm.*
- *Le revêtement horizontal sera en dalle de sol pour les pièces et les salles d'eau.*
- *L'enduit sera en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds en mortier pour les murs extérieurs.*

I.4.4 La Terrasse :

Dans notre projet la terrasse est inaccessible.

I.4.5 Les Escaliers :

Les escaliers permettent la circulation verticale des personnes, notre structure comporte un seul type d'escalier, il est composé d'une paillasse et d'un palier de repos.

I.4.6 L'ascenseur :

L'ascenseur permet la circulation verticale des personnes, constituées de deux voiles parallèle.

I.5. Présentation des règles CBA :

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé", en abrégé "C.B.A. 93", à pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

I.5.1. L'état limite :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux états limites:

I.5.1.1 Etat Limite Ultime: (ELU)

Correspondant à la limite:

- *Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement).*
- *Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).*
- *Soit de la stabilité de forme.*

I.5.1.2 Etat Limite de Service(ELS) :

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- *Etat limite de compression du béton.*
- *Etat limite d'ouverture des fissures.*
- *Etat limite de déformation.*

I.5.1.3 Actions et combinaisons d'actions :

a) Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et à la déformation imposée, elles proviennent donc :

- *Des charges permanentes.*
- *Des charges d'exploitations.*
- *Des actions accidentelles.*

➤ **Les actions permanentes G :**

- *Les charges amenées par le poids propre de la structure.*
- *Les charges amenées par les poids des autres éléments.*
- *Les poussées des terres et les pressions éventuelles de liquides.*
- *Les actions dues aux actions différées (dilatation / retrait.)*

➤ **Les actions variables Q :**

- *Les charges d'exploitation.*
- *Les charges climatiques.*
- *Les charges amenées en cours d'exécution.*
- *Les actions de la température.*

➤ **Les actions accidentelles :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,...etc.)

b) Combinaison d'actions :

Les sollicitations, éléments de réduction des forces extérieures et des couples appliqués aux éléments de structure, sont déterminées après combinaisons des actions.

➤ **Situations durables :**

Les sollicitations de calcul à l'ELU sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : **(art B.6.1.21) BAEL91/99.**

$$ELU : 1,35G + 1,5 Q$$

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

$$ELS : G + Q$$

➤ **Situations accidentelles : (5.2) RPA99/2003**

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

$$G + Q \pm 1.2E$$

Avec :

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

E : effort sismique.

I.6. Caractéristique des matériaux

I.6.1 Béton :

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

Le béton résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la

compression est de l'ordre de 20 à 60 MPa et la résistance à la traction est de l'ordre de (2 à 4 MPa) .

I.6.1.1 Les composants du béton :

a) Le Ciment :

Le ciment est un liant hydraulique à base de calcaire et d'argile qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine, le "cru", s'hydratant en présence d'eau. Il forme ainsi une pâte qui fait prise et qui durcit progressivement. C'est le constituant de base du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide. On peut adjoindre au ciment des ajouts comme le laitier de haut fourneau, les cendres volantes, les fillers calcaires, les fumées de silice, ... afin d'améliorer les qualités mécaniques du béton.

Il existe plusieurs types de ciments, chacun est employé pour un travail bien déterminé :

- **Selon la classe de résistance:** on distingue 3 classes de résistance:
 - ✓ 32,5MPa (la résistance min à la compression à 28j).
 - ✓ 42,5MPa (la résistance min à la compression à 28j).
 - ✓ 52,5MPa (la résistance min à la compression à 28j).

- **Selon la composition:** il existe cinq types de ciment suivant la norme NFP15-301, A chaque type correspond une désignation particulière, ainsi l'appellation « CPA CEM 32,5 » à un ciment portland artificiel dont la résistance à la compression est comprise entre 32,5 et 52,5 MPa (CEM est la dénomination européenne du ciment), on distingue :
 - ✓ Le ciment portland artificiel : **CEMI (95%de clinker +5%gypse).**
 - ✓ Le ciment portland composé : **CEMII (CPJ).**
 - ✓ Le ciment de haut-fourneau : **CEMIII (CHF).**
 - ✓ Le ciment pouzzolanique : **CEMIV (CPZ).**
 - ✓ Le ciment composé « laitier + cendres »: **CEMV (CLC).**

b) Les Granulats :

Les granulats c'est l'ensemble de grains minéraux appelés, fines, sables, gravillons ou cailloux, suivant leur dimension comprise entre 0 et 80mm. Ils constituent le squelette du béton et améliorent leur résistance mécanique.

Tableau I.1 : Les classes des granulats

	Sables	Gravillons	Cailloux
Fins	0,08 à 0,315	5 à 8	20 à 31,5
Moyen	0,315 à 1,25	8 à 12,5	31,5 à 50
Gros	1,25 à 5	12,5 à 20	50 à 80

c) l'eau :

L'eau sert à l'hydratation du ciment et à assurer une ouvrabilité suffisante du béton. On peut utiliser de l'eau potable, mais pas d'eau de mer. Il faut faire attention à l'excès d'eau qui peut amplifier le phénomène de retrait et provoquer la fissuration du béton.

d) Les adjuvants:

Un adjuvant est un produit chimique ajouté aux bétons, mortiers et coulis au moment de leur confection pour modifier leurs caractéristiques et améliorer certaines propriétés telles que la rhéologie, la cinétique d'hydratation et quelques performances mécaniques selon le besoin.

❖ **Les dosages du béton :** dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

➤ **Granulats :**

- ✓ Sable (0/5) : 800 L
- ✓ Gravier (5/25): 400 L

➤ **Ciment :**

- ✓ CPA (32,5) : 350 Kg/m³

➤ **Eau de gâchage :** 175 L

☞ **Remarque :**

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2500 Kg/m³.

I.6.1.2 Caractéristiques du Béton :

a) Résistance caractéristique à la compression :(Art 2-1-11 BAEL 91).

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite:

résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} . Elle est déterminée à la base d'écrasement d'éprouvette cylindrique droite normalisée (16×32).

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} .

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à (j) jours, définies à partir de f_{c28} , par :

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

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

✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ Mpa :

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

Dans notre cas on considère que $f_{c28} = 25$ MPa

❖ La résistance caractéristique à la traction :(art A.2.1.12) BAEL91/99

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, Conventionnellement elle est défini par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

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

b) Module de déformation longitudinale du béton :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

• Module d'élasticité instantanée : Art .2.1, 22 BAEL 91 :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet que le module de déformation longitudinale qu'on note « E_{ij} » est égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ \text{Pour } j = 28 \text{ jours } f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa.} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

- **Module d'élasticité différée : Art (A.2.1, 22 BAEL91/99)**

On l'utilise pour les charges de longues durées (cas courant). La déformation différée du béton comprenant le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ses deux phénomènes qui s'additionnent sans atténuation, noté E_{vj} , il est donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_c j} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{Pour } j = 28 \text{ jours } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 10818,865 \text{ MPa}$$

- c) **Module de déformation transversale du béton : Art (A.2.1, 3 BAEL 91/99)**

Il est noté « G », il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec : E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

- e) **Coefficient de poisson (ν): Art (A.2.1, 3 BAEL 91/99)**

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0,2$ dans le cas des états limitent de services.

$\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes.

- f) **Contraintes limites :**

- ✓ **Etat Limite Ultime (ELU)**

- **Diagramme σ/ε du béton :(Art A.4.3, 41 BAEL 91/99)**

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme dit "parabole- rectangle" (Fig. 4).

En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe cidessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole- rectangle :

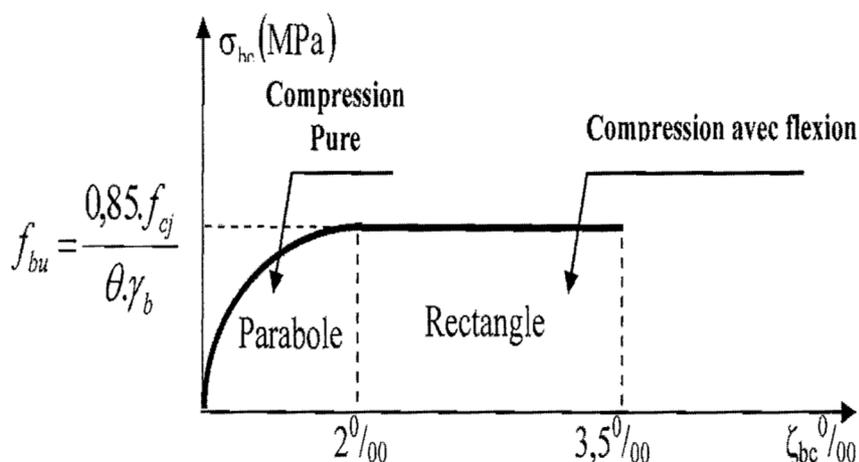


Figure I.4 : Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-déformations du béton

Avec :

- f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$
 - γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut (1,5) pour les combinaisons normales et (1,15) pour les combinaisons accidentelles.
 - θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.
- ✓ **Contrainte de Cisaillement (τ_u) : Art (A.5.1.21 BAEL 91/99)**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min (0,13 f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau} = \min (3,25\text{MPa}, 5 \text{MPa}) = 3,25\text{MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,10 f_{c28}, 4 \text{MPa}) \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min (2,5 \text{MPa} , 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa} .$$

✓ **Contrainte limite de service (ELS) : Art A.4.5, 2 BAEL 91.**

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

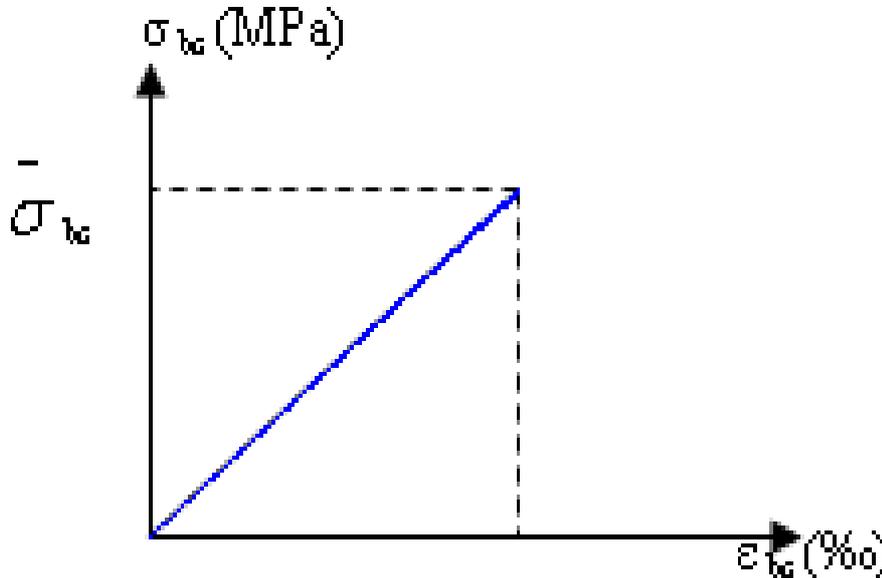


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$.

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

I.6.2 Les aciers :

I.6.2.1 Définition :

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

- Aciers doux pour 0,15 à 0,25 % de carbone.
- Aciers haut adhérence pour 0,25 à 0,40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$.

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- ✓ **Les aciers à haute adhérence** : FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500 (MPa).
- ✓ **Treillis soudé** : Quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type TS520.

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance FeE400 type 1, $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Tableau I.2: les types d'aciers

Types	Nuance	Limite élastique Fe(MPa)	Limite de rupture (MPa)	Allongement à la rupture
Haute adhérence(HA)	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	550	12
	FeE215	215	480	14
Treillis soudés (TS)	FeE500	500	550	12

- **Dans notre ouvrage** : on utilisera
 - ✓ Aciers de haute adhérence FeE400armatures longitudinales et transversales.
 - ✓ Treillis soudés (TS) FeE400.....Dalles de compression.

I.6.2.2 Module de déformation longitudinale : Art (A.2.2, 1 BAEL 91/99)

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale sera égale à :

$$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ MPA}$$

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation de la figure (I.6).

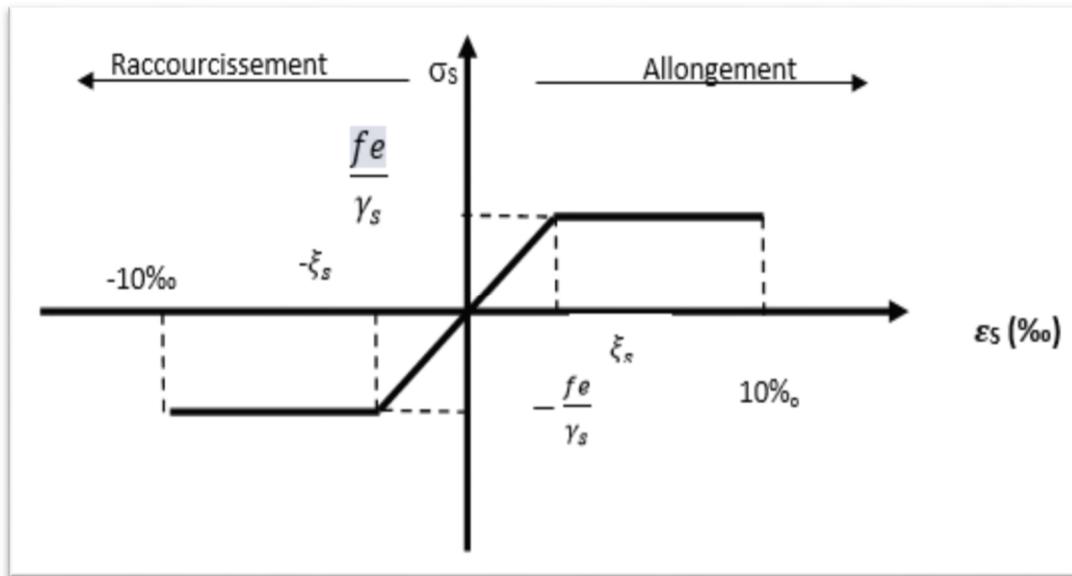


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de calcul

Où :

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ Avec } E_s = 200000 \text{ MPa.} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ cas de situations durable ou transitoire.

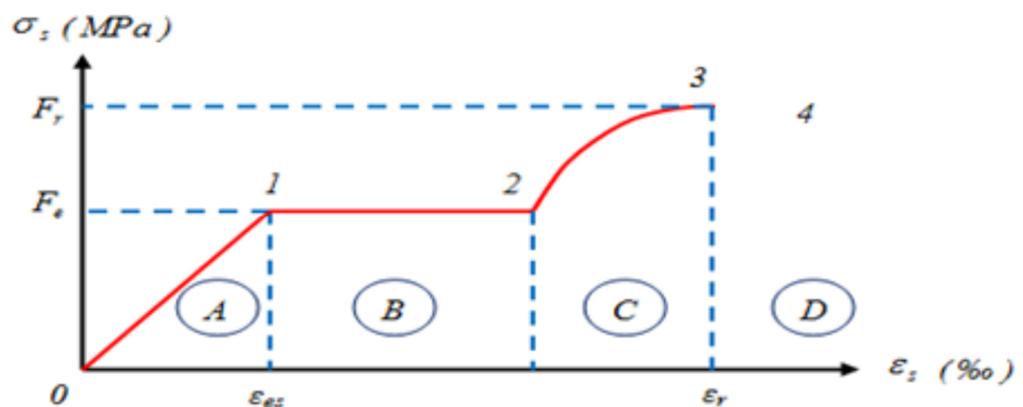


Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

- F_r : Résistance à la rupture.
- F_e : Limite d'élasticité.
- ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.
- ϵ : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone 0-1 (A) : Domaine élastique.
- Zone 1-2 (B) : Domaine élasto-plastique .
- Zone 2-3 (C) : Domaine plastique.
- Zone 3-4 (D) : Domaine de rupture

✓ **Contrainte limite de service :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}).$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}}).$$

η : Coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1,65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Tableau I.3 : Hypothèse de calcul.

Résistance caractéristique du béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
Limite élastiques des aciers	$f_e = 400 \text{ MPa}$
Contrainte de calcul du béton à L'ELU	$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$
Contrainte de calcul du béton à L'ELS	18 MPa
Fissuration	<i>Peu préjudiciable, préjudiciable ou très préjudiciable</i>
Enrobage des aciers	$2,5 \text{ cm}$ et 3 cm
Module d'élasticité différé du béton	$E_{vj} = 10818,865 \text{ MPa}$
Module d'élasticité instantané	$E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$
Contrainte tangentielle	$\tau_u = 2,1 \text{ MPa}$
Module de déformation longitudinale d'acier	$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$

I.7. Hypothèses de calcul:

Conservation des sections planes après déformation.

- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2 ‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- ✓ **Pivot A** : les pièces soumises à la flexion simple/composée ou à la traction simple.
- ✓ **Pivot B** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- ✓ **Pivot C** : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple

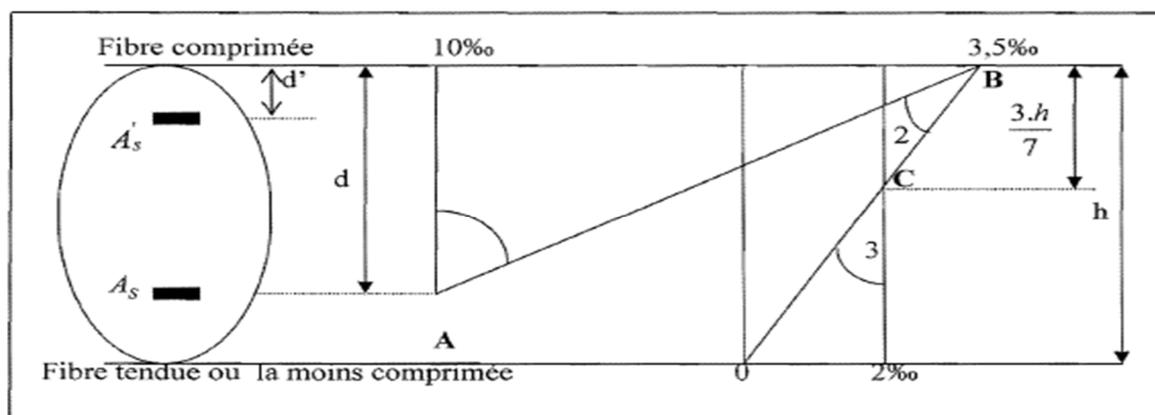


Figure I.8 : Diagramme des déformations limites de la section.

- ❖ **Etats limites de service (ELS):** Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils correspondent à:
 - ✓ la valeur limite de la compression du béton ou de traction des aciers.
 - ✓ la valeur limite de l'ouverture des fissures pour la sécurité de l'ouvrage.
 - ✓ la valeur limite des déformations acceptables des éléments de la structure.

➤ **Hypothèses de calcul à l'ELS :**

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures. Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E = 15E_b$; $n = 15$).

$n = 15$: coefficient d'équivalence.

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Choix de type du plancher :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment, destiné à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux.

Dans ce projet on adopte des planchers à corps creux, et une dalle pleine autour de l'ascenseur

Les planchers sont constitués d'hourdis, d'une dalle de compression ferrillée par treillis soudés et de poutrelles en béton armé placées suivant le sens de la plus petite portée ,leurs fonctions essentielles sont :

- La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- L'isolation acoustique et thermique entre étages.
- Transmission des différentes charges aux éléments porteurs.

Selon la condition de la flèche, l'épaisseur du plancher doit vérifier la condition **BAEL91** :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad \text{Tel que :}$$

h_t : Représente l'épaisseur du plancher.

L : Représente la plus grande portée dans le sens des poutrelles (sens secondaires),

$$L = \text{Min} (l_x \text{ max}, l_y \text{ max})$$

Dans notre cas

$$L = 3,25 \text{ m} \quad h_t \geq \frac{325}{22,5} = 14,44$$

Donc $h_t \geq 14,44 \text{ m}$.

De plus h_t doit vérifier la condition du **BAEL 91** :

$$h_t \geq \frac{M_t}{15M_0} L$$

$$\text{Avec } M_t = 0,75 M_0$$

$$h_t \geq \frac{0,75}{15} 325 = 16,25 \text{ cm}$$

On prend $h_t = 20 \text{ cm}$.

on adopte un plancher de type (16+4) cm.

Avec : 16 cm → corps creux 4 cm → la dalle de compression.

a/ plancher terrasse :

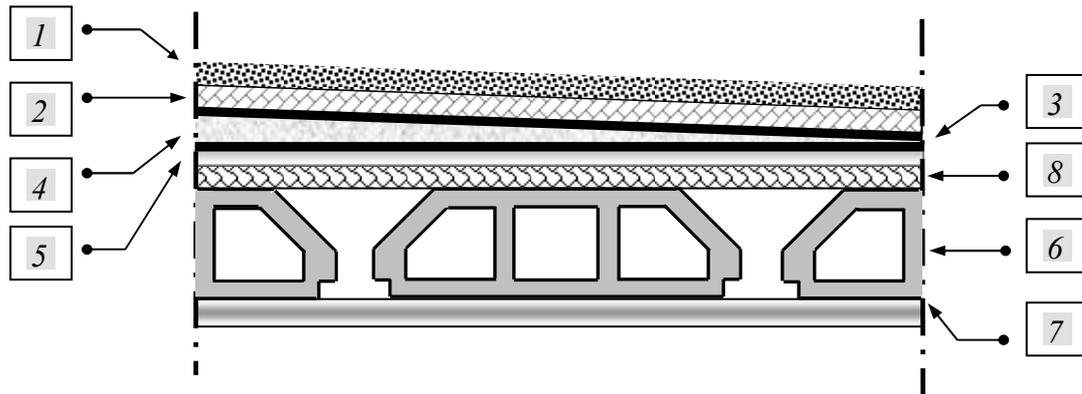


Figure II.1 : Constituant d'un plancher terrasse

Tableau II.1 : Désignation des éléments du plancher terrasse

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)
1 Gravillon de protection	5	16
2 Multicouche d'étanchéité	2	6
3 Papier kraft	2 feuilles	/
4 Forme de pente	8	23
5 Isolation thermique	8	4
6 Plancher corps creux (16+4)	20	/
7 Enduit en plâtre	2	10
8 mortiers de pose	2	22

b/ plancher courant :

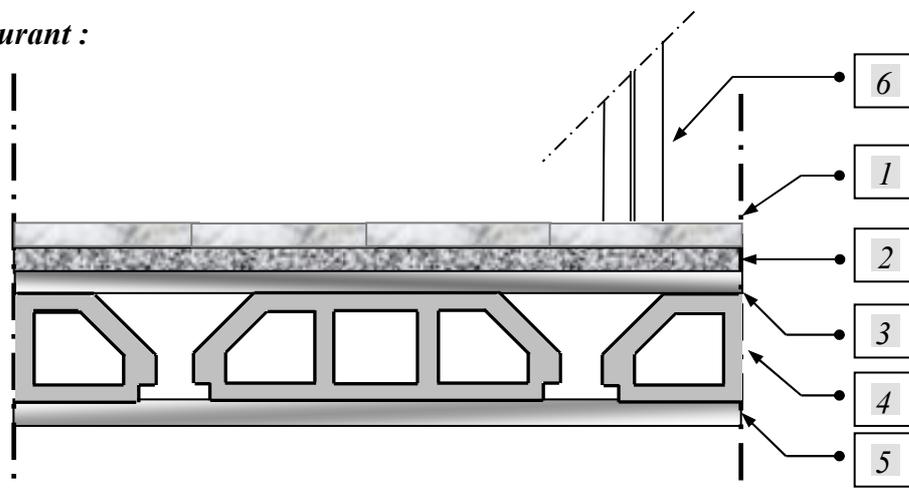


Figure II.2 : Constituant d'un plancher courant.

Tableau II.2: Désignation des éléments du plancher courant

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)
1 Carrelage	2	20
2 Chape de mortier	2	20
3 Lit de sable	2	18
4 Plancher corps creux (16+4)	20	/
5 Enduit en plâtre	2	10
6 Cloison de séparation	/	/

II.2. Les poutres :

Les dimensions des poutres doivent vérifier la condition du **BAEL91** :

II.2.1. Poutres transversales (poutres principales) :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Leftrightarrow 27,33 \leq h \leq 41$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,8 h \Leftrightarrow 0,3 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40 \Leftrightarrow 12 \leq b \leq 32$$

On prend $b \times h = (30 \times 40)$ cm.

Vérification des conditions du RPA :

- $H \geq 30$ cm $\rightarrow 40 > 30$ cm
- $b \geq 20$ cm $\rightarrow 30 > 20$ cm
- $\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1,33 < 4$

II.2.2 : Poutres longitudinales (poutres secondaires) :

Avec les mêmes étapes on trouve :

$$b \times h = (30 \times 35)$$
 cm.

Vérification des conditions du RPA :

- $h \geq 30$ cm $\rightarrow 35 > 30$ cm
- $b \geq 20$ cm $\rightarrow 30 > 20$ cm
- $\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1,16 < 4$

II.3. Les poteaux :

Les poteaux sont dimensionnés à la compression simple centrée à L'E.L.U. Ils sont calculés selon les règles du RPA 99/2003 et le BAEL 91. En supposant que le béton reprend l'effort normal du à la descente de charge, nous avons :

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\frac{F_{bc}}{0,9} \cdot 0,85 \frac{Fe}{100 \sigma_s}}$$

N : l'effort ultime revenant au poteau.

B_r : section réduite du poteau.

γ_b : coefficient de sécurité à prendre pour le béton.

γ_s : coefficient de sécurité à prendre pour les aciers.

En situation durable et transitoire : $\gamma_b = 1,5$ $\gamma_s = 1,15$

II.3.1. Détermination des charges et surcharges [D.T.R.B.C.2-2] :

II.3.1.1. Les charges permanentes :

- **plancher terrasse inaccessible :**

- protection gravillon (ép. 5 cm) -----	1,00 KN / m ²
- Etanchéité multicouche -----	0,24 KN / m ²
- Papier kraft (2 feuille) -----	0,50 KN / m ²
- Forme de pente en béton maigre (ép. 8 cm) -----	0,96 KN / m ²
- Pare vapeur (feuille polyane) (ép. 1 cm) -----	0,01 KN / m ²
- Plancher en corps creux (16 + 4) cm -----	2,80 KN / m ²
- Enduit en plâtre (ép. 2cm) -----	0,20 KN / m ²
- Isolation thermique en liège (4 cm) -----	0,16 KN / m ²

$G_T = 5,87 \text{ KN / m}^2$

- **Plancher étage courant :**

- Carrelage (2 cm) -----	0,40 KN / m ²
- Chape en mortier de ciment (ép. 2 cm) -----	0,40 KN / m ²
- Couche de sable (ép. 3cm) -----	0,54 KN / m ²
- Plancher en corps creux (16 +4) cm -----	2,80 KN / m ²
- Enduit en plâtre (ép. 2 cm) -----	0,20 KN / m ²
- Cloison de répartition -----	0,90 KN / m ²

$G_{ec} = 5,24 \text{ KN / m}^2$

- **Les murs extérieurs :**

- Enduit extérieur (ép. 2 cm) -----	0,40 KN / m ²
- Enduit intérieur (ép. 1 cm) -----	0,20 KN / m ²
- Brique de 15 cm -----	1,35 KN / m ²
- Brique de 10 cm -----	0,90 KN / m ²

$G_M = 2,85 \text{ KN / m}^2$

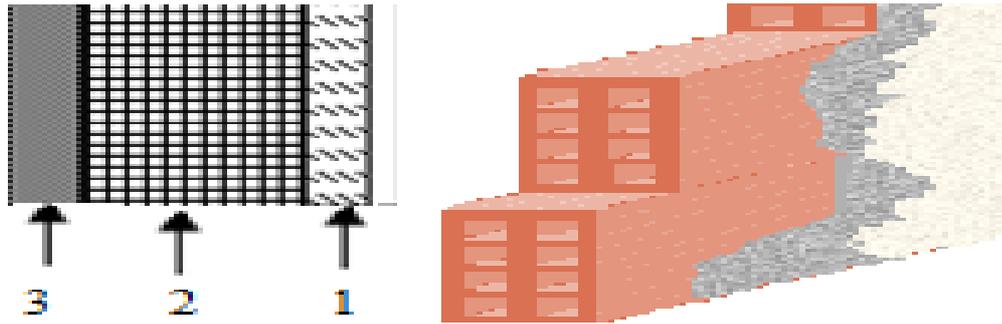


Figure II.3 : Mur intérieur.

Tableau II.3: Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur.

Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	2	10	0,2
Briques creuses	15	9	1,35
Revêtement en ciment	2	20	0,2
			Total G = 1,75

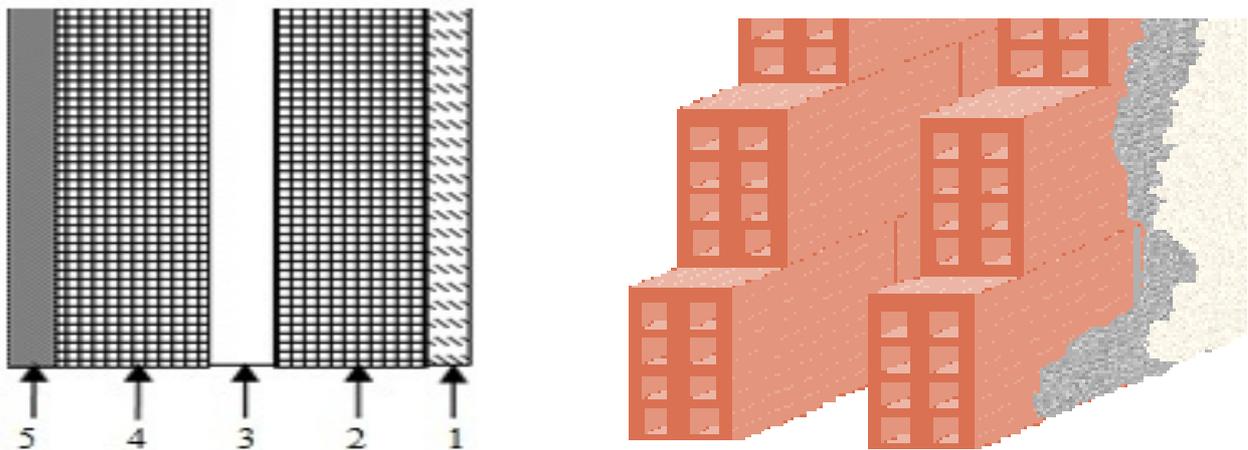


Figure II.4 : Mur extérieur(double cloison).

Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.

Les éléments	Numéro de l'élément	E (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	1	2	10	0,2
Briques creuses	2	15	9	1,35
Lame d'air	3	5	0	0
Briques creuses	4	10	9	0,9
Revêtement de Ciment	5	2	20	0,4
				Total G = 2,85

- Cloisons de séparation :

- Enduit intérieur (ép. 1 cm) ----- 0,20 KN / m²
- Enduit extérieur (ép. 1 cm) ----- 0,20 KN / m²
- Brique de 15 cm ----- 1,35 KN / m²

$G_m = 1,75 \text{ KN / m}^2$

II.3.1.2. Les charges d'exploitation :

- Plancher terrasse (inaccessible) ----- $Q_T = 1,00 \text{ KN / m}^2$
- Plancher d'étage courant (habitation) ----- $Q_{ec} = 1,50 \text{ KN / m}^2$
- Escalier (usage d'habitation) ----- $Q_e = 2,50 \text{ KN / m}^2$

II.3.2. Descente de charges BAEL91 :

La descente de charges est effectuée pour un poteau bien choisis selon sa situation et des différentes charges qui agissent dessus.

Remarque :

Pour le pré dimensionnement des poteaux on se réfère dans un premier temps au RPA2003 qui fixe la section minimale d'un poteau en zone III à $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

- ❖ La surface du plancher revenant au poteau considéré :

$$S_p = (1,9 \times 1,475) \times 4 = 11,21 \text{ cm}^2.$$

- ❖ Poids des poutres :

$$P_p = 25 [(0,30 \times 0,40)(1,9 + 1,9) + (0,30 \times 0,40)(1,475 + 1,475)]$$

$$P_p = 20,25 \text{ KN.}$$

❖ **Poids des poteaux :**

$$P_{\text{poteau}} = 25 \times [(0,30 \times 0,30) (h-0,4)]$$

h : hauteur d'étage.

❖ **Poids du plancher courant, RDC et S/sol :**

$$P_{pc} = 5,24 \times 11,21 = 58,74 \text{ KN.}$$

❖ **Poids du plancher terrasse :**

$$P_t = 5,87 \times 11,21 = 65,80 \text{ KN.}$$

❖ **Poids des cloisons :**

$$P_{cl} = 1,75 \times 11,21 = 19,615 \text{ KN.}$$

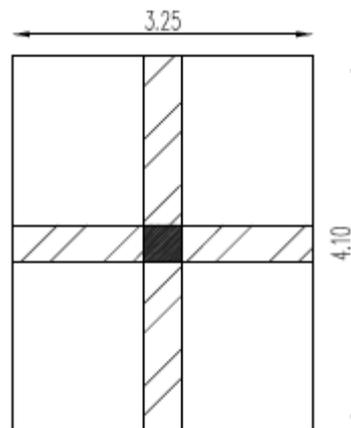


Figure II.5 : Schéma de poteau central .

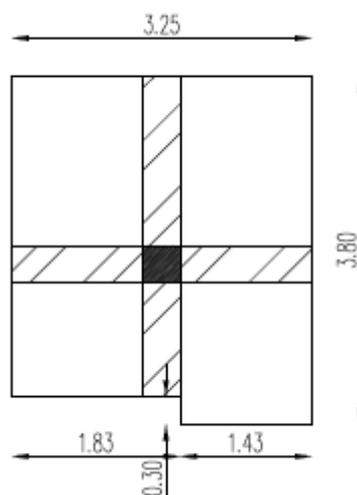


Figure II.6 : Schéma de poteau du rive

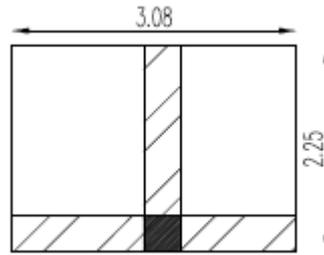


Figure II.7 : Schéma de poteau d'angle.

Calcul des surcharges d'exploitation :

On suppose que toutes les surcharges ne s'appliquent pas simultanément sur tous les planchers et on détermine comme suit la surcharge Σ_n sur les éléments porteurs du niveau « n ».

Les règles BAEL nous imposent d'appliquer la dégression des surcharges d'exploitations :

$$\Sigma_n = S_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{i=n} S_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

$$Q_i = 1 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad Q_{ec} = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

Q_0 : charge d'exploitation niveau terrasse.

$$Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2 \times 11,21 \text{ m}^2 = 11,21 \text{ KN.}$$

Q_1 jusqu'à Q_{10} : charges d'exploitation pour les niveaux 1 jusqu'à 8, RDC et S/sol.

$$Q_1 = 1,5 \times 11,21 = 16,81 \text{ KN.}$$

$$Q_2 = Q_0 + Q_1 = 11,21 + 16,81 = 28,02 \text{ KN.}$$

$$Q_3 = Q_0 + 0,95(2 \times Q_1) = 11,21 + 0,95(2 \times 16,81) = 43,15 \text{ KN.}$$

$$Q_4 = Q_0 + 0,90(3 \times Q_1) = 11,21 + 0,90(3 \times 16,81) = 56,59 \text{ KN.}$$

$$Q_5 = Q_0 + 0,85(4 \times Q_1) = 11,21 + 0,85(4 \times 16,81) = 68,36 \text{ KN.}$$

$$Q_6 = Q_0 + 0,80(5 \times Q_1) = 11,21 + 0,80(5 \times 16,81) = 78,45 \text{ KN.}$$

$$Q_7 = Q_0 + 0,75(6 \times Q_1) = 11,21 + 0,75(6 \times 16,81) = 86,85 \text{ KN.}$$

$$Q_8 = Q_0 + 0,72(7 \times Q_1) = 11,21 + 0,72(7 \times 16,81) = 95,93 \text{ KN.}$$

$$Q_9 = Q_0 + 0,69(8 \times Q_1) = 11,21 + 0,69(8 \times 16,81) = 104,00 \text{ KN.}$$

$$Q_{10} = Q_0 + 0,69(9 \times Q_1) = 11,21 + 0,69(9 \times 16,81) = 115,60 \text{ KN.}$$

II.3.3. Pré dimensionnement des poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du **CBA93** préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de « 1cm » sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

En outre, l'effort normal agissant ultime « N_u » d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha ((B_r \times f_{c28} / 0,9 \gamma_b) + (A \times f_e / \gamma_s))$$

Tel que :

B_r : section réduite du poteau (cm^2).

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

F_{c28} : résistance à la compression de béton.

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

$$\Gamma_b = 1,5.$$

$$\Gamma_s = 1,15.$$

α : coefficient dépendant de l'élançement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\text{- si } \lambda \leq 50 : \alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times (\lambda / 35)^2).$$

$$\text{- si } 50 < \lambda < 70 : \alpha = 0,60 (50 / \lambda)^2.$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élançement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$

$$\text{d'où : } \alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,708$$

On suppose que la section d'armatures comprimées est nulle « $A = 0$ » (dans le but de se mettre dans cas le plus défavorable) ; On aura :

$$Nu \leq \alpha (Br \times f_{c28} / 0,9 \gamma_b)$$

$$\text{Alors que : } Br \geq 0,64 Nu \quad (Br \text{ en cm}^2)$$

II.3.4. Les vérifications :

II.3.4.1. Vérification Au flambement [BAEL91] :

on doit vérifier que l'élançement est inférieur à 50

$$i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{40}{\sqrt{12}} = 11,55$$

$$l_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{214,2}{11,55} = 18,54 < 50 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

II.3.4.2. Vérification aux coffrages [RPA99/2003] :

$$\triangleright \min (b, h) \geq 30 \rightarrow ok$$

$$\triangleright \min (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow 30 > (286/2) = 14,3 \rightarrow ok$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \rightarrow ok$$

II.4. L'acrotère :

Calcul du poids propre de l'acrotère :

$$G_{ac} = 25 \times [(0,1 \times 0,26) - (0,06 \times 0,04/2) + (0,51 \times 0,1) + (0,03 \times 0,02)] = 1,91 \text{ KN/ml}$$

$$G_{ac} = 1,91 \text{ KN/ml}$$

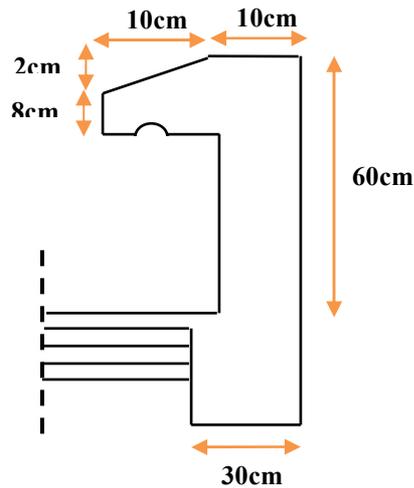


Figure II.8 : Dimensions de l'acrotère

II.5. Les escaliers :

Un escalier est déterminé par les paramètres suivants :

- Cage d'escalier : mure ou voiles entourant l'escalier.
- Marche (giron) "g" : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier.
- Contremarche "h" : la hauteur de marche.
- Paillasse : partie inclinée servant de support aux marches sur toute leur largeur.
- Palier : partie horizontale d'accès ou d'arrivée d'une volée.
- Hauteur de marche : sa valeur est comprise entre $18 \text{ cm} \geq h \geq 13 \text{ cm}$.
- Largeur de marche :
Relation entre hauteur et la largeur pour que l'escalier puisse être monté facilement :
Formule de **Blondel** : $0,59 \leq g + 2 h \leq 0,66$ (en m).
On pratique on prend : $g + 2 h = 0,64 \text{ m}$.

II.5.1. Pré dimensionnement de la paillasse et de palier :

Epaisseur de dalle d'escalier :

Condition de flèche :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow 10,34 \leq e_p \leq 15,51 \text{ cm} \quad \text{Donc: } e_p = 15 \text{ cm.}$$

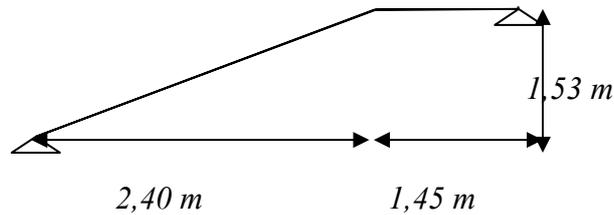
-Mode 01 :

Connaissant H et L

- Choix de la hauteur de la marche: $h = 17 \text{ cm}$.
- Détermination du nombre des marches

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

Détermination de giron :



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

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153-15}{240} = 0,575 \Rightarrow \alpha = 29,89^\circ$$

$$\operatorname{Sin} \alpha = \frac{H}{L'} \Rightarrow L' = \frac{H}{\operatorname{sin} \alpha} = 276 \text{ cm.}$$

• **Escalier sous sol :**

-Mode 02 :

Connaissance de H et L

- Choix de hauteur de la marche : $h = 17 \text{ cm}$
- Détermination de nombres des marches

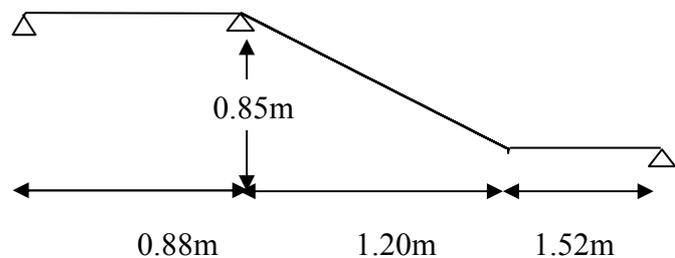
$$n = \frac{H}{h} = \frac{85}{17} = 5 \text{ marches}$$

Détermination de giron :

$$L = g(n-1) \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm.}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{85-15}{120} = 0,583 \Rightarrow \alpha = 30,25^\circ$$

$$\operatorname{Sin} \alpha = \frac{H}{L'} \Rightarrow L' = \frac{H}{\operatorname{sin} \alpha} = 138 \text{ cm}$$



-Mode 03 :

Connaissance de H et L

- Choix de hauteur de la marche : $h = 17\text{cm}$
- Détermination de nombres des marches

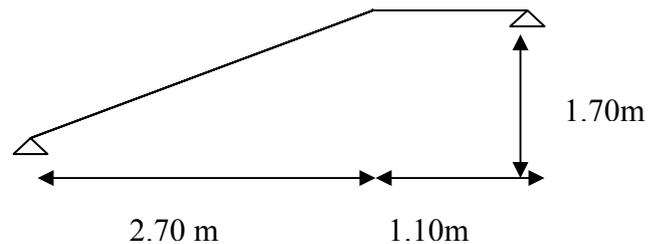
$$n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10 \text{ marches}$$

Détermination de giron :

$$L = g(n-1) \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170-15}{270} = 0,574 \Rightarrow \alpha = 29,85^\circ$$

$$\text{Sin } \alpha = \frac{H}{L'} \Rightarrow L' = \frac{H}{\text{sin } \alpha} = 342\text{cm}$$

**II.6. Pré dimensionnement des voiles :**

Le Prédimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Les voiles servent à contreventer le bâtiment en reprenant tous les efforts ou un certain pourcentage des efforts horizontaux (séisme ou vent). Ils servent, aussi, à reprendre les efforts verticaux ou une partie de ces efforts qu'ils transmettent aux fondations [RPA99/2003].

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou de vent.

D'après le règlement parasismique algérien « article 7.7.1 » : les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles avec « L » c'est la longueur du voile et « e » c'est son épaisseur. De plus, cet article précise que l'épaisseur minimale du voile doit être de 15 cm. La valeur de l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué par les figures (II.9) et (II.10)

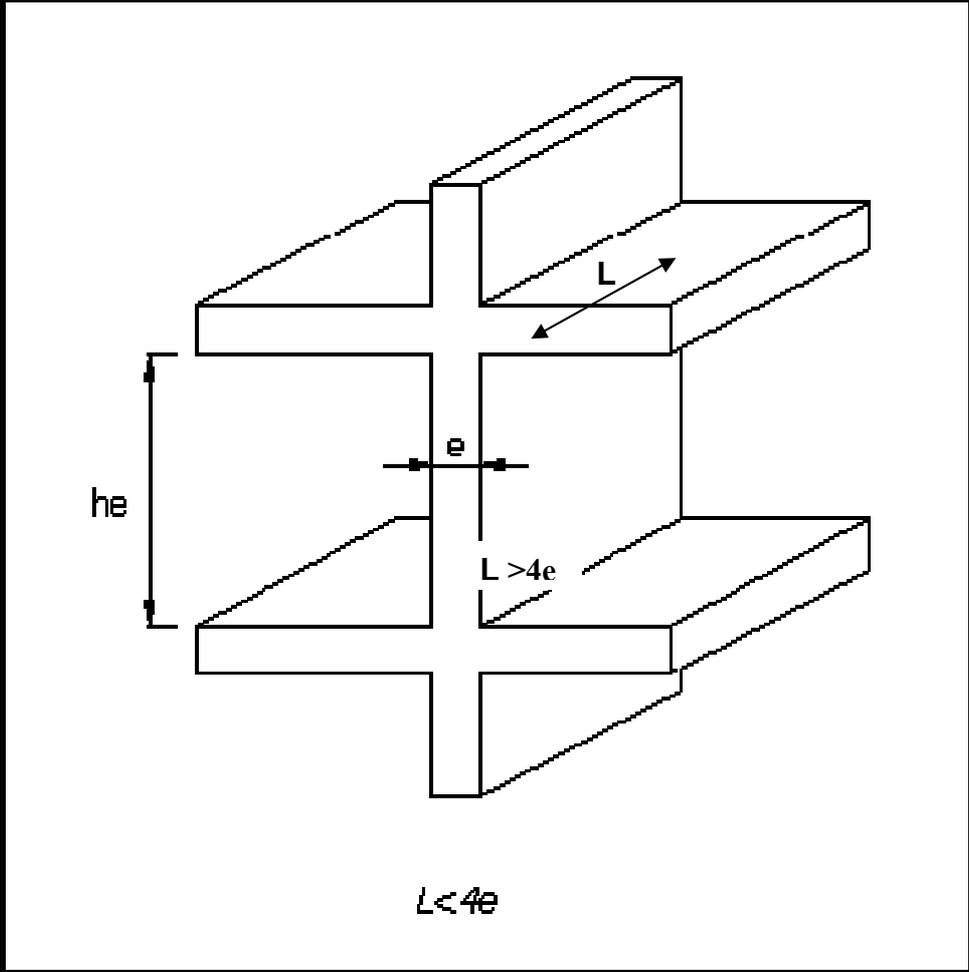


Figure II.9 : Coupe de voile en élévation.

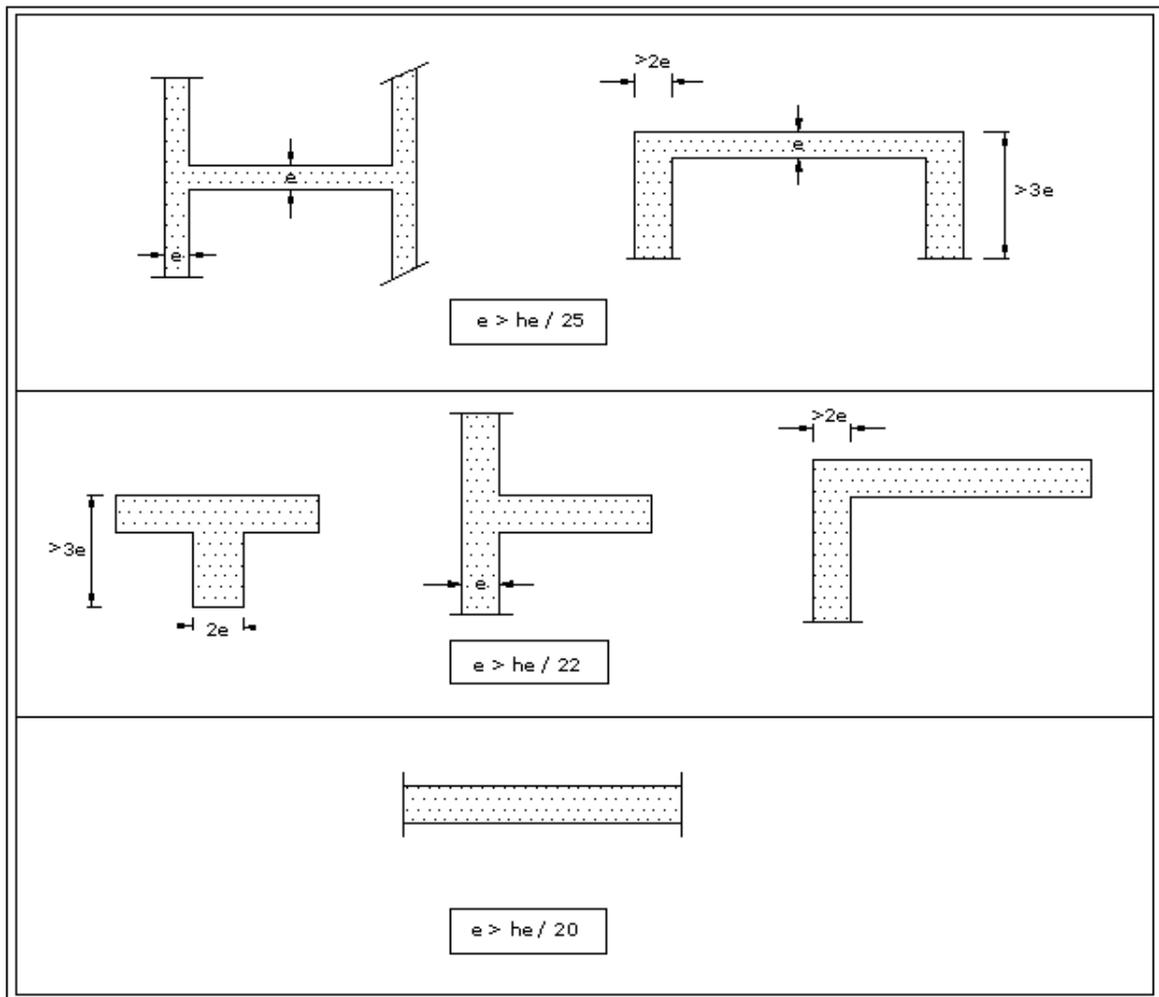


Figure II.10 : Coupe de voile en plan.

Cas 1: $e \geq he / 25 = 12,88 \text{ cm}$.

Cas 2: $e \geq he / 22 = 14,64 \text{ cm}$.

Cas 3: $e \geq he / 20 = 16,10 \text{ cm}$.

he: la hauteur libre d'étage.

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

Tableau II.5: tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et la détermination de la section des poteaux :

Niveau	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort normal (KN) $N_u=1,35G+1,5Q$	Section poteau		
	Plancher	Poutres	Poteau	G	G_{cum}	Q	Q_{cum}		$Br\ cm^2$ $Br = 0,64N_u$	(a) cm	(a×a) cm
Terasse	65,80	20,25	0,00	86,05	86,05	11,21	11,21	132,98	85,10		
8	58,74	20,25	5,985	84,975	153,025	16,81	28,02	248,64	159,13	14,61	(45×45)
7	58,74	20,25	5,985	84,975	238,00	28,02	56,04	401,31	256,84	16,02	(45×45)
6	58,74	20,25	5,985	84,975	322,97	43,15	99,19	584,79	374,23	21,34	(45×45)
5	58,74	20,25	5,985	84,975	407,95	56,59	155,78	784,40	502,01	24,40	(50×50)
4	58,74	20,25	8,146	87,136	495,08	68,36	224,16	1004,60	642,94	27,35	(50×50)
3	58,74	20,25	8,146	87,136	582,22	78,45	302,59	1239,88	793,52	30,16	(50×50)
2	58,74	20,25	8,146	87,136	669,36	86,85	389,44	1487,79	952,18	32,85	(50×50)
1	58,74	20,25	10,64	89,63	758,98	94,93	484,37	1751,18	1120,76	35,47	(50×50)
RDC	58,74	20,25	10,64	89,63	848,61	104,00	588,37	2028,17	1298,03	38,02	(55×55)
S/S	58,74	20,25	10,64	89,63	938,24	115,60	702,97	2321,07	1485,49	40,54	(55×55)

Calcul des éléments secondaires

III.1. Calcul de l'acrotère :

III.1.1. Définition :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée au niveau de la dalle.

Le calcul se fera pour une bande de 1m, sollicitée à la flexion composée qui est due à l'effort normal (poids propre de l'acrotère) et à un moment fléchissant M tel que :

$$M = (\max (M (f_p), M (q))).$$

$M (f_p)$: le moment fléchissant du à l'effort horizontal (f_p).

$M (q)$: le moment fléchissant du à la main courante q qui est une surcharge d'exploitation.

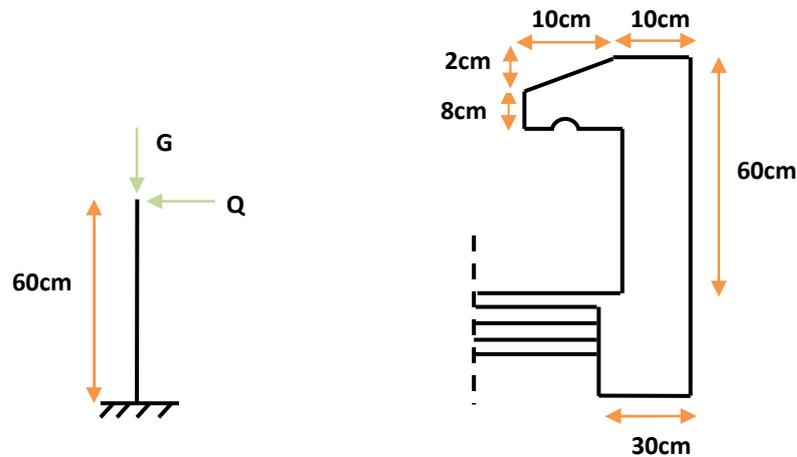


Figure III.1. Coupe transversale de l'acrotère

III.1.2. Evaluation des sollicitations :

1/schéma statique :

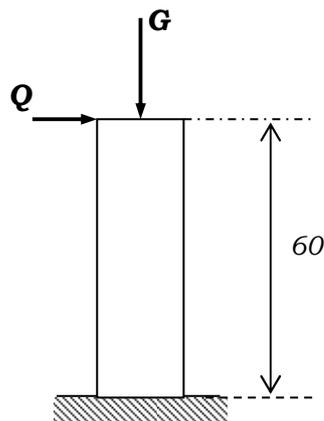


Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère

- **Remarque :** le calcul se fera pour une bande de 1ml de longueur.
 -Effort normal du au poids propre G :
 $NG=25 \times [(0,1 \times 0,26) - (0,06 \times 0,04/2) + (0,51 \times 0,1) + (0,03 \times 0,02)] = 1,91 \text{ KN/ml}$
 -Effort horizontal du à la main courante :
 $Q=1 \text{ KN/ml}$
 -Moment de renversement du à l'effort horizontal :
 $M=Q \times H=1 \times 0,6=0,6 \text{ KN.m}$

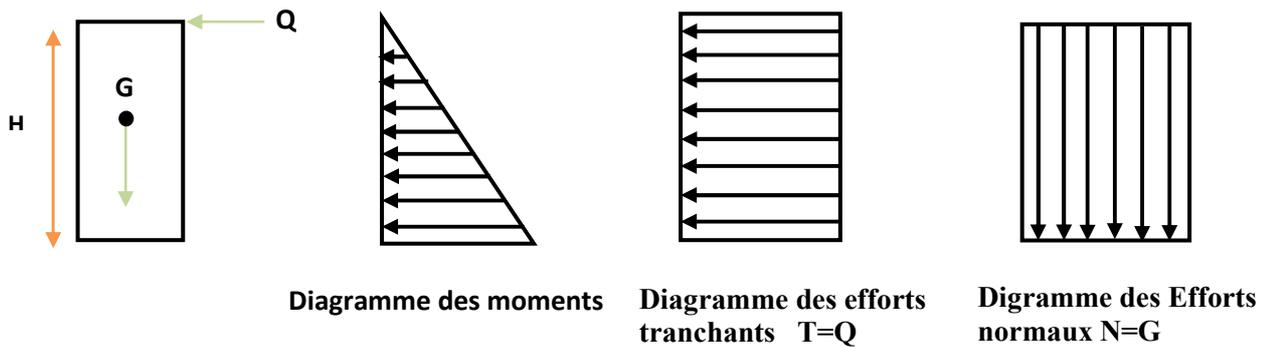


Figure III.3. Diagramme des moments et des efforts tranchants et fléchissant

III.1.3. Combinaison de charge :

- **A l'ELU :** la combinaison de charge à considérer et donner par (Art. A.3.3.2.2.1, BAEL)
 $1,35G+1,5Q$
Effort normale de compression :
 $N_u=1,35 \times G = 1,35 \times 1,91=2,57 \text{ KN/ml}$
Effort tranchant du a la main courante :
 $T_u=1,5 \times Q=1,5 \times 1=1,5 \text{ KN/ml}$
Moment de flexion :
 $M_u=1,5 \times M=1,5 \times Q \times H=1,5 \times 1 \times 0,60=0,9 \text{ KN.m/ml}$
- **A l'ELS:** la combinaison de charge à considérer est donnée par (Art. A.3.3.3, BAEL91)
 $G+Q$
Effort normal de compression :
 $N_s=G=1,91 \text{ KN/ml}$
Effort tranchant :
 $T_s=Q=1 \text{ KN/ml}$
Moment de flexion :
 $M_s=M=Q \times H=1 \times 0,6=0,6 \text{ KN.m/ml}$

III.1.4.ferraillage de l'acrotère :

Le calcul se fera comme pour une console, en flexion composée qui sera ramenée à une flexion simple ; la section ensuite corrigée.

1. Calcul des armatures à L'E.L.U :

Acier $F_e E 400$, $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$\gamma_s = 1,15. \quad F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}. \quad M_U = 0,9 \text{ KN m}. \quad N_u = 4,07 \text{ KN}$$

$$e_o = M_u / N_u = 0,9 / 4,07 = 0,22 \text{ m}$$

$N_u > 0$ alors N est un effort de compression.

$$e_o = 0,22 \text{ m} > h / 6 = 0,1 / 6 = 0,017 \text{ m}$$

$e_o > h / 6$ donc la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$e_a = e_o + (h/2 - C) = 0,22 + (5 - 2) = 25 \text{ cm}.$$

$$M_{Ua} = N_u \times e_a = 4,07 \times 0,25 = 1,01 \text{ KN m}.$$

$$\mu_{bU} = M_{Ua} / (b_o \times d^2 \times F_{bu}) = 1,01 \times 10^3 / (8^2 \times 14,2 \times 10^2) = 0,0111.$$

$$\mu_{bc} = 0,8 h / d (1 - 0,4 h / d) = 0,8 \times 10 / 8 (1 - 0,4 \times 10 / 8) = 0,5.$$

$\mu_{bU} < \mu_{bc}$ donc la section est partiellement comprimée

$$\mu_{LU} = 0,327$$

$\mu_{bU} < \mu_{LU}$ alors $A' = 0$ (pas d'armature comprimée)

$\mu_{bU} < 0,275$ on utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bU}) = 8 (1 - 0,6 \times 0,0111) = 7,94 \text{ cm}.$$

$$A = M_{Ua} / Z_b F_{ed} = 1,01 \times 10^3 / 0,0794 \times 348 \times 10^2 = 0,365 \text{ cm}^2.$$

Les armatures en flexion composée

$$A' = A'_{FS} = 0$$

$$A = A_{FS} - (N_u / F_{ed}) = 0,365 - (4,07 \times 10^3 / 348 \times 10^2) = 0,248 \text{ cm}^2$$

Charge accidentelle due au séisme [article 6.2.3 RPA 99] :

Selon le RPA 99 Version 2003 (**article 6.2.3**), les forces horizontales de calcul F_p sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone III ($A = 0,25$).

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donné par le **tableau 6.1** du RPA, ($C_p = 0,3$).

$$W_p = 1,91 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad F_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 1,91 = 0,57 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \text{ KN}$$

$F_p \pi Q$ condition vérifiée.

III.1.5. Calcul des sollicitations :

$$M(f_p) = 1,528 \times 0,6 = 0,917 \text{ KN m.}$$

$$M(q) = 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN m.}$$

$$N(G_a) = 1,91 \text{ KN.}$$

III.1.5.1. Condition de non-fragilité [Art. A.4.2.1, BAEL 91] :

$$A_{min} = \max(0,23 (F_{t28} / F_e) b_o \times d ; b \times h / 1000)$$

$$A_{min} = \max(0,966 \text{ cm}^2, 1 \text{ cm}^2) \text{ donc } A_{min} = 1 \text{ cm}^2$$

On a $A < A_{min}$ donc $A = 1 \text{ cm}^2$ on adopte 4 T 8 d'où $A = 2,01 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition

$$A_r = A / 4 = 2,01 / 4 = 0,50 \text{ cm}^2 \text{ on prend 3 T 8 d'où } A = 1,51 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $St = 30 \text{ cm}$

III.1.5.2. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$T_u(\max) = 1,5 Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_{u \max} = T_u(\max) / b \times d = 0,0187 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 F_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Condition vérifiée.

III.1.5.3. Vérification à l'adhérence :

$\tau_{se} = Tu / (0,9 d \sum Ui)$ tel que $\sum Ui$ est la somme des périmètres des barres.

$$\sum Ui = 4 \times \pi \times \Phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = (1,5 \times 10^3 / 0,9 \times 8 \times 10,048) 10^{-2} = 0,207 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_S \times F_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

Donc : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow$ Condition vérifiée.

III.1.6. Vérification à L'ELS :

a/Recherche du centre de pression :

$$e_s = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0,6}{1,91} = 0,314 \text{ m}$$

$$e_s > \frac{h}{2} - c = 0,03 \text{ m}$$

Y_2 : distance entre la fibre neutre et le centre de pression ;

Y_1 : distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée ;

L_c : distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Le centre de pression est à l'extérieur de la section celle-ci est partiellement comprimée, on doit résoudre l'équation :

$$Y_2^3 + p \times Y_2 + q = 0 \dots \dots (1)$$

Avec p et q : coefficient donnée pour les différents sections.

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s = \frac{10}{2} - 31,4 = -26,4 \text{ cm}$$

Pour notre cas : $L_c < 0$ et $A_u' = 0$

- calcul des coefficients :

$$p = -3 \times (l_c)^2 - 6 \times n \times \frac{Au'}{b} \times (l_c - c') + 6 \times n \times \frac{Au}{b} \times (d - l_c)$$

$$p = -3 \times (-26,4)^2 - 6 \times 15 \times 0 + 6,15 \times \frac{2,01}{100} \times (8 + 26,4) = -2028,65$$

$$q = -2 \times (l_c)^3 - 6 \times n \times \frac{Au'}{b} \times (l_c - c')^2 - 6 \times n \times \frac{Au}{b} \times (d - l_c)^2$$

$$q = -2 \times (-26,4)^3 - 6 \times 15 \times \frac{2,01}{100} \times (8 + 26,4)^2 = 34658,8$$

n : coefficient d'équivalence acier béton = E_s/E_b

Par convention et la pour valeur : $n=15$ (Art .A.4.5.1, BAEL.91)

L'équation (1) devient :

$$Y_2^3 - 2028,65 \times Y_2 + 34658,8 = 0$$

Pour la résolution de l'équation :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\Delta = (34658,8)^2 + \frac{4 \cdot (-2028,65)^3}{27} = -3,6 \times 10^7$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines

$$\cos \alpha = \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}$$

$$\cos \alpha = \frac{3 \times 34658,8}{2 \cdot (-2028,65)} \times \sqrt{\frac{-3}{(-2028,65)}} = -0,985 \Rightarrow \alpha = 170,22^\circ$$

$$a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{2028,65}{3}} = 52,01$$

$$Y_2^1 = a \times \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) = 52,01 \times \cos\left(\frac{170,22^\circ}{3}\right) = 28,52$$

$$Y_2^2 = a \times \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) = 52,01 \times \cos\left(\frac{170,22^\circ}{3} + 120\right) = -51,92$$

$$Y_2^3 = a \times \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right) = 52,01 \times \cos\left(\frac{170,22^\circ}{3} + 240\right) = 23,40$$

On tiendra pour Y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < Y_1 = Y_2 + l_c < h$$

La solution est :

$$Y_2 = Y_2^1 = 28,52$$

$$0 < Y_1 = 28,52 - 26,4 = 2,12 < h = 10 \text{ cm}$$

Y_1 : position de l'axe neutre a la fibre supérieure de la section (hauteur de la partie comprimée)

On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times [A_u(d-y)^2 + A'_u(y-d')^2] = \frac{10 \times 2,12^3}{3} + 15 \times [2,01 \times (8 - 2,12)^2]$$

$$I = 1074,17 \text{ cm}^4.$$

1) **contrainte de compression :**

→ **Dans le béton :**

On doit vérifier :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{Y_2 \times N_S}{I} \times Y_1 = \frac{28,52 \times 1,91 \times 10^3}{1074,17 \times 10^2} \times 2,12 = 1,07 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,07 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ (110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 201,6 \text{ MPA} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\text{Avec : } f_e = 400 \text{ Mpa} \quad F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{Y_2 \times N_S}{I} (d - Y_1) = 15 \times \frac{28,52 \times 1,91}{1074,17} (8 - 2,12) = 4,47 \text{ KN/cm}^2.$$

$$\sigma_s = 44,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa. Condition vérifiée}$$

Notre ferrailage calculé déjà à l'ELU est donc vérifié à l'ELS.

-Ferrailage adopté :

$$\text{-Armatures principales : } 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{-Armatures de répartition : } 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

-Schéma de ferrailage de l'acrotère :

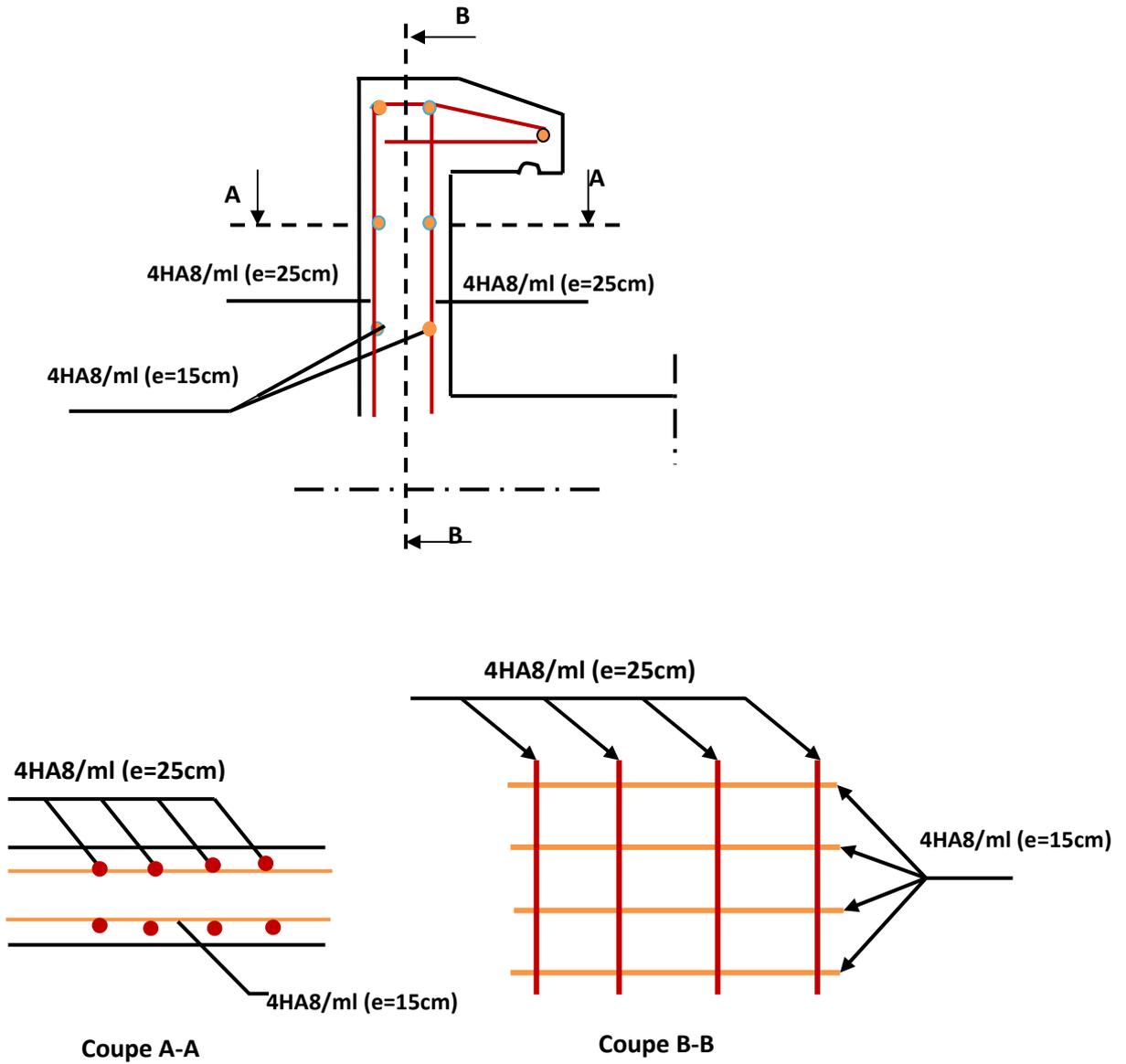


Figure III.4. Plan ferrailage de l'acrotère

III.2. Etude du balcon :

Le balcon est assimilée a une console en béton armée, encastree a son extrémité de porte de 1,25 m

Il est constitué d'une dalle pleine reposant sur la pente de rive , avec un garde corps de hauteur

$$H= 1m$$

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e > \frac{L}{10} = \frac{125}{10} = 12,5 \text{ cm.} \quad \text{On prend } e = 15 \text{ cm.}$$

III.2.1 Evaluation des charges :**a/Charge permanente :**

-poids propre de la dalle : $25 \times 0,5 \times 1 = 3,75 \text{ kN/ml}$

-poids de revêtement : $0,44 \text{ KN /ml}$

-Mortier de pose (2cm) : $0,4 \text{ KN/ml}$

-couche de sable (2cm) : $0,36 \text{ KN /ml}$

- enduit de plâtre : $0,24 \text{ KN/ml}$

$$G=5,23 \text{ KN/ml}$$

b/Charge concentrée :

$$P= 0,2 \times 1 \times 1 = 0,2 \text{ KN.}$$

c/ Surcharge d'exploitation :

$$Q=3,5 \text{ Kn/ml.} \quad (\text{D-T-R B.C 22 7.2.1})$$

➤ Calcul à l'ELU :

Il faut prendre en considération la surcharge centrée, le balcon sera calculé en flexion simple.

$$Q_U = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,23 + 1,5 \times 3,5) \times 1 \text{ ml} = 12,31 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_S = G + Q = 5,23 + 3,5 = 8,73 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_p = 1,35 \times p = 1,35 \times 0,2 = 0,27 \text{ KN/ml}$$

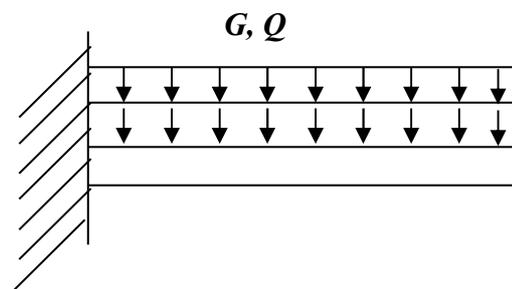


Figure III.5. Schéma statique du balcon

Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

$$M_{qu} = \frac{-q \cdot l^2}{2} = \frac{-12,31 \times (1,25)^2}{2} = -9,61 \text{ KN.m}$$

Moment provoqué par la surcharge P :

$$M_p = -p \times l = -0,27 \times 1,25 = -0,33 \text{ KN.m}$$

⇒ Le moment total est :

$$M_u = M_{qu} + M_p = -9,61 - 0,33 = -9,94 \text{ KN.m}$$

Le signe est négatif veut dire que la fibre supérieur est tendue.

Tableau III.1 « Calcul du moment »

P (KN)	q_u (KN/ml)	q_s (KN/ml)	M_u (KN.ml)
0,2	12,31	8,73	-9,94

III.2.2. Ferrailage:

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme préjudiciable.

ELU:

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,052 = \frac{9,94 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13)^2 \times 15} = 0,0392 < \mu_R = 0,392.$$

Donc pas d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,050 ; \Rightarrow A_s = 0,8 \times \alpha \times b \times d \times \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 2,24 \text{ cm}^2$$

On prend 4T12/ml = 4,52 cm²

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 5T10/ml}$$

III.2.3 Vérifications ;

à l'ELU :

•Contraint de cisaillement :

$$\tau_u = Tu/b_{od} = 18,62 \times 10^6 / 1000 \times 130 = 0,143 \text{ Mpa}$$

$$FP \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa. } (\gamma_b = 1,5).$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow CV.$$

•Contraint d'adhérence :

$$\tau_{su} = T_u / 0,9d \Sigma U_i \quad \text{avec } \Sigma U_i = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = 18,62 \times 130 / 0,9 \times 130 \times 150,8 = 1,37 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,6 \times 2,1 = 3,36 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su} \Rightarrow CV.$$

à l'ELS :

$M_s(\text{Knm})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	OBS
8,969	3,37	6742,6	4,48	15	191,95	201	CV

$$FP \Rightarrow \sigma = \min \{ 2f_e/3, 110(\eta f_{ij})^{1/2} \}.$$

Vérification de la flèche :

$$\bullet h/l = 15/130 = 0,116 \geq 1/16 = 0,0625 \quad CV$$

$$\bullet Hh/l = 0,116 \geq M_t/10 M_s = 8,96/10 \times 8,96 = 0,1 \quad CV.$$

$$\bullet A/b_o \times d = 3,93/100 \times 813 = 0,00302 \leq 4,2/f_e = 4,2/400 = 0,0105 \quad CV.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

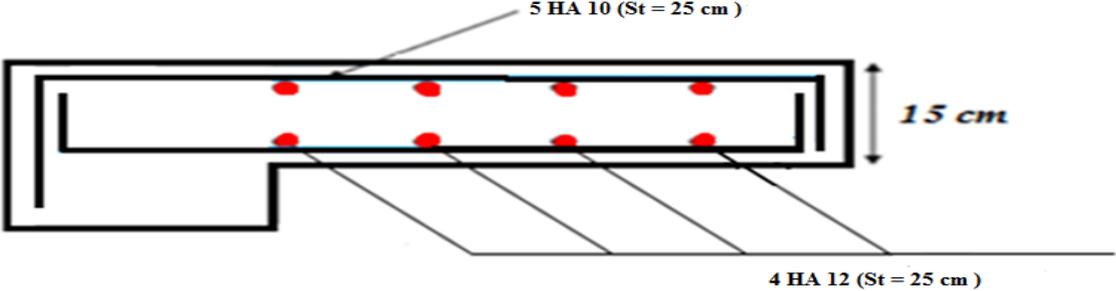


Figure III.6. Plan de ferrailage du balcon

III.3. Etude de l'escalier :

III.3.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre ouvrage est composé d'une seule cage d'escalier de deux paillasse adjacentes et un palier de repos. Les paillasse sont assimilées dans les calculs à des poutres isostatiques.

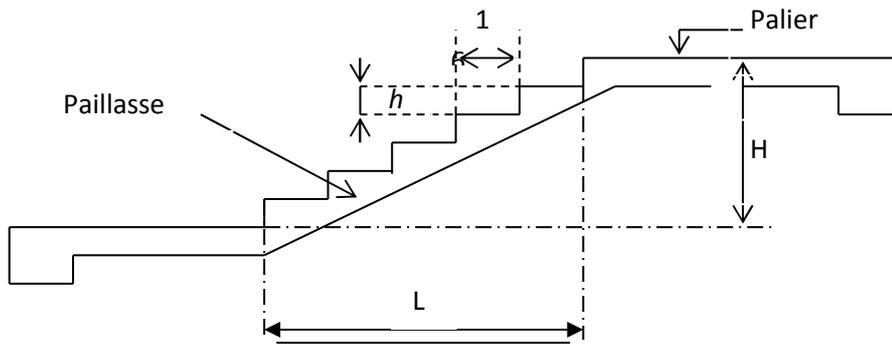


Figure III.7. Les éléments d'un escalier

On appelle marche, la partie horizontale (g) des gradins constituant l'escalier et contremarche la partie verticale (h) de ces gradins. Pour que l'escalier puisse être monté facilement, on doit avoir entre ces deux dimensions la relation suivante :

$$2h + g = \text{environ } 64. \text{ (} h \text{ et } g \text{ en centimètres)}$$

- $h = H/n$ avec : (n) est le nombre des contremarches et $H = 153 \text{ cm}$.
- $g = L/(n-1)$ avec : ($n-1$) est le nombre des marches et $L = 240 \text{ cm}$.

On obtient la valeur de (n) par la résolution de l'équation suivante :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0.$$

$$64n^2 - n(64 + 2 \times 153 + 240) + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0. \Rightarrow n = 9 \text{ contre marches.}$$

$$n - 1 = 8 \text{ marches}$$

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

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

Donc : La hauteur de la contre marche est de 17cm.

La largeur de la marche est de 30cm

Il faut que la hauteur (h) et la largeur (g) vérifient la condition suivante : $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$.

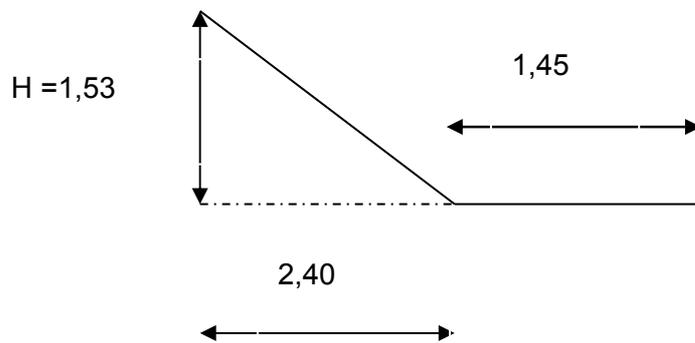


Figure III.8. Les éléments d'un escalier

➤ **Epaisseur du palier et de la paillasse :**

Il faut vérifier la condition suivante : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

Avec L : longueur de la paillasse.

$$\text{On a } \operatorname{tg} \alpha = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \frac{240}{L} \Rightarrow L = 284,63 \text{ cm.}$$

D'où: $9,49 \text{ cm} \leq e \leq 14,23 \text{ cm}$

Donc on prend $e = 12 \text{ cm}$ (pour la paillasse et le palier).

III.3.2. Détermination des charges et surcharges :

III.3.2.1. Charges permanentes :

➤ **Palier :**

- Poids propre du palier ----- $25 \times 0,12 \times 1 = 3 \text{ KN/m}$.
- Poids du mortier ----- $22 \times 0,03 \times 1 = 0,66 \text{ KN/m}$
- Couche de sable ----- $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}$.
- Enduit de ciment ----- $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}$.
- Carrelage ----- $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}$.

$$G = 4,90 \text{ KN/m}$$

➤ Paillasse :

- Poids de la paillasse ----- $25 \times 0,12 / \cos \alpha = 3,56 \text{ KN/m}$
- Poids de la marche ----- $22 \times 0,17 / 2 = 1,87 \text{ KN/m}$.
- Poids du mortier ----- $22 \times 0,03 \times 1 = 0,66 \text{ KN/m}$.
- Couche de sable ----- $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}$.
- Enduit de ciment ----- $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}$.

$G = 7,33 \text{ KN/m}$

III.3.2.2. Surcharges d'exploitation :

$Q = 2,5 \text{ KN/m}$. (Bâtiment à usage d'habitation).

Tableau III.2 « Calcul des sollicitations »

	E.L.U	E.L.S
	$1,35 G + 1,5 Q$	$G + Q$
Paillasse	13,65	9,83
Palier	10,37	7,4

III.3.3. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

- A L'E.L.U :

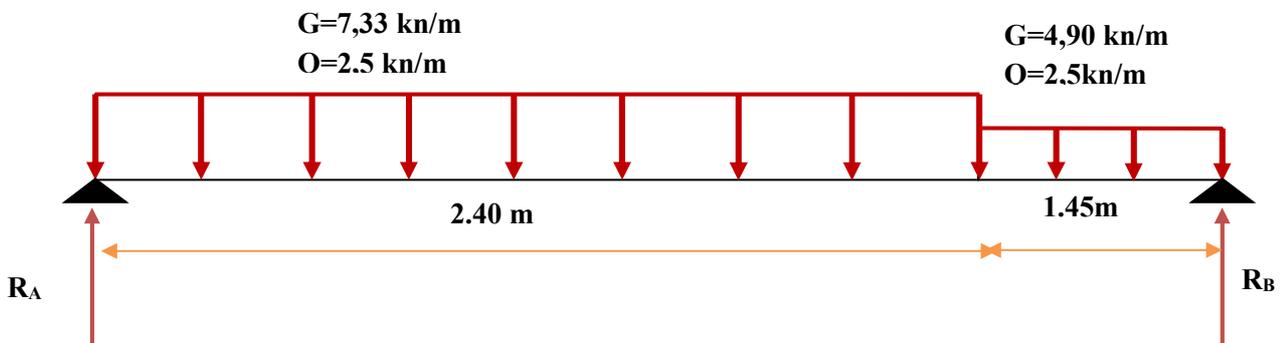


Figure III.9. Schéma statique d'escalier

1/calculation des réactions :

$$\sum F = 0 \Rightarrow 2,4 q_{u2} + 1,45 q_{u1} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 13,65 (2,4) + 10,37 (1,45) = 47,80 \text{ KN/m}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$3,85 (R_A) - 2,4 (q_{u2}) (2,65) - q_{u1} (1,45) (0,725)$$

$$3,85 R_A = 97,71$$

$$\begin{cases} RA = 25,38 \text{ KN} \\ RB = 22,42 \text{ KN} \end{cases}$$

2/Calcul de M_{max} :

$$0 \leq X \leq 2,4 \text{ m}$$

$$M_X = R_A \cdot X - q_{U2} \cdot (X^2/2) = 25,38 \times X - 13,65 \times (X^2/2)$$

$$\begin{cases} X = 0 \Rightarrow M_x = 0 \text{ KN.m} \\ X = 2,4 \Rightarrow M_x = 21,6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_x + R_A - q_{U2} \cdot X$$

$$T_X = -13,65 X + 25,38$$

$$\begin{cases} X = 0 \Rightarrow T_x = 25,38 \text{ KN.} \\ X = 2,4 \Rightarrow T_x = -7,38 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$T_X = 0 \Rightarrow X = 1,86 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{max} = M(1,86) = 23,6 \text{ KN.m}$$

$$2,4 \leq X < 3,85 \text{ m}$$

$$M_X = 25,38 (X) - 2,4 \times (13,65) \cdot (X-2,4/2) - 10,37 ((X-2,4)^2/2)$$

$$\begin{cases} X = 2,4 \Rightarrow M_x = 21,6 \text{ KN.m} \\ X = 3,85 \Rightarrow M_x = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_X = 25,38 - 13,65 (2,4) - 10,37 (X-2,4)$$

$$\begin{cases} X = 2,4 \Rightarrow T_x = -7,38 \text{ KN.} \\ X = 3,85 \Rightarrow T_x = 22,41 \text{ KN.} \end{cases}$$

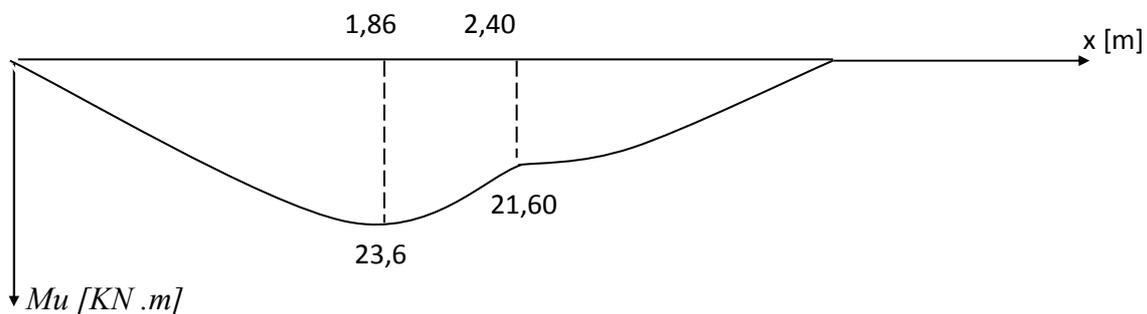
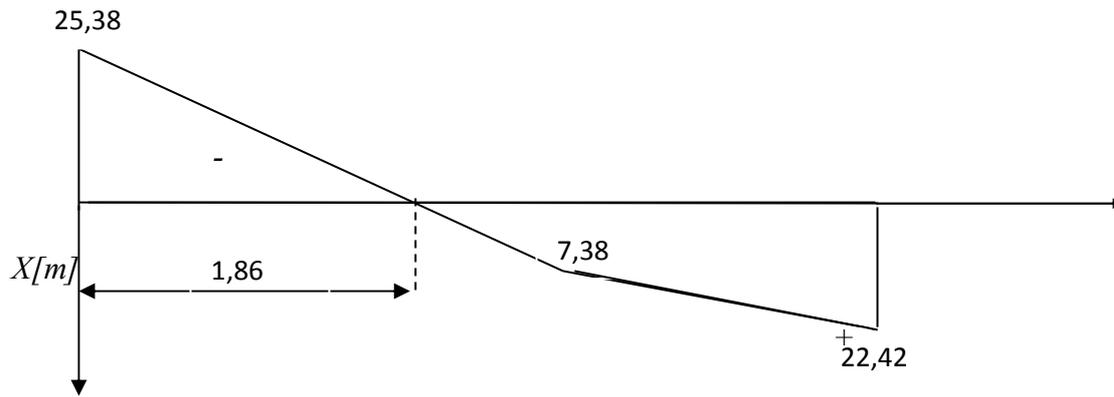


Figure III.10. Diagramme des moments fléchissant



T_u [KN]

Figure III.11. Diagramme des efforts tranchants

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés

$$M_{ap} = -0,3 \times M_{max} = -0,3 \times 23,6 = -7,08 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 0,85 \times 23,6 = 20,06 \text{ KN.m.}$$

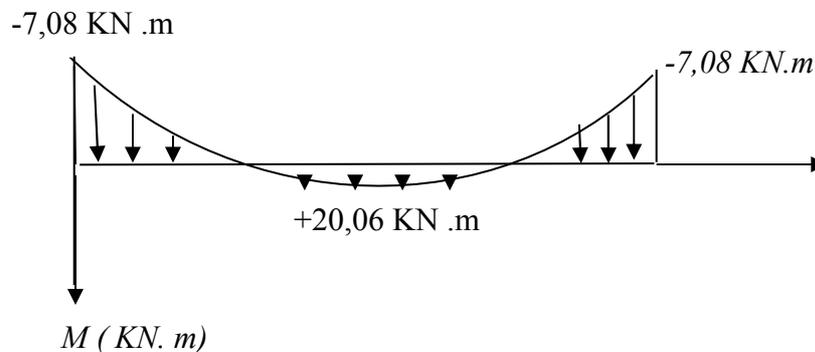


Figure III.12. Diagramme des moments majorés

A ELS :

Calcul des sollicitations :

Après les différentes étapes de calcul , comme à l'ELU on aura :

$$Q_{s1} = 7,4 \text{ KN/ml}$$

$$R_A = 18,25 \text{ KN}$$

$$M_{max} = M(1,86) = 16,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85 (M_{s max}) = 14,40 \text{ KN.m}$$

$$Q_{s2} = 9,83 \text{ KN/ml}$$

$$R_B = 16,07 \text{ KN}$$

$$M_{s app} = -0,3 (M_{s max}) = -5,08 \text{ KN.m}$$

$$T_{s max} = 18,25 \text{ KN}$$

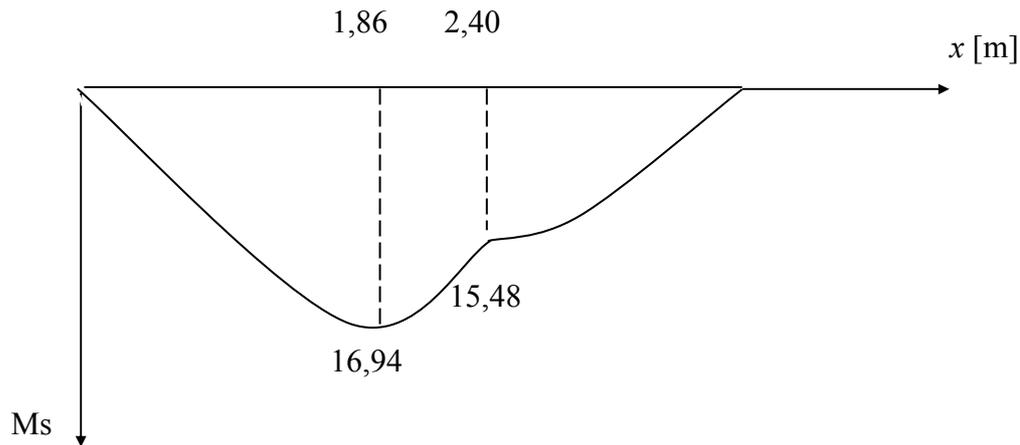


Figure III.13. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

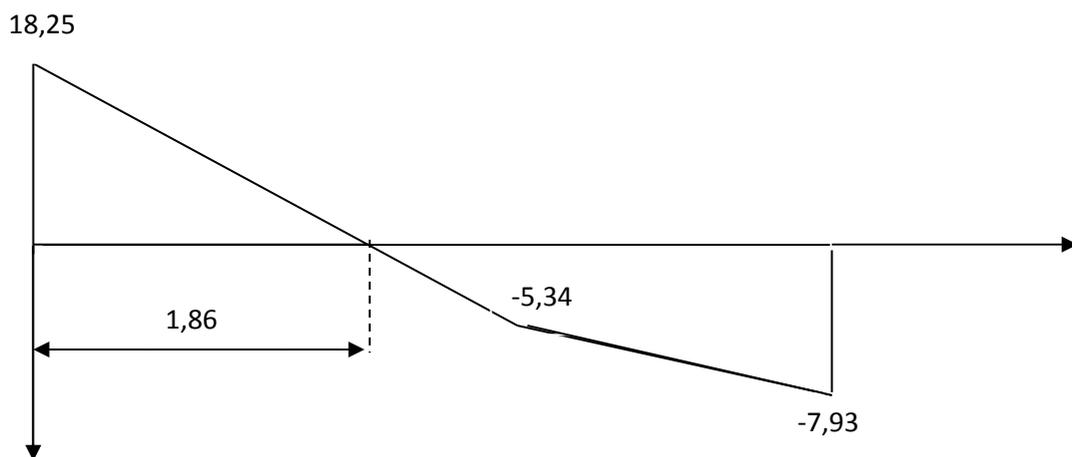


Figure III.14. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés

$$M_{ap} = -0,3 \times M_{max} = -0,3 \times 16,94 = -5,08 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 0,85 \times 16,94 = 14,40 \text{ KN.m}$$

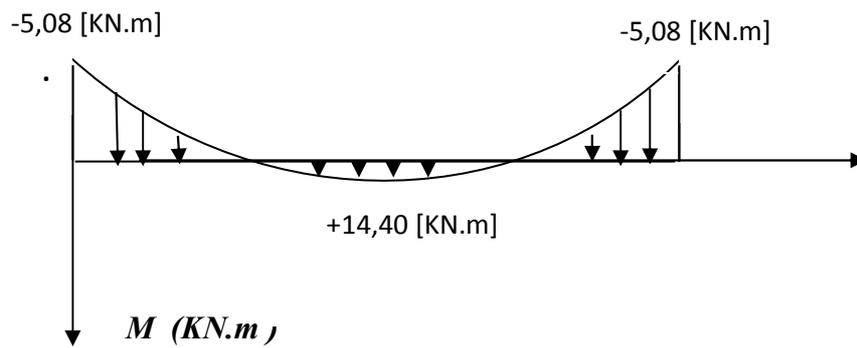
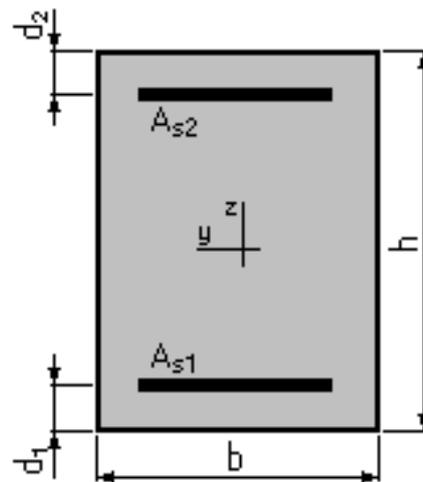


Figure III.15. Diagramme des moments majorés à l'ELS

• III.3.4. Ferrailage à l'état limite ultime :

- $b = 100,00 \text{ (cm)}$
- $h = 12,00 \text{ (cm)}$
- $d_1 = 2,00 \text{ (cm)}$
- $d_2 = 2,00 \text{ (cm)}$



A. Armature principale :

Pour le béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;

Pour l'acier (FeE400) : $f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa}$

$h = 12 \text{ cm}$; $d_1 = d_2 = 2 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$ (ferrailage pour 1 m

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{20,6 \cdot 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,17} = 0,227$$

$$\mu = 0,227 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,32 ; \Rightarrow A_s = 0,8 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 8,33 \text{ cm}^2$$

On prend $8T12/ml = 9,05 \text{ cm}^2$ avec un espacement $\frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm}$

2. Sur appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7,08 \cdot 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,17} = 0,078 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,102 ; \Rightarrow A_s = 2,65 \text{ cm}^2$$

On prend $4T10/ml = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $\frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

B. Armature de répartition :**1. En travée :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_{Arep} \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow \frac{3,14}{4} \leq A_{Arep} \leq \frac{3,14}{2} \Rightarrow 0,785 \leq A_{Arep} \leq 1,57$$

On prend $A_{s1} = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow esp = \frac{100}{3} = 33,3 \text{ cm}$

2. Sur appuis :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_{Arep} \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow \frac{9,05}{4} \leq A_{Arep} \leq \frac{9,05}{2} \Rightarrow 2,26 \leq A_{Arep} \leq 4,525$$

On prend $A_{s1} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow esp = \frac{100}{3} = 33,3 \text{ cm}$

III.3.5. Vérification à effectuer :**III.3.5.1. Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{u \max} = T_{u \max} / b_0 \times d = 25,38 \times 10^3 \times 10^{-2} / 100 \times 8 = 0,317 \text{ Mpa}$$

pour le cas d'une fissuration préjudiciable et $f_{c28}=25\text{Mpa}$, la contrainte tangentielle ultime à pour valeur : $\tau_u=2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_{u \max} = 0,317 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa. OK}$$

Donc il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales.

III.3.5.2. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis [Art .5.1.3.2, BAEL.91] :**• Influence sur armatures inférieures :**

Il faut vérifier que :

$$A_u = \frac{T_{u \max}}{\sigma_s} \leq A_{u \text{ app}}$$

$$A_u = \frac{25,38 \times 10^3}{348} = 0,72 \text{ cm}^2 \leq A_{u \text{ app}} = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Aucune vérification n'est à effectuer pour les armatures inférieures.

• Influence sur la contrainte de compression dans le béton :

Il faut vérifier que :

$$T_{u \max} \leq 0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times d \times b_0 / \gamma_b$$

$$b_0 = 100 \text{ cm (largeur de la poutre).}$$

$$T_{u \max} = 25380 \leq 0,4 \times 1000 \times (0,9 \times 80) \times \frac{25}{1,5} = 480000 \text{ N.}$$

$$T_{u \max} = 25380 \text{ N} \leq 480000 \text{ N.} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C. Vérification de la contrainte :

La fissuration étant préjudiciable, la vérification se limitera aux contraintes de béton, donc :

1. En travée :

$$b = 100 \text{ cm} ; A_s = 9,05 \text{ cm}^2 ; M_t = 20,6 \text{ kN.m} ; A_s' = 0$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 15 \times 9,05(8-y) = 0 \Rightarrow y = 6,21 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3)y^3 + 15A_s(d-y)^2 = 8417,7 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 14,40 \text{ kN.m}$$

$$\text{On vérifie que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_b = 10,6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Ok}$$

2. Sur appuis :

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2; A_s' = 0$$

$$M_a^{ser} = -5,08 \text{ kN.m}$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 15 \times 3,14(8-y) = 0 \Rightarrow y = 3,25 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3)y^3 + 15A_s(d-y)^2 = 2206,96 \text{ cm}^4$$

$$\text{On vérifié que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_b = \frac{5,08 \cdot 10^6 \times 432,5}{2206,96 \cdot 10^4} = 7,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Ok}$$

III.3.5.3. Vérifications de la flèche :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{240} < \frac{1}{16} \Rightarrow 0,05 < 0,06 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{12}{240} < \frac{14,40}{16,94} \Rightarrow 0,05 < 0,85 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Schéma de ferrailage :

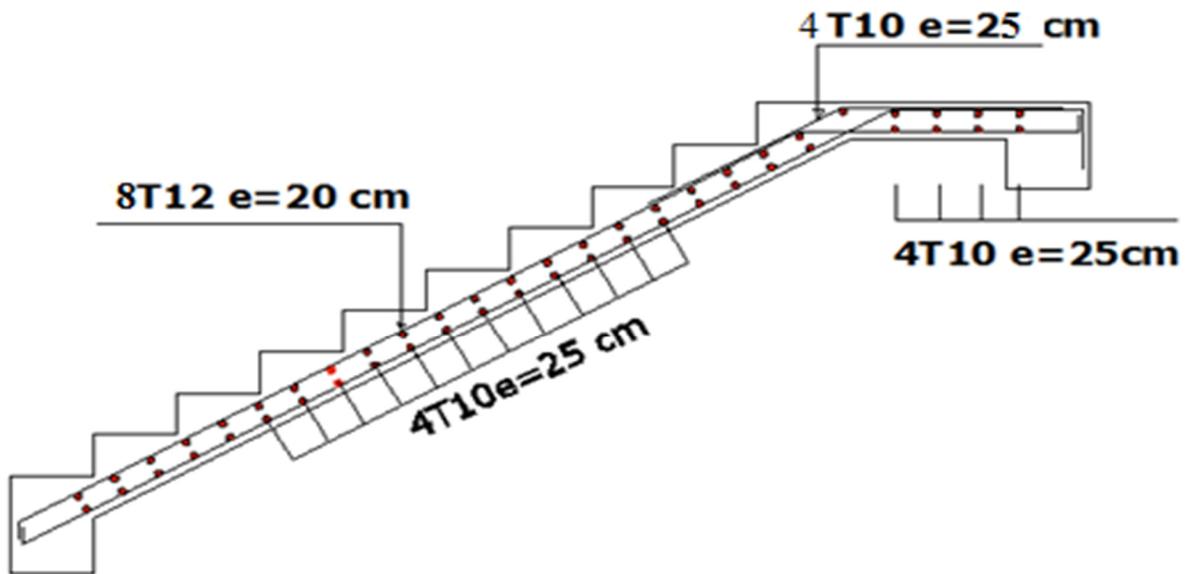


Figure III.16. Schéma de ferrailage des escaliers

III.3.6. Calcul de la poutre palière :**III.3.6.1. Dimensionnement de la poutre palière :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \Rightarrow$$

$h = 30 \text{ cm}$ selon le RPA 99 (version) 2003

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow b) \frac{h}{4} = \frac{30}{4} = 7,5 \text{ cm} \quad \text{Donc on prend } (b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2.$$

III.3.6.2. Détermination des charges :• **Charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre $25 \times 0,30 \times 0,25 = 1,875 \text{ KN/m}$
- Réaction de l'escalier à L' E.L.U..... $38,42 \text{ KN/m}$.
- Réaction de l'escalier à L' E.L.S $32,06 \text{ KN/m}$.

• **AL'ELU :****Combinaison des charges :**

$$q_u = 40,30 \text{ KN/n}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = (q_u \times l^2)/8 = 39,49 \text{ KN m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T = (q_u \times l) / 2 = 56,42 \text{ KN}$$

Puisque on a l'effet du semi encastrement aux appuis donc :

$$M_{u \text{ app}} = - 0,3 \times M_0 = -11,84 \text{ KN. m.}$$

$$M_{u t} = 0,85 \times M_0 = 33,57 \text{ KN. M}$$

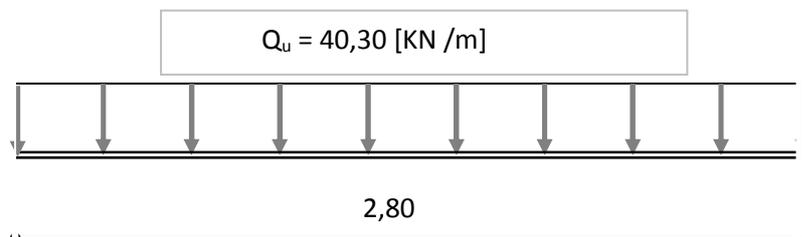


Figure III.17. Charge à l'ELU

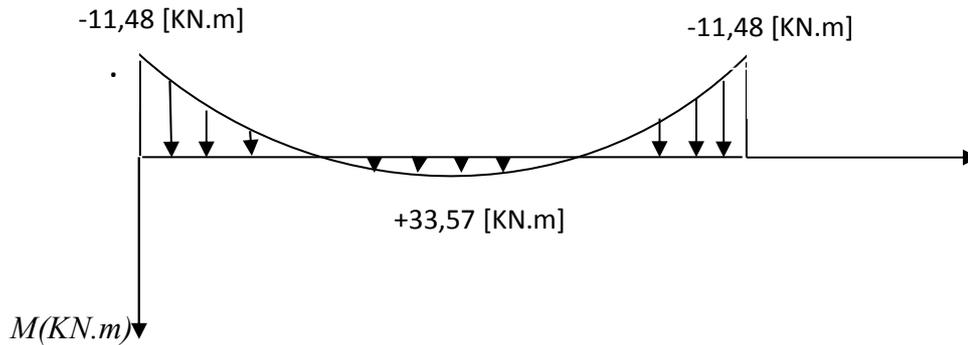


Figure III.18. Diagramme des moments fléchissant

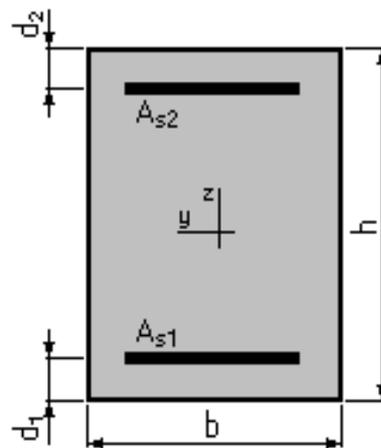
III.3.6.3. Calcul des armatures :

Béton: $f_{c28} = 25,000$ MPa

Acier: $f_e = 400,000$ MPa

o Fissuration non préjudiciable

- $b = 30$ cm.
- $h = 40$ cm.
- $d_1 = 3,00$ cm
- $d_2 = 3,00$ cm



1. En travée :

$$M_t = 33,57 \text{ kN.m}$$

$$\mu = 0,164 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,226 ; \Rightarrow A_s = 4,41 \text{ cm}^2$$

On prend $3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$

2. Sur appuis :

$$M_a = 11,84 \text{ kN.m}$$

$$\mu = 0,058 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,075 ; \Rightarrow A_s = 1,46 \text{ cm}^2$$

On prend $3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

III.3.6.4. Vérification à l'ELS :

$$q_{ser} = 33,94 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Ql^2}{8} = 38,26 \text{ KN.m.}$$

Puisque on a l'effet du semi encastrement aux appuis donc :

$$M_{ser a} = - 0,3 M_0 = -9,97 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ser tr} = 0,85 M_0 = 28,27 \text{ KN.m.}$$

$$T_{ser} = \frac{Q_{ser}}{2} \cdot l = \frac{33,94 \times 2,8}{2} = 47,51 \text{ KN.}$$

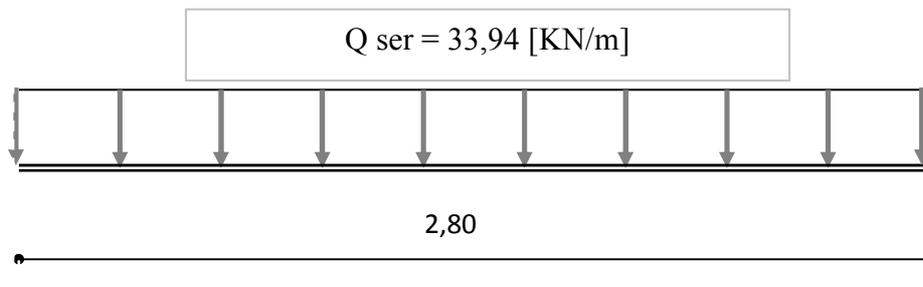


Figure III.19. Charge à l' ELS

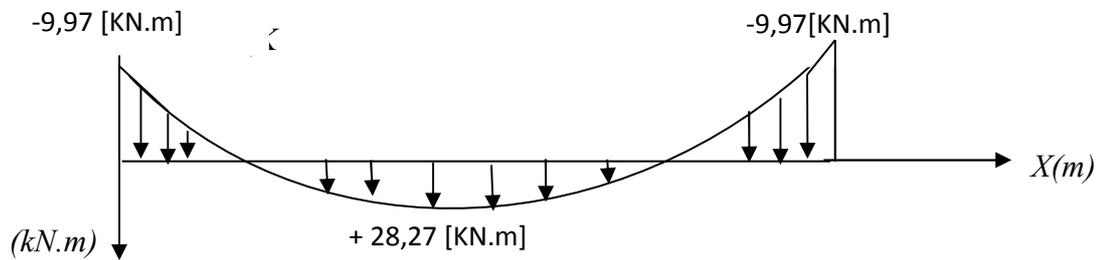


Figure III.20. Diagramme des moments fléchissants à l'ELS

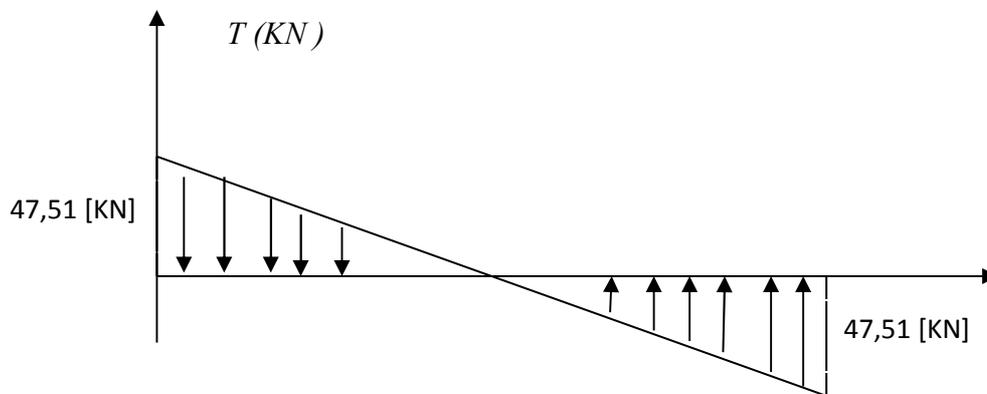


Figure III.21. Diagramme des efforts tranchants

1. En travée :

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2; M_{ser} = 28,27 \text{ kN.m};$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \quad \Rightarrow y = 14,10 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3)y^3 + 15A_s(d-y)^2 = 30005,25 \text{ cm}^4$$

$$\text{On vérifie que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } \sigma_a = n \frac{M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{28,27 \times 10^6 \times 141}{30005,25 \cdot 10^4} = 13,28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Ok}$$

$$\sigma_a = 15 \frac{28,27 \cdot 10^6}{30005,25 \cdot 10^4} (240 - 141) = 139,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Sur appuis :

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 ;$$

$$M_a = 9,97 \text{ kN.m}$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \quad \Rightarrow y = 11,57 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3)y^3 + 15A_s(d-y)^2 = 20183,99 \text{ cm}^4$$

On vérifie que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } \sigma_a = n \frac{M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = 5,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Ok}$$

$$\sigma_a = 92,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.6.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

$$\tau_{u \max} = T_{u \max} / b_0 \times d = (56,42 \times 10^3 \times 10^{-2}) / (25 \times 24) = 0,94 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u \max} = 0,94 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.6.6. Calcul des armatures transversales [Art .A.7.2.2, BAEL.91] :

La quantité des armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b.$$

S_t : espacement des aciers transversaux.

Zone nodale : $S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12\emptyset)$ Soit : $S_t = 8 \text{ cm.}$

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 15 \text{ cm}$. Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

b : largeur de la poutre ($b = 25 \text{ cm}$).

D'où : $A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$.

- Diamètre des armatures transversales :

$\emptyset_t \leq \text{Min} (h_t / 35 ; b_o / 12 ; \emptyset_i)$.

$\emptyset_t \leq \text{Min} (30 / 35 ; 20 / 12 ; 1.2) = 1 \text{ cm}$ soit $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$.

On choisi deux cadres en T8, ce qui donne $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

III.3.6.7. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis [Art .A.5.1.3.2, BAEL.91] :

• **Influence sur armatures inférieures :**

$A_i \geq (T_{u \max} + M_{au} / (0,9 d)) / f_{ed}$

$T_{u \max} = 56,42 \text{ KN}$.

$M_{au} = -11,84 \text{ KN m}$.

$(T_{u \max} + M_{au} / 0,9d) / f_{ed} = 0,22 \text{ cm}^2$

$A = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2 > 0,45 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

• **Influence sur la contrainte de compression dans le béton :**

$T_{u \max} \leq 0,4 f_{c28} a b_0 / \gamma_b$.

$b_0 = 25 \text{ cm}$ (largeur de la poutre).

$a = \text{min} (a' ; 0,9 d)$

Avec : $a' = b$ (largeur de l'appui) - c (enrobage) - 2 cm .

$a' = 30 - 3 - 2 = 25 \text{ cm}$.

$a = 0,9 \times d = 24,3 \text{ cm}$.

$a = \text{min} (25 \text{ cm} ; 0,9 \times 32) = 24,3 \text{ cm}$

$T_{u \max} = 56,42 \text{ KN} \leq 405,50 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

• **Vérifications à l'adhérence :**

$\tau_{se} = T_u / 0,9d \sum \mu_i$

$\sum \mu_i$ est la somme des périmètres des barres ($\sum \mu_i = n \pi \emptyset$: n étant le nombre des barres).

$\tau_{se} = 2,46 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

3.3.6.8. Vérifications de la flèche :

1- $h/L = 30/280 = 0,110 > 1/16 = 0,01$. → Condition vérifiée.

2- $A/b_0 \times d < 4,2/f_e = 0,0105$. Lorsque la poutre est associée à un hourdis.

3- $h/L = 0,110 > M_t/10 M_0 = 0,085$ → Condition vérifiée.

D'après ces conditions le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

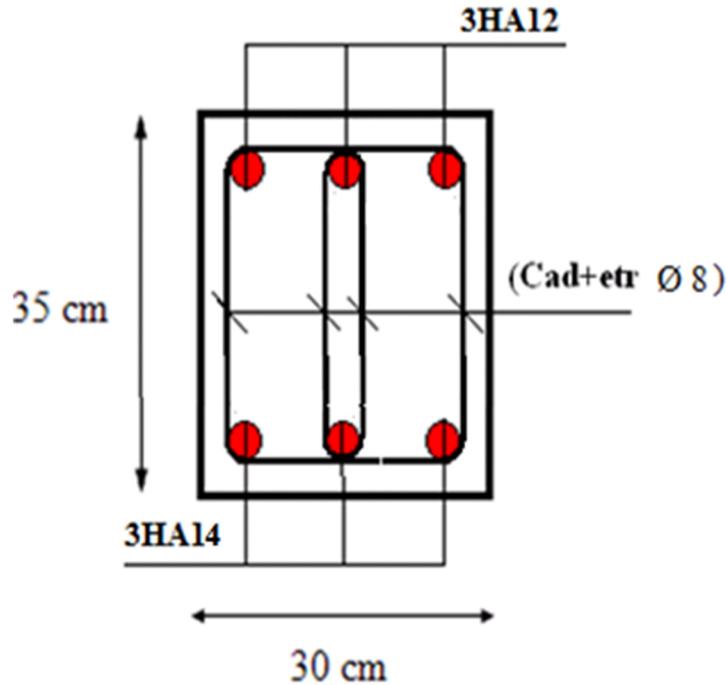


Figure III.22. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.4. Etude des planchers:

Les planchers de notre bâtiment sont de type plancher à corps creux (16+4) et dalle pleine .

- ❖ Plancher à corps creux : 16 cm pour l'hourdis et 4 cm d'épaisseur pour la dalle de compression. Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal du bâtiment (sens de la plus petite portée).

III.4.1. Les poutrelles :**III.4.1.1. Principe de calcul des poutrelles :**

1^{ère} étape : avant le coulage de la dalle de compression la poutrelle est considérée comme reposant sur deux appuis (simplement appuyée), elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et

2^{ème} étape: après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire à cette dernière qui sera considérée comme poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

III.4.1.2. Calcul des poutrelles :

1^{ère} étape :

$$\text{Poids propre des poutrelles : } 25 \times 0,1 \times 0,04 = 0,1 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids propre du corps creux : } 0,95 \times 0,65 = 0,617 \text{ KN/m}$$

$$\text{Surcharge (main d'œuvre) : } 1 \text{ KN/m}$$

- **Combinaison d'action :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5 Q = 2,468 \text{ KN/m}$$

$$M_o = Q_u \times L^2 / 8 = 3,26 \text{ KN.m}$$

$$T_u = Q_u \times L / 2 = 4,01 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures : [I]**

$$\mu_{bu} = M_{Ua} / (b_o \times d^2 \times \sigma_{bu}) = 3,26 \times 10^3 \times 10^2 / 10 \times 2^2 \times 14,2 \times 10^2 = 5,74.$$

$$\mu_{bu} = 5,74 > \mu_{LU} = 0,392 \quad \text{donc : } A' \neq 0.$$

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme étant une poutre continue de section en (T) sur plusieurs appuis.

III.4.1.3. Etude des poutrelles à L'ELU :

- Charge revenant à la poutrelle
- Charge permanente du plancher terrasse $G = 5,87 \text{ KN / m}^2$

- Charge d'exploitation du plancher terrasse $Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$hQu = (1,35 \times 5,87 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,126 \text{ KN} / \text{m}$$

$$Qu = 6,126 \text{ KN} / \text{m}$$

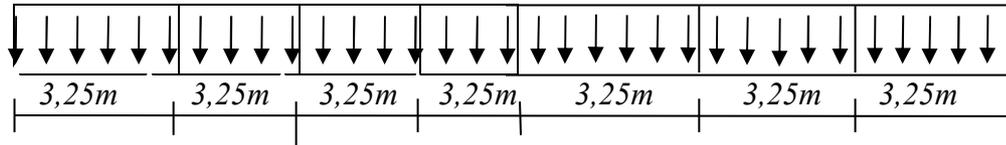


Figure III.23. Schéma statique d'une poutrelle

III.4.1.3.1. Détermination des sollicitations:

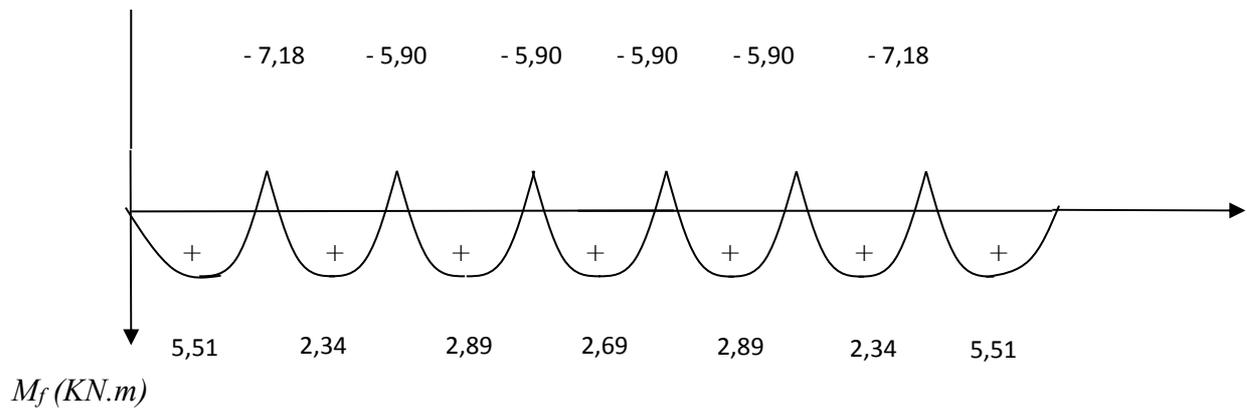


Figure III.24. Diagramme de moment fléchissant

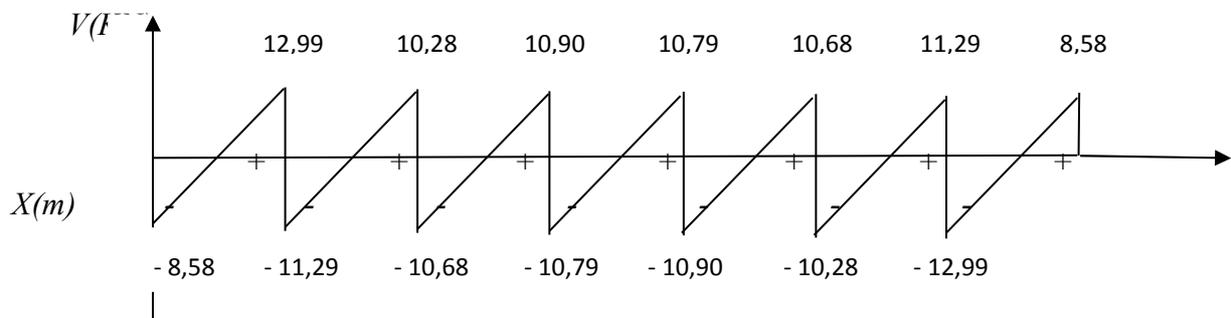


Figure III.25. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

- Moment en travée : $M_t_{max} = 5,51 \text{ KN m}$
- Moment sur appuis : $M_a_{max} = - 7,18 \text{ KN m}$

On a: $b_o \times d_o \times \sigma_{bc} (d - 0,5 d_o) = M_O$

Tel que : $M_O = b \times h_o \times \sigma_{bc} (d - h_o/2)$

III.4.1.3.2. Calcul des armatures à L'E.L.U :

Béton: $f_{c28} = 25 \text{ (MPa)}$,

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

Section:

- $b_o = 6 \text{ (cm)}$.
- $b = 12 \text{ (cm)}$.
- $h = 20 \text{ (cm)}$.
- $h_o = 4 \text{ (cm)}$.
- $d = 18 \text{ (cm)}$.
- a) $d_o = 4 \text{ (cm)}$.

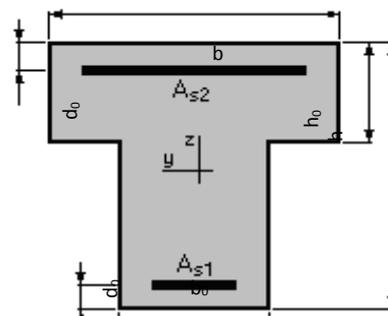


Figure III.26. Coupe transversale de la poutrelle

1) En travée :

$$M_0 = 65 \times 4 \times 14,2 \times 10^2 (18 - 0,5 \times 4) = 59,07 \text{ KN m}$$

$M_0 > M_t$, donc l'axe neutre passe par la table de compression alors la section est étudiée comme une section rectangulaire de dimension (b, h) .

Sections d'acier longitudinal :

$$M_t = 5,51 \text{ kN.m}$$

$$\mu = 0,189 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,264 ; \Rightarrow A_s = 1,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

2. Sur appuis :

$$M_a = 7,18 \text{ kN.m}$$

$$\mu = 0,246 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,36 ; \Rightarrow A_s = 2,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 1T12.....1T14 = 2,67 \text{ cm}^2$$

III.4.2. Calcul des armatures transversales :

La quantité des armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b.$$

S_t : l'espacement entre deux armateurs.

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 12 = 0,54 \text{ cm}^2.$$

On adopte un diamètre de $\emptyset 8$.

III.4.3. Ferrailage de la table de compression :

D'après le C.B.A 93, la dalle surmontant le corps creux doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, et doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser 20cm (Pour les armatures perpendiculaires aux nervures), et 33cm (pour les armatures parallèles aux nervures).

1) Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{per}) :

Soit $L_p = 65\text{cm}$ l'écartement entre axes des nervures.

$$50\text{cm} < L_p = 65\text{cm} < 80\text{cm} \rightarrow A_{per} = \frac{4 \times L_p}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5\text{cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 4T5 = 0,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Armatures parallèles aux nervures (A_{par}) :

$$A_{par} = A_{per} / 2 = 0,5 / 2 = 0,25\text{cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 4T5 = 0,79\text{cm}^2/\text{ml}$$

Selon les sections d'armatures obtenues ci-dessus nous adoptons un treillis soudé : TS $\emptyset 5$; (15x15).

➤ Vérification à l'ELS :

1. En travée :

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 ; M_{ser} = 7,27 \text{ kN.m} ;$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \quad \Rightarrow y = 11,86 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3)y^3 + 15A_s(d-y)^2 = 8007,45 \text{ cm}^4$$

On vérifie que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_a = n \frac{M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_a$

$$\sigma_b = \frac{7,27 \times 10^6 \times 118,6}{8007,45 \cdot 10^4} = 10,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Ok}$$

$$\sigma_a = 15 \frac{7,27 \times 10^6}{8007,45 \times 10^4} (180 - 118) = 84,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Sur appuis :

$$A_s = 2,67 \text{ cm}^2;$$

$$M_a = 9,47 \text{ kN.m}$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \quad \Rightarrow y = 14,82 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3)y^3 + 15A_s(d-y)^2 = 13424,81 \text{ cm}^4$$

On vérifie que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } \sigma_a = n \frac{M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = 10,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Ok}$$

$$\sigma_a = 33,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de la flèche :

$h/L = 20/325 = 0,05 > 1/16 = 0,062$. Donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$F = 5 Q L^4 / 348 E_v \quad I \leq F = L / 500 \text{ pour } (L < 5m)$$

$$Q_U = 6,126 \text{ KN/m.}$$

$$L = 3,80 \text{ m.}$$

$$E_v = 1072,39 \text{ N/mm}^2.$$

$$I = 43333,33 \text{ cm}^4$$

$$F = 0,21 \text{ cm} < 0,76 \text{ cm.} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

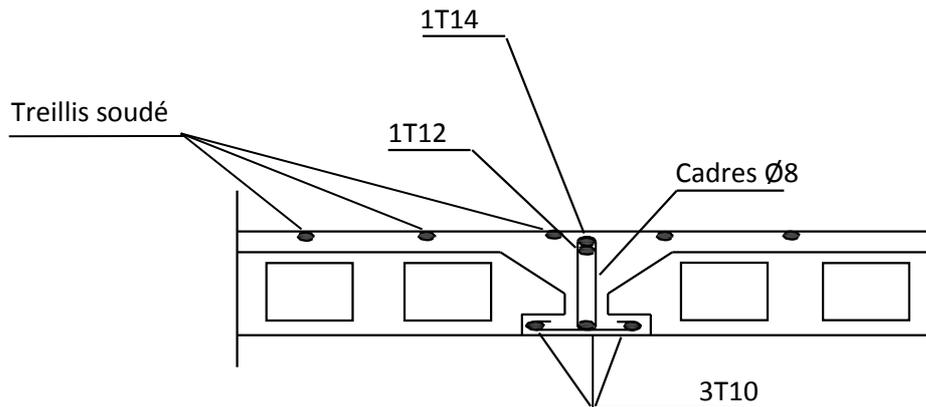


Figure III.27. Disposition des armatures du plancher

III.5. Calcul de la salle des machines (Plancher en dalle pleine) :

III.5.1. Définition :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale ; dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur 2,3 ou 4 appuis.

Dans notre structure, on a une dalle pleine sous forme rectangulaire qui repose sur 4 appuis avec un épaisseur de 15 cm.

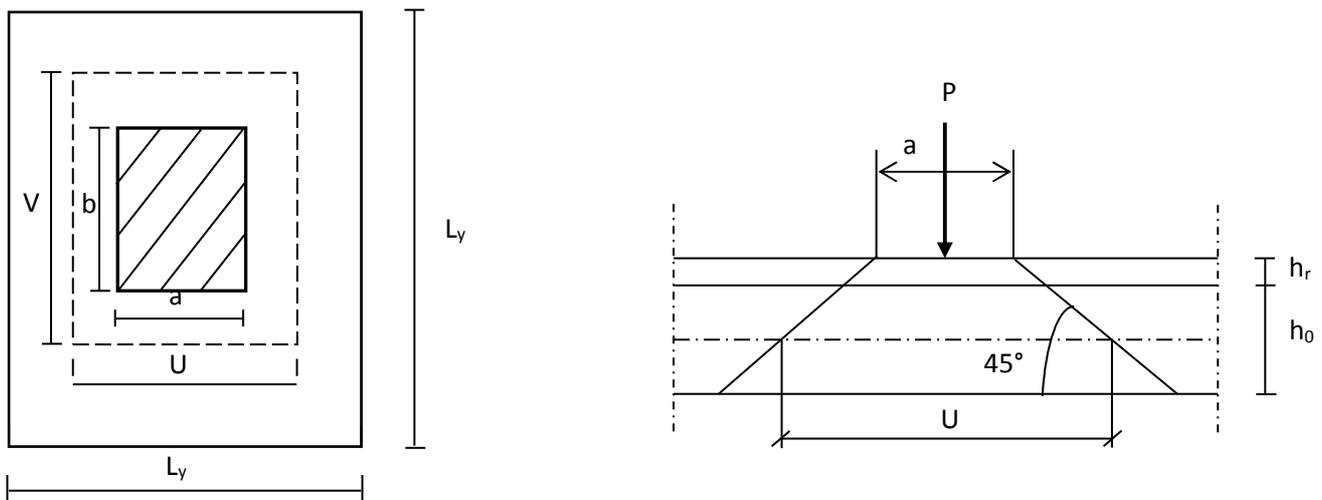


Figure III.28. Répartition de la charge localisée sur la dalle

III.5.2. Calcul des sollicitations :

a- Combinaison de charge :

➤ **ELU :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q = 12,34 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$q_{ser} = G + Q = 9,03 \text{ KN/m}^2$$

b- Calcul des moments :

Calcul de α :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{2,35} = 0,68 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\text{Alors : } M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = \mu_y \cdot M_x$$

➤ **ELU :**

$$\mu_{x,u} = 0,0496 \Rightarrow M_x = 0,0496 \times 12,34 \times 1,60^2 = 1,56 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{y,u} = 0,7052 \Rightarrow M_y = 0,7052 \times 1,56 = 1,10 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

$$\mu_{x,ser} = 0,0566 \Rightarrow M_x = 0,0566 \times 9,03 \times 1,6^2 = 1,30 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{y,ser} = 0,7933 \Rightarrow M_y = 0,7933 \times 1,30 = 1,04 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés sont multipliés par le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis .

Suivant xx :

En travée : $M_{tx} = 0,85M_x$

En appuis de rive : $M_{ax} = 0,3 M_x$

Suivant yy :

En travée : $M_{ty} = 0,85M_y$

En appuis de rive : $M_{ay} = 0,3 M_x$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.3. Tableau récapitulatif des moments de la dalle pleine

	XX			YY		
	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
ELU	1,56	1,32	0,468	1,10	0,935	0,33
ELS	1,30	1,105	0,39	1,04	0,884	0,312

III.5.3. Calcul des armatures longitudinales :

On fait les calculs à la flexion simple

$$b=100\text{cm} \quad ; \quad h=15\text{cm} \quad ; \quad d=0,8h=12\text{cm} \quad ; \quad d'=C'=3\text{cm}$$

les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.4. Tableau récapitulatif des armatures longitudinales

Position		M_u	μ_u	$\mu_l=0,391$	β_u	$A_s(\text{cm}^2)$	A_{min}	Choix	A_s adopté
Sens XX	Travée	0,88	0,0034	$\mu_u < \mu_l$	0,0034	0,187	1,6	4HA10	3,14
	Appuis	0,31	0,0012	$\mu_u < \mu_l$	0,0012	0,066	1,6	4HA10	3,14
Sens YY	Travée	0,62	0,0024	$\mu_u < \mu_l$	0,0024	0,132	1,6	4HA10	3,14
	appuis	0,22	0,0008	$\mu_u < \mu_l$	0,0008	0,044	1,6	4HA10	3,14

➤ **Vérification à l'ELU :**

Contrainte tangentielle :

La fissuration étant peu nuisible, le BAEL nous recommande :

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

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d}$$

➤ **Sens XX**

$$V_x = \frac{q L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12,34 \times 1,60}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,86}{2}}$$

$$V_x = 6,90 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } \tau_u = \frac{6,90}{1 \times 12 \times 10} = 0,0575 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_u < \tau_u \Rightarrow C.V$$

➤ **Sens YY**

$$V_y = \frac{q L_y}{3} = \frac{12,34 \times 1,60}{3} = 6,58 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{6,58}{1 \times 12 \times 10} = 0,054 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_u < \tau_u \Rightarrow C.V$$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec } \mu_c : \text{ périmètre du contour } \quad \mu_c = 2 \times (1,60 \times 2,35) = 7,52 \text{ m}^2$$

$$Q_u = \frac{0,045 \times 7,52 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 846 \text{ KN}$$

$$q_u = 12,34 < 846 \text{ KN} \Rightarrow C.V$$

➤ **Vérification de l'écartement minimale des barres : (Art A-8.2.42) BAEL 91/99**

$$\text{Armatures supérieurs : } St_x = 25 \text{ cm} \leq \min (2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures inférieurs : } St_y = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des diamètres maximaux des barres :**

On doit vérifier que :

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h}{10}$$

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (ch.13 paragraphe IV) BAEL 91/99**

a) **Vérification des armatures longitudinales :**

- **Sens X-X :**

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(v_{ux} + \frac{M_{u \text{ app}}}{0,9 d} \right)$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{400} \left(6,90 + \frac{0,34}{0,9 \times 0,12} \right) = 0,280 \text{ cm}^2 \Rightarrow C.V$$

- **Sens Y-Y :**

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(v_{uy} + \frac{M_{u \text{ app}}}{0,9 d} \right)$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{400} \left(6,58 + \frac{0,22}{0,9 \times 0,12} \right) \times 10 = 0,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow C.V$$

b) **Vérification de la contrainte de compression :**

$$V_u \leq 0,4 b_0 (0,9 d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Sens X-X :**

$$V_u = 6,90 < 0,4 \times 100 \times 0,9 \times 12 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 720 \text{ KN} \Rightarrow C.V$$

- **Sens Y-Y :**

$$V_u = 6,58 < 0,4 \times 100 \times 0,9 \times 12 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 720 \text{ KN} \Rightarrow C.V$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5. Tableau récapitulatif des vérifications

Position		$M_{ser}(KN)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Observation
Sens XX	Travée	0,73	3,13	6087,13	0,375	15	CV
	Appuis	0,26	3,13	6087,13	0,134	15	CV
Sens YY	Travée	0,58	3,13	6087,13	0,298	15	CV
	Appuis	0,20	3,13	6087,13	0,103	15	CV

➤ **Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL 91/99**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow (0,1 > 0,0625) \quad \Rightarrow C.V$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 M_{ser}} \Rightarrow (0,1 > 0,085) \quad \Rightarrow C.V$$

Avec :

$$h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; l = 1,60 \text{ m} ; A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 0,58 \text{ KN.m} \quad M_{0,ser} = 0,68 \text{ KN.m} \quad F_e = 400 \text{ MPa}$$

NB : Les trois conditions sont vérifiées , donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

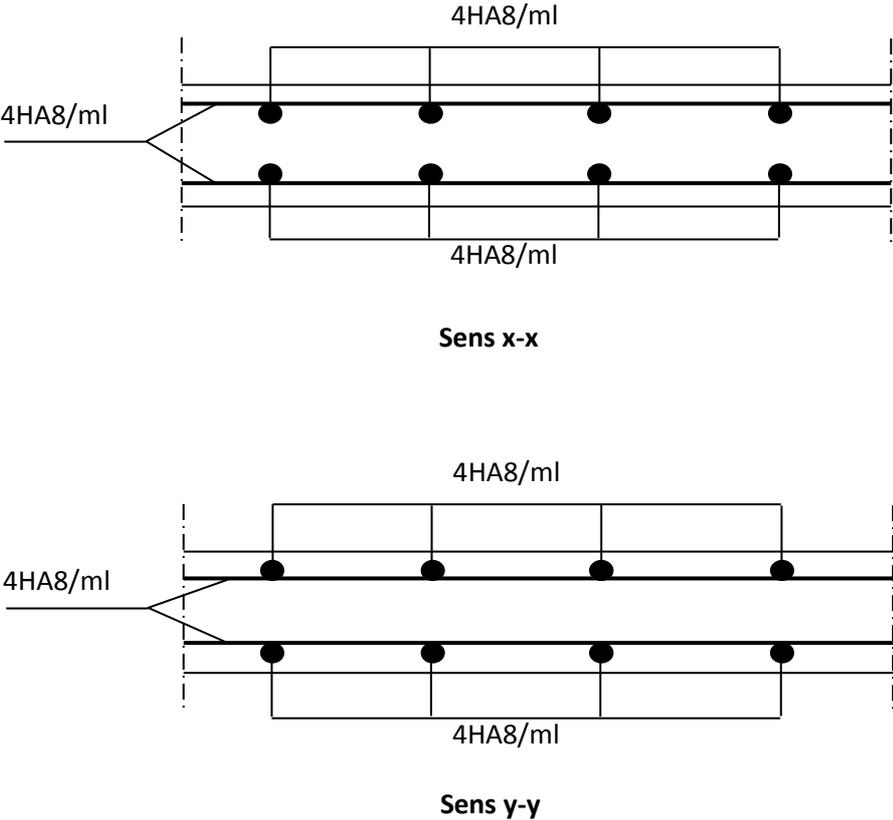


Figure III .29. Ferrailage de la dalle de salle machine

Étude dynamique et sismique

Introduction :

Vu que notre ouvrage est implanté dans une zone de forte sismicité, le système de contreventement doit contenir des voiles pour la reprise des efforts horizontales dus au séisme et notre conception doit satisfaire les conditions exigées par le règlement parasismique algérien qu'elle soit régulière ou irrégulière car l'expérience montre que l'application des règles parasismiques limite d'une manière importante l'ampleur des dommages sismiques.

IV.1. Etude dynamique :

IV.1.1. Principe de la conception parasismique :

L'étape essentielle dans la stratégie de la conception parasismique c'est la configuration de l'ouvrage qui se définit à partir de la géométrie du bâtiment (dimensions en plan et en élévation), la position et l'importance des irrégularités, le type et la disposition des éléments structuraux (murs, poteaux, cages d'escaliers - ascenseurs), la nature et la disposition des éléments non structuraux. Il s'agit dans cette phase d'identifier une configuration d'une manière à limiter l'amplitude des déformations provoquées par l'action sismique.

La première condition pour obtenir une bonne configuration qui résiste aux séismes est d'avoir la régularité la plus grande des formes, des masses et des rigidités, tant en plan qu'en élévation, ce qui assure une meilleure disposition des sollicitations dans la structure en faisant participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique.

Lors d'un séisme, cette régularité sera un facteur déterminant du bon comportement dynamique, permettant aux différentes parties du bâtiment d'osciller en phase. Les oscillations différentielles sont une source de dommages structuraux et non structuraux. En outre, un bâtiment de forme très irrégulière entraîne un coût défavorable à la résistance aux séismes.

IV.1.2. Investigation numérique :

Vu que l'aspect architectural de notre bâtiment nous est imposé, notre souci c'est orienté, principalement, vers la recherche d'une distribution judicieuse des éléments de contreventement ainsi que le calibrage de leurs dimensions afin de satisfaire toutes les conditions exigées par le règlement parasismique. Cette démarche s'articule principalement autour de l'analyse des paramètres suivants :

- *La nature des modes de vibration et leurs coefficients de participation modale.*
- *L'excentricité entre le centre de masse et de rigidité.*
- *La reprise de l'effort horizontal induit par la charge sismique par chaque élément de contreventement au prorata de leur rigidité.*

Pour atteindre ces objectifs nous avons opté pour le choix d'une modélisation de la structure par éléments finis. Pour cela nous avons utilisé un logiciel de calcul particulièrement destiné aux bâtiments à savoir « L'ETABS »

IV.1.3. Notion sur les éléments finis :

La méthode des éléments finis consiste à utiliser une approximation simple des variables inconnues pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations

algébriques. L'approximation est une technique grâce à laquelle, on peut discrétiser un phénomène physique par une fonction approchée définie sur un domaine de manière à ce que la différence entre la fonction exacte et la fonction approchée soit nettement petite.

La méthode des éléments finis fait appel aux trois domaines suivants :

- science de l'ingénieur pour construire les équations aux dérivées partielles
- méthodes numériques pour construire et résoudre les équations algébriques
- programmation et informatique pour exécuter efficacement les calculs

La méthode des éléments finis fait intervenir les paramètres suivants :

- la dimension de l'espace et la géométrie de référence.
- la base polynomiale et la position des nœuds géométriques et d'interpolation.
- le nombre et la nature des degrés de liberté pour chaque nœud.
- les types de continuité sur les frontières.

Tout logiciel de calcul de structure par la M.E.F nécessite les étapes suivantes :

- paramètres généraux du problème (nombre de nœuds et d'éléments)
- propriétés des matériaux
- coordonnées des nœuds de maillage
- spécification des éléments
- Approche adoptée (déplacement, contrainte ou mixte). Concernant le logiciel de calcul de structure ETABS, avec lequel nous avons modélisé la structure faisant l'objet de notre étude, il est basé sur l'approche déplacement.

IV.1.4. Choix des éléments :

Il s'agit de faire un choix entre divers types d'éléments finis en fonction de la nature ou de la qualité des résultats désirés et le maillage en conséquence. En effet, le logiciel de calcul que nous avons utilisé (ETABS) est doté d'une bibliothèque d'éléments finis de type poutre, membrane, plaque, coque et de volume dont l'utilisation est en étroite relation avec le fonctionnement des éléments de la structure.

Autrement dit : La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

- Les éléments finis de bielle ou de barre (élément axial) à définition linéaire servent à modéliser des ressorts, des tirants, des câbles et des barres bi-articulées. Ce sont des éléments qui travaillent en traction-compression ; ils sont souvent utilisés pour le calcul des treillis, des assemblages de barres articulées. Une barre physique se modélise par un seul élément fini de barre car le découpage en plusieurs éléments n'améliore pas la convergence vers la solution du fait que le raffinement du maillage pour ce type d'éléments introduit une succession de rotules entre les éléments.
- Les éléments finis de poutre sont employés pour le calcul des ossatures travaillant en compression traction, flexion et torsion. Ces ossatures forment des bâtiments, des portiques étagés, des poutres continues, des tabliers ou pièces de pont (poutres maîtresses, entretoises, raidisseurs), des poteaux, des piles, des béquilles, des pylônes, des réseaux croisés.... etc.

- Les éléments finis de type membrane ne prennent en compte que les termes de raideur dans le plan de chaque élément. Ce sont des éléments qui ne travaillent que dans leur plan. Leur comportement mécanique est l'état plan de contrainte.
- Les éléments finis de type plaque sont des éléments qui travaillent perpendiculairement à leur plan ; ils doivent assurer la transmission des charges normales. L'épaisseur de la plaque est supposée négligeable devant les autres dimensions et les déformations d'effort tranchant sont négligeables (conformément aux hypothèses des plaques minces).
- Les éléments finis de type coque sont obtenus par simple superposition de deux éléments de type membrane et de type plaque, de ce fait ils acceptent tout type de chargement.
- Les éléments de volume sont des éléments tridimensionnels dont toutes les dimensions sont du même ordre de grandeur. On les utilise pour la modélisation des pièces massives ou des parties dans une structure qui représentent un volume élémentaire de matériau.

IV.1.5. Présentation du logiciel de calcul ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des structures. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul des sollicitations et le calcul de ferrailage suivant les différents règlements (Euro code, UBC, ACI...etc.).

En effet, grâce à ces diverses fonctions, il permet la détermination des sollicitations, le calcul automatique du centre de masse et de rigidité, la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle ainsi, dans le cas de la dalle pleine il permet une descente de charge automatique. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau... etc.).

ETABS a pour avantage aussi le calcul direct de la force sismique par le biais de la méthode statique équivalente.

❖ Modélisation des éléments structuraux :

- La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :
- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

❖ Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

L'estimation de l'effort sismique est faite par diverses méthodes de calcul qui ont été proposées parmi les quelle on distingue deux méthodes très couramment utilisées.

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.

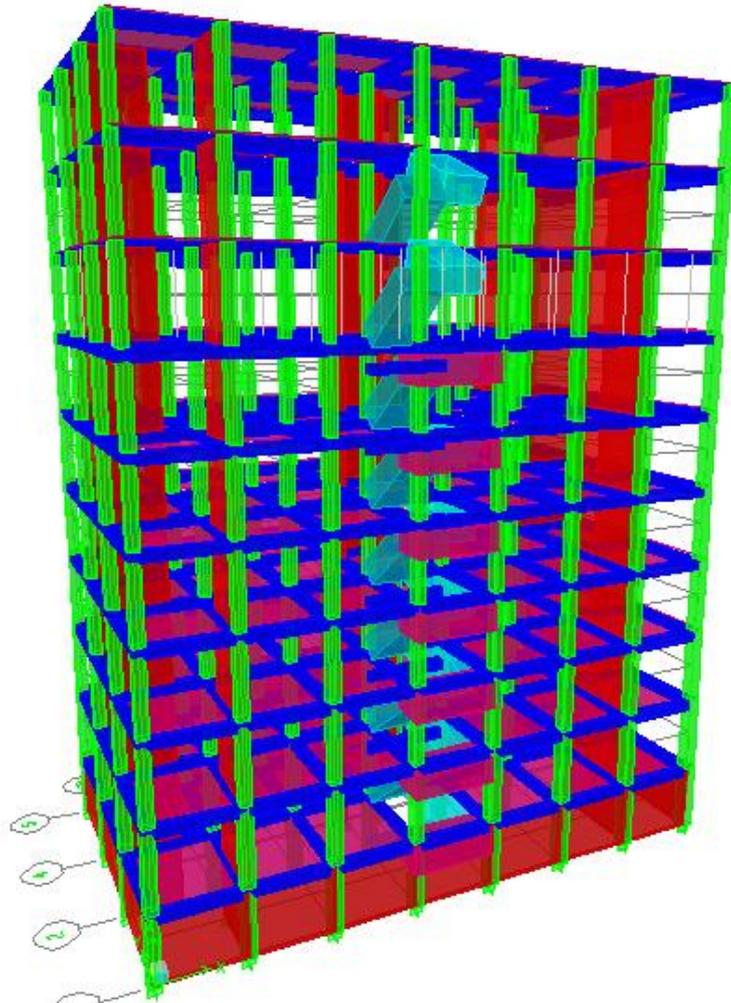
Présentation de la vue en 3D :

Figure IV.1: Schéma de la structure en 3D.

IV.2. Etude sismique :**IV.2.1. présentation de la méthode de calcul :**

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

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

IV.2.2. Méthode statique équivalente : R.P.A (Art4.2) :

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 30m en zones III et II_b, 65m en zone II_a.
- Le bâtiment ou bloc étudié présent une configuration irrégulière tout en respectant outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :
 - ❖ **Zone I** : Tous groupes
 - ❖ **Zone II** : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

❖ **Zone III** : Groupes d'usage 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Groupes d'usage 1A..... $H_T \leq 2$ niveaux ou 08m.

IV.2.3. Méthode d'analyse modale spectrale :

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

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.

IV.2.4. Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**). Si les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**.

Dans notre cas, **Boumerdes** est classée dans une zone de forte sismicité **ZONE III**, ainsi que notre ouvrage étant un bâtiment classé en **Groupe2** le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment **ne répond pas** aux critères (4.1.2.a) exigés par le **RPA99V2003**, quand à l'application de la méthode statique équivalente.

IV.2.4.1. méthode dynamique modale spectrale :

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

❖ Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA99V2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

➤ **Classification du site :**

Selon le **RPA99V2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme (Catégorie S_3).

➤ **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3,0s \end{cases}$$

T_1, T_2 : période caractéristique dépendant du site : pour un site meuble (S_3).

$$\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \dots\dots\dots (\text{Tableau 4.7 RPAV2003}) \end{cases}$$

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} = 0,882 \dots (\varepsilon = 7\%) \dots\dots\dots (\text{Article 4.2 RPAV2003})$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages..... (Tab4-2).

On prend le cas le plus défavorable pour $\varepsilon = 7\%$.

▪ **Estimation de la période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques données par RPA99 : $T = C_T h_N^{3/4}$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.....

$C_T=0,05$; $h_N=25,5m$.

D'où : $T = 0,05(27,54)^{3/4} = 0,601s$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la formule suivante : $T=0,09h_N/\sqrt{L}$

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

-sens longitudinale : $L_x=24,45m$.

-sens transversale : $L_y=15,85m$.

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 du RPA99V2003 donc :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; 0,09 h_N / \sqrt{L} \right\}$$

✓ **Pour le sens longitudinal :**

donc $T_x=0,450s$

On a $T_2=0,5s$:

$0 \leq T_x = 0,450s < T_2 = 0,5s$ $T_x \implies \min(0,567s; 0,450s) \dots \dots D=2,5 \eta$ donc : $D_x=2,205$.

✓ **Pour le sens transversal :**

$T_y = \min(0,567s; 0,498s) \dots \dots$ donc $T_y=0,498s$

$0 \leq T_y = 0,498s \leq T_2 = 0,5s$ $\implies D=2,5 \eta$ donc : $D_y=2,205$.

▪ **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Zone III ; groupe d'usage 2A $\implies A=0,30$.

▪ **coefficient de comportement global de la structure R :**

Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3)RPA99/version2003 en fonction du système de contreventement de la structure.

On suppose que notre structure est contreventée par des portiques plus voiles porteurs et après l'étude de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux reprise par les voiles et les portiques .

Donc : R=5

▪ **facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (Art4.4RPAV2003).

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

Sa valeur est donnée au tableau (Art4.4RPAV2003).

✓ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- **Sens longitudinal:(7 files):**

$$L_{max} / L_{min} = 4,10 / 3,25 = 1 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } P_q = 0,0$$

- **Sens transversal: (5files):**

$$L_{max} / L_{min} = 3,25 / 3,25 = 1 < 1,5 \Rightarrow \text{critère non observé } p_q = 0,0$$

- **structure a une force compacte, et le rapport:**

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 24,45 / 15,85 = 1,54 < 4 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

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

$$0,25 \leq L_x / L_y \leq 4 \implies 0,25 \leq 26 / 21,2 = 1,54 \leq 4 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc le critère est non observé $p_q = 0,0$

✓ **Régularité en élévation :**

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.
- La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

✓ **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment sont contrôlés donc : $p_q = 0$

✓ **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. Donc $P_q = 0$

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités P_q .

Critère q	P_q			
	Suivant x-x		Suivant y-y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1- condition minimale sur les files de contreventement	-	0,0	-	0,0
2-Redondances en plan	-	0,0	-	0,0
3- Régularité en plan	-	0,0	-	0,0
4- Régularité en élévation	-	0,0	-	0,0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	-
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	0	-	0	-
Totale	0,00		0,00	

▪ **poids total de la structure W :**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$\text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 : $\beta=0,2$

Tableau IV.2 : Les valeurs du poids propre W .

	<i>A</i>	<i>L(m)</i>	<i>D</i>	<i>Q</i>	<i>R</i>	<i>T(s)</i>	<i>T= min (T₁; T₂)(s)</i>	<i>W(KN)</i>
X-X	0,15	26,00	2,205	1,2	3,5	0,601	0,450	37834 ,91
Y-Y	0,15	21,20	2,205	1,2	3,5		0,498	37834 ,91

IV.2.5. Modélisation de la structure :

Le choix du positionnement des voiles : En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions

- *Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.*
- *La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.*
- *En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante :*

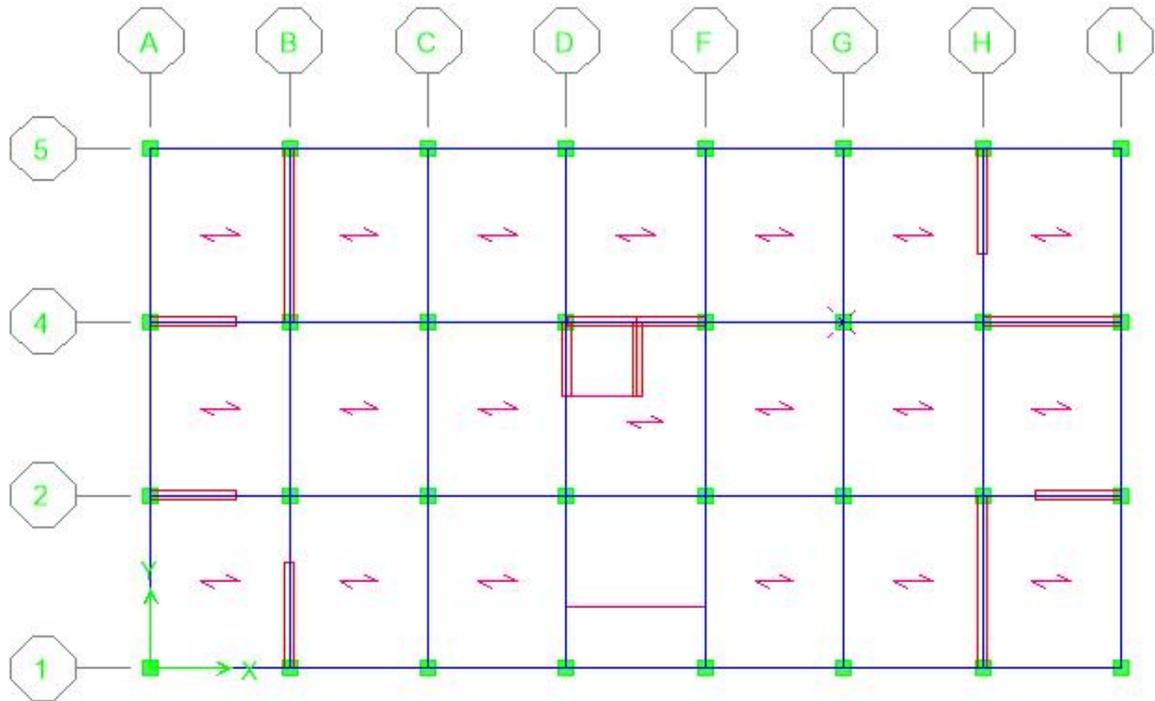


Figure IV.2 Disposition des voiles

IV.2.5.1. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

❖ Détermination des masses et centre de masse par étage :

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme).

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément i .

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

➤ **Centre de rigidité (torsion) :**

Est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité.

D'où :

X_{CT}, Y_{CT} : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion).

e_x : excentricité théorique suivant x .

e_y : excentricité théorique suivant y .

Tableau IV.3 : Centre des masses et centre de torsion de chaque étage.

Plancher	Position de centre de masse			Position de centre de torsion		Excentricité théorique	
	Masse(KN)	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_{CR}(m)$	$Y_{CR}(m)$	$e_x(m)$	$e_y(m)$
1	586,2633	13,02	7,330	12,8	7,326	0,220	0,004
2	477,1885	12,929	7,412	12,798	7,543	0,131	-0,131
3	476,1183	12,921	7,559	12,797	7,492	0,124	0,067
4	469,1061	12,923	7,562	12,797	7,424	0,126	0,138
5	463,4381	12,925	7,564	12,799	7,386	0,126	0,178
6	457,4888	12,93	7,568	12,802	7,358	0,128	0,21
7	449,6773	12,933	7,611	12,803	7,345	0,13	0,266
8	477,4914	12,86	7,50	12,807	7,342	0,053	0,158
9	438,5842	12,72	7,401	12,68	7,254	0,04	0,147

➤ **L'excentricité accidentelle :(article 4.2.7RPA99/Version 2003)**

Elle est fixée par le RPA 99/Version 2003 à : 5% L

Sens X $e_x = 0,05 L_x$.

Sens Y $e_y = 0,05 L_y$.

$$W_t = M_t \times g = 3856,77 \times 9,81 = 37834,91 \text{KN.}$$

IV.2.5.2. Caractéristiques dynamiques de la structure :

❖ **Nombre de modes à considérer :**

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

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Lorsque tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20 \text{ sec} \quad (\text{article 4-14 RPA/2003})$$

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

Le nombre de mode à considérer est : 8 modes (participation modale de mode 8: 98,7975%).

IV.2.5.3. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale :

❖ Mode de vibration et taux de participation des masses :

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS 9.7.1, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau :

Tableau IV.4 Modes de vibration et taux de participation des masses

Mode	Période	UX	UY	Cumule UX	Cumule UY	Nature
1	0,643258	60,9613	3,4970	60,9613	3,497	Translation XX
2	0,591325	2,7895	44,6088	63,7508	48,1059	Translation YY
3	0,560566	0,7286	16,1001	64,4794	64,2060	Rotation
4	0.170937	14,4783	0,2681	78,9577	64,4741	/
5	0,152070	0,0976	7,6010	79,0554	72,0752	/
6	0,146160	1,0462	9,0001	80,1015	81,0752	/
7	0.080194	4,9100	0,0881	85,115	81,1633	/

➤ Modes de vibration obtenus :



Figure IV.3. Premier mode (translation XX)

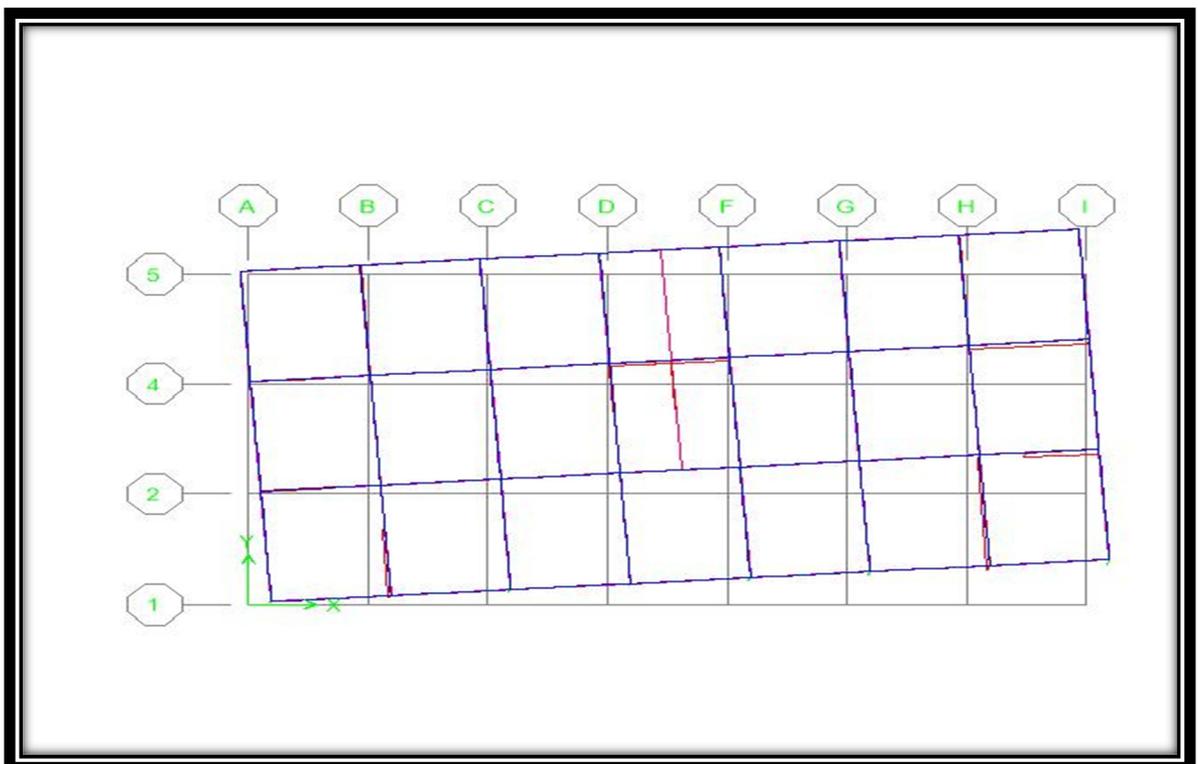


Figure IV.4. Deuxième mode (translation YY)



Figure IV.5. Troisième mode (Rotation)

➤ Calcul de l'effort tranchant modal à la base : D'après le (RPA99v03):

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant à la base.

α_i : coefficient de participation i .

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans les tableaux suivants :

Tableau IV.5: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale).

Mode	Période (sec)	Sa/g	ai(%)	W(KN)	Vi(KN)
1	0,643258	0,122	72,8221	37834,91	336136,547
2	0,591325	0,141	0,0015	37834,91	8,002
3	0,560566	0,142	0,3977	37834,91	2136,666
4	0,170937	0,144	18,5285	37834,91	100947,475
5	0,152070	0,149	0,0007	37834,91	0,393
6	0,146160	0,161	0,0499	37834,91	303,30
7	0,080194	0,167	6,997	37834,91	44114,32
8	0,057351	0,170	0,0001	37834,91	0,642
			$\sum ai(\%)=98,7975$		

▪ Sens transversal (Y-Y):

Tableau IV.6: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal).

Mode	Période (sec)	Sa/g	ai(%)	W(KN)	Vi(KN)
1	0,643258	0,122	0,0013	37752,98	3,72
2	0,591325	0,141	69,9453	37752,98	372330,73
3	0,560566	0,142	0,0018	37752,98	9,65
4	0,170937	0,144	0,001	37752,98	5,44
5	0,152070	0,149	19,2591	37752,98	108336,17
6	0,146160	0,161	0,0001	37752,98	0,608
7	0,080194	0,167	0,0001	37752,98	0,630
8	0,057351	0,170	6,9736	37752,98	44756,61
			$\sum ai(\%)=96,1823$		

➤ Les combinaisons des réponses modales:

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérés comme indépendant si le rapport :

$$r = T_i/T_j \text{ avec } T_i \leq T_j \text{ vérifie :}$$

$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$; avec $\varepsilon_i = \varepsilon_j = 7 \% r \leq 0,588$

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad \text{----- (1)}$$

Avec : E : effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon la mode « i ».

K : nombre de modes retenues.

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \text{----- (2)}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Combinaisons des réponses modales

Mode	Période T (s)	$r = T_i/T_j$	Observation
1	0,643256	0,813080	C.N.V
2	0,591325	0,686662	C.N.V
3	0,560566	0,410229	C.V
4	0,170937	0,889623	C.N.V
5	0,152070	0,676908	C.N.V
6	0,146160	0,676908	C.N.V
7	0,080194	0,767073	C.N.V
8	0,057351	0,872803	C.N.V
9	0,043098	0,751477	C.N.V

☞ **Remarque :**

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule (2)

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} E_x = 3512,03 \text{ KN} \\ E_y = 4015,63 \text{ KN} \end{cases}$$

Vérification des exigences de RPA99/2003 :

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des premières vérifications préconisées par le RPA99V2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dy} < 0,8 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0,8V/V_t$

▪ **Calcul de la force sismique totale :**

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.2.3})$$

$$V_x = \frac{0,15 \times 2,205 \times 1,2}{5} \times 37834,91 = 4290,48 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 2,205 \times 1,2}{5} \times 37834,91 = 4290,48 \text{ KN.}$$

Tableau IV.8: Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

	$V_{statique} \text{ (KN)}$	$0,8 V_{statique}$	$V_{dynamique} \text{ (KN)}$	$0,8 V_s < V_{dyn}$
Sens X-X	4290,48	3432,38	3512,03	C.V
Sens Y-Y	4290,48	3432,38	4015,63	C.V

➤ **Justification du système de contreventement :**

Selon les définitions données par le **RPA99/V2003**, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R , on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

▪ **Sous charges horizontales :**

Tableau IV.9: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile		Portique		(%) Voile		(%) Portique	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niveau 1	3212,78	3647,69	891,51	659,49	78,28	84,68	21,72	15,31

▪ **Sous charges verticales :**

Tableau IV.10 : Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile	Portique	(%) Voile	(%) Portique
	F3	F3	F3	F3
Niveau 1	21383,76	45424,78	82,47	17,52

Avec :

$F3$: la charge verticale reprise par l'élément.

$F1$: la charge horizontale suivant X

$F2$: la charge horizontale suivant Y

☞ **Conclusion :**

D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles ce qui nous conduit à avoir un système de contreventement

constitué par des voiles porteurs en béton armé selon le RPA99/version 2003. Donc un coefficient de comportement de $R=5$.

➤ **Spectre de réponse :**

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **RPA99**

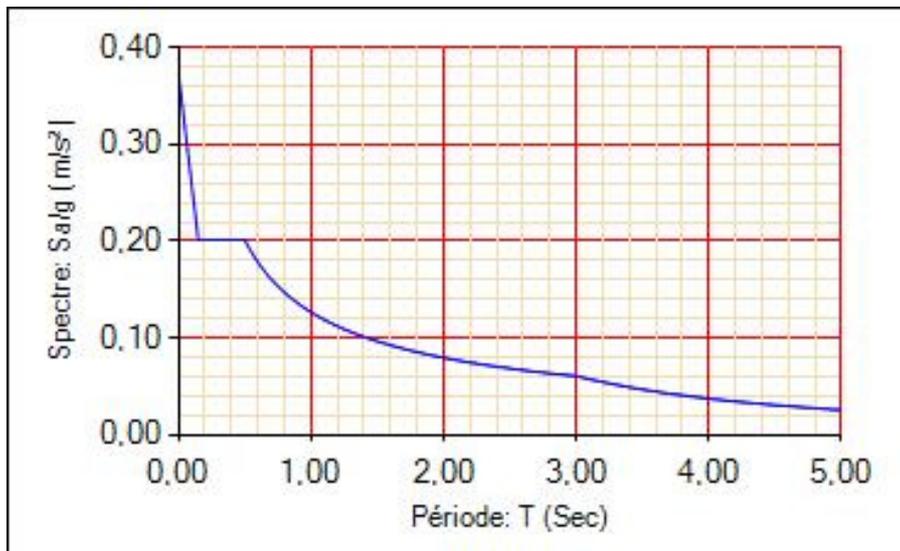


Figure IV.6. Spectre de réponse

IV.2.6. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes: **(RPA99V2003 Art4.2.5)**

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

Où : F_t est la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

$$F_t = \begin{cases} 0,07TV & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule:

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au planchers i, j 4290,48

Dans notre cas $T = 0,7371s > 0,7s$ donc : $F_t = 0,07VT$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

❖ Sens X-X :

Tableau IV.11: La distribution de la résultante des forces sismique selon la

$V_x = 3512,03 \text{ KN}$								
Story	W(KN)	hi (m)	wi . hi	Vi	(Vx - Ft)	$\sum w_i . h_i$	(Vx - Ft).wi.hi	Fi (KN)
Niveau 1	5751,24	4,08	23465,06	3512,03	3290,66	545161,74	77215534,34	141,6378456
Niveau 2	4681,22	7,14	33423,91	3512,03	3290,66	545161,74	109986723,7	201,7506285
Niveau 3	4670,72	10,2	47641,34	3512,03	3290,66	545161,74	156771451,9	287,5686982
Niveau 4	4601,93	13,26	61021,59	3512,03	3290,66	545161,74	200801305,3	368,3334515
Niveau 5	4546,33	16,32	74196,10	3512,03	3290,66	545161,74	244154138,4	447,8563342
Niveau 6	4487,96	19,38	86976,66	3512,03	3290,66	545161,74	286210616	525,0012886
Niveau 7	4411,33	22,44	98990,24	3512,03	3290,66	545161,74	325743223,2	597,5166621
Niveau 8	4684,19	25,5	119446,84	3512,03	3290,66	545161,74	393058938,5	720,9950913
Somme	37834,92		545161,74	/	/	/	/	3290,66
$V = F_t + \sum F_i = 3290,66 \text{ KN}$								

Sens Y-Y :

Tableau IV.12: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur (sens Y-Y).

$V_y = 4015,63 \text{ KN}$								
Story	$W(\text{KN})$	$h_i \text{ (m)}$	$w_i \cdot h_i$	V_i	$(V_y - F_i)$	$\sum w_i \cdot h_i$	$(V_x - F_i) \cdot w_i \cdot h_i$	$F_i \text{ (KN)}$
Niveau 1	5751,24	4,08	23465,06	4015,63	3794,26	545161,74	89032538,56	163,3139893
Niveau 2	4681,22	7,14	33423,91	4015,63	3794,26	545161,74	126819004,8	232,626385
Niveau 3	4670,72	10,2	47641,34	4015,63	3794,26	545161,74	180763630,7	331,577984
Niveau 4	4601,93	13,26	61021,59	4015,63	3794,26	545161,74	231531778,1	424,7029113
Niveau 5	4546,33	16,32	74196,10	4015,63	3794,26	545161,74	281519294,4	516,3959129
Niveau 6	4487,96	19,38	86976,66	4015,63	3794,26	545161,74	330012062	605,34707
Niveau 7	4411,33	22,44	98990,24	4015,63	3794,26	545161,74	375594708	688,9601387
Niveau 8	4684,19	25,5	119446,84	4015,63	3794,26	545161,74	453212367,1	831,335609
Somme	37834,92		545161,74	/	/	/	/	3794,26
$V = F_t + \sum F_i = 3794,26 \text{ KN}$								

IV.2.7. Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

D'après l'article (Art 5.10) du RPA99, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

❖ **Principe de calcul :(Art 4.43)**

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK}$$

Avec:

R: Coefficient de comportement.

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est : $\Delta_{k adm} = 1\% h_0$

Avec :

h_0 : est la hauteur d'étage

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal (X-X):**

Tableau IV.13 : Le déplacement inter-étage dans le sens X-X.

Niveau	$\delta_e^k (m)$	R	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta_K(m)$	$\bar{\Delta}_k (m)$	Observation
Niveau8	0,0064	5	0,0224	0,0077	0,0147	0,0306	C.V
Niveau 7	0,0022	5	0,0077	0,0028	0,0049	0,0306	C.V
Niveau6	0,0008	5	0,0028	0,00945	-0,0066	0,0306	C.V
Niveau5	0,0027	5	0,00945	0,0112	-0,00175	0,0306	C.V
Niveau 4	0,0032	5	0,0112	0,0091	0,0021	0,0306	C.V
Niveau 3	0,0026	5	0,0091	0,00245	0,0066	0,0306	C.V
Niveau 2	0,0007	5	0,00245	0	0,00245	0,0306	C.V
Niveau1	0	5	0	0	0	0,0408	C.V

➤ **Sens transversal (Y-Y):**

Tableau IV.14: Le déplacement inter-étage dans le sens Y-Y

Niveau	$\delta_e^k (m)$	R	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta_K(m)$	$\bar{\Delta}_k (m)$	Observation
Niveau8	0,0062	5	0,0217	0,01785	0,00385	0,0306	C.V
Niveau 7	0,0051	5	0,01785	0,014	0,00385	0,0306	C.V
Niveau6	0,004	5	0,014	0,01015	0,00385	0,0306	C.V
Niveau5	0,0029	5	0,01015	0,00665	0,0035	0,0306	C.V
Niveau 4	0,0019	5	0,00665	0,00385	0,0028	0,0306	C.V
Niveau 3	0,0011	5	0,00385	0,0021	0,00175	0,0306	C.V
Niveau 2	0,0006	5	0,0021	0,00105	0,00105	0,0306	C.V
Niveau1	0,0003	5	0,00105	0	0,00105	0,0408	C.V

☞ **Commentaire :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée**).

IV.2.8. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :RPA 99 (art 5.9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau (K)

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

Tel que :

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

- ✓ Si $\theta_K < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- ✓ Si $0,1 < \theta_K < 0,2$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à :
 $1 / (1 - \theta_K)$
- ✓ Si $\theta_K > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

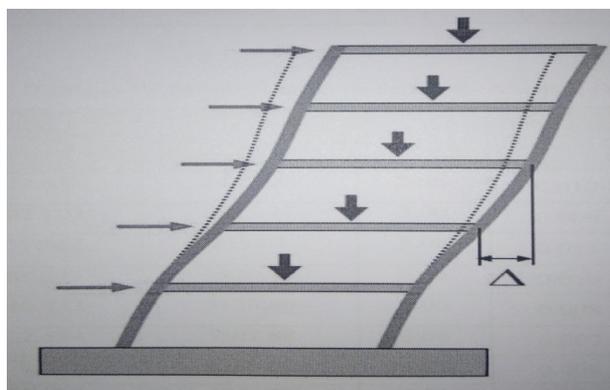


Figure V.7 : Présentation de l'effet P - Δ sur la structure.

➤ *Sens longitudinal (X-X):*

Tableau IV.15: Vérification de l'effet $P - \Delta$ sens X-X.

Niveau	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	h_k (m)	V_{kx}	θ_{kx}	< 0.1
Niveau 8	5751,24	0,0147	3,06	3290,66	0,008396037	C.V
Niveau 7	4681,22	0,0049	3,06	3290,66	0,002277984	C.V
Niveau 6	4670,72	0,0066	3,06	3290,66	0,003061422	C.V
Niveau 5	4601,93	0,00175	3,06	3290,66	0,000799785	C.V
Niveau 4	4546,33	0,0021	3,06	3290,66	0,000948147	C.V
Niveau 3	4487,96	0,0066	3,06	3290,66	0,002941632	C.V
Niveau 2	4411,33	0,00245	3,06	3290,66	0,001073324	C.V
Niveau 1	4684,19	0	3,06	3290,66	0	C.V

➤ *Sens transversal (Y-Y):*

Tableau IV.16: Vérification de l'effet $P - \Delta$ sens Y-Y.

Niveau	P_k (KN)	Δ_{ky} (m)	h_k (m)	V_{ky}	θ_{ky}	< 0.1
Niveau 8	5751,24	0,00385	3,06	3794,26	0,001907101	C.V
Niveau 7	4681,22	0,00385	3,06	3794,26	0,001552284	C.V
Niveau 6	4670,72	0,00385	3,06	3794,26	0,001548802	C.V
Niveau 5	4601,93	0,0035	3,06	3794,26	0,001387265	C.V
Niveau 4	4546,33	0,0028	3,06	3794,26	0,001096403	C.V
Niveau 3	4487,96	0,00175	3,06	3794,26	0,000676454	C.V
Niveau 2	4411,33	0,00105	3,06	3794,26	0,000398942	C.V
Niveau 1	4684,19	0,00105	3,06	3794,26	0,000317713	C.V

☞ *Conclusion :*

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieurs à 0,1.

Donc: l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.2.9. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:

❖ *vérification au renversement* : (RPA99/VERS03 Art.5.5)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$)

Avec :

M_s : moment stabilisant.

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b \end{array} \right.$$

b : la distance au centre de gravité selon la direction xx et yy (X_g, Y_g)

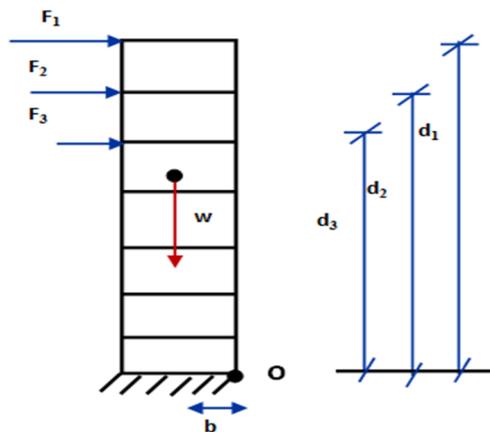


Figure IV.8 : Moment de renversement.

➤ *Sens X-X :*

Tableau IV.17: Calcul de moment de renversement dans le sens X-X.

Niveau	$D_i(m)$	$F_i(KN)$	$F_{xi}.d_i(KN.m)$
Niveau1	3,06	141,6378456	577,88241
Niveau2	6,12	201,7506285	1440,499487
Niveau3	9,18	287,5686982	2933,200722
Niveau4	12,24	368,3334515	4884,101567
Niveau5	15,30	447,8563342	7309,015374
Niveau6	18,36	525,0012886	10174,52497
Niveau7	21,42	597,5166621	13408,2739
Niveau8	24,48	720,9950913	18385,37483
Niveau9	27,54	810,645219	21862,36695
			$\Sigma = 59112,87326$

➤ Sens Y-Y :

Tableau IV.18: Calcul de moment de renversement dans le sens Y-Y.

Niveau	$D_i(m)$	$F_i(KN)$	$F_{yi}.d_i(KN.m)$
Niveau1	3,06	163,3139893	666,3210763
Niveau2	6,12	232,626385	1660,952389
Niveau3	9,18	331,577984	3382,095437
Niveau4	12,24	424,7029113	5631,560604
Niveau5	15,30	516,3959129	8427,581299
Niveau6	18,36	605,34707	11731,62622
Niveau7	21,42	688,9601387	15460,26551
Niveau8	24,48	831,335609	21199,05803
Niveau9	27,54	912,215865	23694,9865
			$\Sigma = 68159,46056$

❖ Calcul de centre de gravite de la structure :

Tableau IV.19 : Centre de gravité et de torsion

Niveau	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$M_i(KN)$	$M_i.X_i$	$M_i.Y_i$	$X_G(m)$	$Y_G(m)$
Niveau1	13,02	7,33	586,2633	7633,148166	6056,099889	12,933	7,507
Niveau2	12,929	7,412	477,1885	6169,570117	4968,486662		
Niveau3	12,921	7,559	476,1183	6151,924554	5027,33313		
Niveau4	12,923	7,562	469,1061	6062,25813	4954,698628		
Niveau5	12,925	7,564	463,4381	5989,937443	4895,760088		
Niveau6	12,93	7,568	457,4888	5915,330184	4834,741638		
Niveau7	12,933	7,611	449,6773	5815,676521	4771,52583		
Niveau8	12,86	7,50	477,4914	6140,539404	5013,6597		
Niveau9	12,76	7,48	492,3248	6724,58452	5439,8565		
Σ			3856,7718	49878,38452	40522,30557		

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G = 24,45 - 12,933 = 11,517m. \\ b_y = L_y - Y_G = 15,85 - 7,507 = 8,343m. \end{cases}$$

b : les point les plus éloigner par apport au centre de gravite pour les deux direction.

Tableau IV.20: Vérification de renversement.

	$W (KN)$	$b (m)$	$M_s (KN.m)$	$M_r (KN.m)$	M_s/M_r
Sens longitudinal	37834 ,91	11,517	494388,769	59112,87326	8,36
Sens transversal	37834 ,91	8,343	404568,6926	68159,46056	5,93

☞ **Conclusion :**

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$)

IV.2.10. Vérification de l'effort normale réduit : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.21: Vérification de l'effort normale.

Poteau	N_u (KN)	N	Observation
55x55	1341,58	0,29	$\leq 0,3$ C.V
50x50	1141,81	0,24	$\leq 0,3$ C.V
45x45	759,73	0,21	$\leq 0,3$ C.V

IV.3. Méthode dynamique :

Il est possible d'utiliser une méthode dynamique plus exacte basée sur l'utilisation d'accélérogrammes ou de spectres de réponse adaptés au site de la construction, toute méthode d'analyse dynamique connue peut être utilisée. Ce type d'analyse est obligatoire si la structure présente une dissymétrie dans son plan ou des irrégularités dans son élévation qui dépassent les tolérances fixées par le règlement parasismique de même que pour les sols à hauts risques sismique.

Les forces sismiques (effort tranchant à la base) déterminées par une méthode dynamique devront être au moins égale à 80 % de celles calculées par la méthode statique équivalent, **Article (4.3.6) RPA 99 / 2003**

IV.3.1. Evaluation des actions sismiques dans les analyses dynamiques :

Quand on effectue une analyse dynamique, il est important de considérer avec attention les points suivants :

- Etablir un modèle mathématique convenable qui puisse représenter les périodes dynamiques de la structure réelle, les formes modales et les amortissements.
- Déterminer les mouvements sismiques du sol approprié qui tiennent compte de la sismicité et des conditions locales de sol.

IV.3.2. Les procédures d'analyse dynamique :

- Analyse du mouvement en fonction du temps :

L'analyse peut nécessiter plusieurs enregistrements de mouvements sismiques pour assurer une couverture convenable du problème. Des courbes artificielles de mouvements sismiques de sol peuvent être utilisées comme alternative. L'analyse du mouvement en fonction du temps peut être appliquée aussi bien aux systèmes linéaires que non linéaire

- Analyse par spectre de réponse :

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

IV.3.3. Choix du spectre de réponse :

Le choix du spectre de réponse dépend de la sismicité de la région. Généralement, on utilise le spectre proposé par le règlement parasismique. Dans notre cas, le spectre que nous avons utilisé correspond à la zone III et un bâtiment du groupe d'usage 2, comme schématisé par la figure ci-dessus.

IV.3.4. Les combinaisons des réponses modales spectrales :

Pour déterminer la réponse maximale du DDL, on ne peut pas additionner directement les réponses modales maximales. Ces valeurs maximales ne se produisent pas en même temps et leur addition donne des résultats très sécuritaires. En pratique on doit recourir à une combinaison statistique des réponses modales maximales pour estimer la réponse maximale de chaque DDL.

Les différentes combinaisons les plus utilisées sont décrites comme suit :

- Combinaison de la racine carrée de la somme des carrés « SRSS » :

Cette méthode de combinaison, que l'on appelle aussi réponse probable, donne généralement de bons résultats pour des systèmes ayant des fréquences naturelles bien séparées. Elle a été à l'origine proposée dans des analyses de bâtiment en deux dimensions ; ainsi, des fréquences naturelles ne sont pas rapprochées. Dans une analyse en trois dimensions toutefois, des

modes dans ces directions différentes peuvent posséder des fréquences naturelles très semblables. En conséquence, la combinaison « SRSS » peut donner des résultats non sécuritaires.

IV.4. Conclusions :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

Calcul des éléments résistants

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 constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (C.B.A.93 et R.P.A.99).

Les règles C.B.A.93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité des valeurs.

Les règles R.P.A.99 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer des normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- *Les poutres sont soumises aux moments fléchissants et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.*
- *Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissants et seront donc calculés en flexion composée.*

V.1. Ferrailage 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 les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes

- Situation durable et transitoire

-Béton :

$$\gamma_b = 1,5 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,17 \text{ MPa} ;$$

-Acier :

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

- Situation accidentelle

-Béton :

$$\gamma_b = 1,15 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 21,74 \text{ MPa}$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1 \quad F_e = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

▪ **Combinaison des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Selon BAEL 91**

$$E L U \dots\dots\dots 1,35 G + 1,5 Q$$

$$E L S \dots\dots\dots G + Q$$

➤ **Selon RPA 99 (situation accidentelle)**

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$$N_{max} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{min} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{max} \quad ; \quad N_{\text{correspondant}}$$

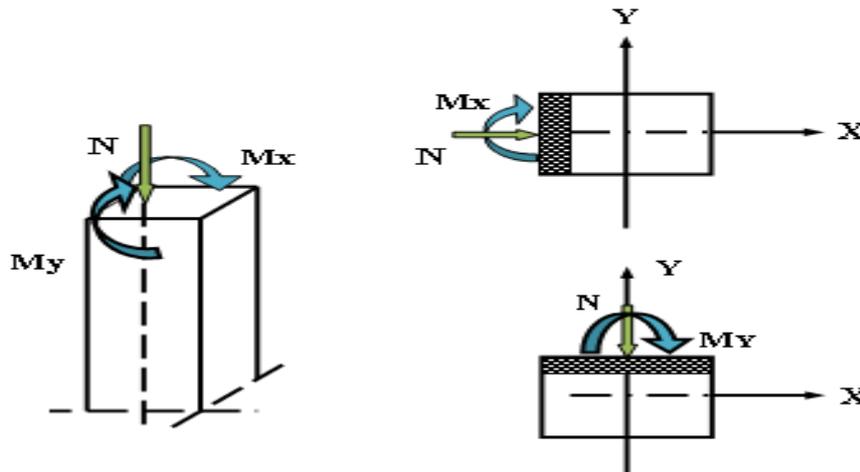


Figure V.1 Représentation des efforts internes

V.1.1. Calcul des armatures longitudinales :

a. Ferrailage minimum d'après le CBA93

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

b. 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 III).
- Ferrailage maximum sera 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 :

50 ϕ en zone III

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III (RPA99/version2003).

V.1.2. Ferrailage transversal

D'après le RPA99, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e} \quad (\text{art 7.4.2.2})$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_t : 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.

La valeur de ρ_a est pris égale à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales.

▪ **Espacement des cadres :**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :
 $t \leq 10 \text{ cm}$ en zone III
- Dans la zone courante :
 $t' \leq \text{Min} (10\phi , b/2 , h/2)$ en zone III

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \times b_1}$ est donnée comme suit :

0,3 % si $\lambda_g \geq 5$

0,8 % si $\lambda_g \leq 3$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10ϕ .

▪ **Exemple de calcul :**

On calcul comme un exemple le ferrailage des poteaux adhérent aux voiles au niveau de RDC et ayant les caractéristiques suivantes :

$S = 55 \times 55$; $C = C' = 3\text{cm}$; Acier Fe E400; $d = 0,9h = 49,5\text{cm}$.

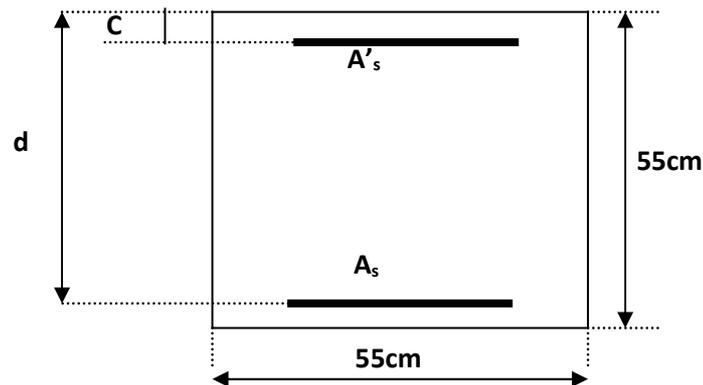


Figure V.2. Représentation schématique d'un poteau

V.1.3. Calcul des armatures longitudinal

a. Situation durable et transitoire :

$$N_{Max} = 989,33 \text{ KN} \quad ; \quad M_{corres} = 17,55 \text{ KN.m}$$

$$A = (0,337 \times h - 0,81 \times c') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = 0,365$$

$$B = N \times (d - c') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = 0,235 \text{ MN.m}$$

$$B = 0,201$$

On a $A > B$

Alors la section est partiellement comprimée (S.P.C) et le ferrailage se fera à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,235}{0,45 \times 0,42^2 \times 14,17} = 0,208$$

$$\mu > 0,186$$

$$\Rightarrow A'_s = 0$$

$$M_{ua} = \mu \times b \times d^2 \times f_{bu} = M_b = 0,24 \text{ MN.m}$$

On a:

$$N_u = -A_s \sigma_s + N_b = -A_s \sigma_s + M_{ua} / (d - (1 - 0.4 \alpha))$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] \quad N_u \text{ pris avec son signe}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0,294$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0,370 \text{ m}$$

$$D'où A_s = \frac{1}{348} \left[\frac{0,24}{0,37} - 0,98 \right] = -9,52 \text{ cm}^2 < 0$$

Tableau .V.1 Les résultats des autres cas

N_{min} (MN)	M_{cor} (MN.m)	M_{ua} (MN.m)	A	B	Observation	μ	α	Z	A_s (cm^2)
0,472	0,0053	0,109	0,365	0,075	A>B	0,096	0,126	0,398	-5,70
M_{max} (MN.m)	N_{cor} (MN)	M_{ua} (MN.m)	A	B	Observation	μ	α	Z	A_s (cm^2)
0,523	0,018	0,133	0,365	0,071	A>B	0,118	0,157	0,393	-5,30

b. Cas de situation accidentelle :

Pour : $N_{max} = 1812,62 \text{ KN}$; $M_{cor} = 54,62 \text{ KN.m}$; On trouve : $A_s = -18.22 < 0$ donc : $A_s = 0$

Pour : $N_{min} = -1000,64 \text{ KN}$; $M_{cor} = 8,36 \text{ KN.m}$; On trouve : $A_s = 12,98 \text{ cm}^2$

Pour : $M_{3max} = 23,135 \text{ KN.m}$; $N_{cor} = 1065,74 \text{ KN}$; On trouve : $A_s = 0$

D'où : $A_s = 12,98 \text{ cm}^2$

L'RPA exige une section minimale :

$$A_{s,\min} = 0,9\% \times b \times h$$

$$A_{s,\min} = 27,22 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$\Rightarrow A_s (\text{total}) = 8HA20 + 2HA14 = 28,21 \text{ cm}^2$$

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{s,\min} > \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2,81 \text{ cm}^2 \quad (\text{Cette condition est vérifiée}).$$

- **Vérification a l'ELS :**

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS .voir Annexe)

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{13,11}{723,36} = 0,018 \text{ m} ; e_0 = 1,8 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 19,5 \text{ cm}$$

On a $e_0 = 1,8 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 19,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{S.P.C}$, On doit vérifier le béton et l'acier

On résous l'équation du troisième degré :

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0 \quad (1)$$

Avec :

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

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

$$\text{Donc : } p = 1884,28 \text{ cm}^2 ; \quad q = 74521,8642 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où l'équation (1) devient : } y_2^3 - 1884,28 y_2 + 74521,8642 = 0$$

Après itération on trouve :

$$Y_1 = 21,13 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 16,326 \text{ cm}$$

$$Y_3 = -39,32 \text{ cm}$$

• **Calcul de moment statique :**

$$S^* = \frac{b}{2} y_1^2 + 15 [A_s' (y_1 - c') - A_s (d - y_1)]$$

$$S^* = 110,608 \text{ cm}^3$$

➤ **Contrainte du béton :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{S} y_1 < 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_b = 0,432 < 15 \text{ MPa} , \text{ Donc cette condition est vérifiée}$$

➤ **Contrainte de l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110\eta \right\} = 176 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - y_1) = 28,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 176 \text{ MPa} , \text{ Donc cette condition est vérifiée}$$

V.1.4. Calcul des armatures transversales :

Vérification des poteaux à l'effort tranchant maximaux, on prend l'effort tranchant maximal et on généralise les nervures d'armatures pour tout les poteaux dans le même niveau.

$$V_{max} = 127,86 \text{ KN}$$

On vérifié la condition préconise par le RPA99 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e} \quad \text{RPA99 (art 7.4.2.2)}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

F_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur.

t : l'espacement des armatures transversales .

L'espacement :

D'après le **RPA99 (art 7.4.2.2)**, la valeur maximale est fixée comme suit :

- dans la zone nodal :

$$t \leq 10 \text{ cm.} \quad (\text{zone III})$$

On opte $t = 10 \text{ cm}$

- dans la zone courante :

$$t' \leq \text{Min} (10 \phi, b/2, h/2) = 16 \text{ cm} \quad (\text{zone III})$$

On opte $t = 15 \text{ cm}$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Détermination de ρ_a :

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,3} = 7,14 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

- **Détermination de A_t :**

$$D'où A_t = \frac{2,5 \times 127,86 \times 0,15}{0,45 \times 400} = 2,66 \text{ cm}^2$$

Soit 3T8 + 2T10 ; de $A_t = 3,08 \text{ cm}^2$ (1cadre $\Phi 8$ + 1cadre $\Phi 10$ + 1epingle $\Phi 8$)

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales :**

Soit la quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t.b_1} \text{ en(\%)} = \begin{matrix} 0,3 \% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ =0,8 \% & \text{si } \lambda_g < 5 \end{matrix}$$

Dans notre cas $\lambda_g = 7,14 < 5 \Rightarrow$ il faut que $A_t / (t \times b_1) \geq 0,3 \%$

Application : $A_t / (t \times b_1) = 2,66 / (15 \times 55) = 0,39 \%$ (condition vérifiée)

- **La longueur de recouvrement :**

$$L_r = 50\Phi = 50 \times 20 = 1000 \text{ mm} = 1,00 \text{ m}$$

■ Résumé :

- Armatures longitudinales : 8HA20 + 2HA14
- Armatures transversales : 1 cadre HA 10 + 1 cadre HA 8 + 1 épingle HA 8
- Espacement de : 10 cm en zone nodale et 15 cm en zone courante.
- Longueur de recouvrement = 1m.
- $h = b = 55 \text{ cm}$.

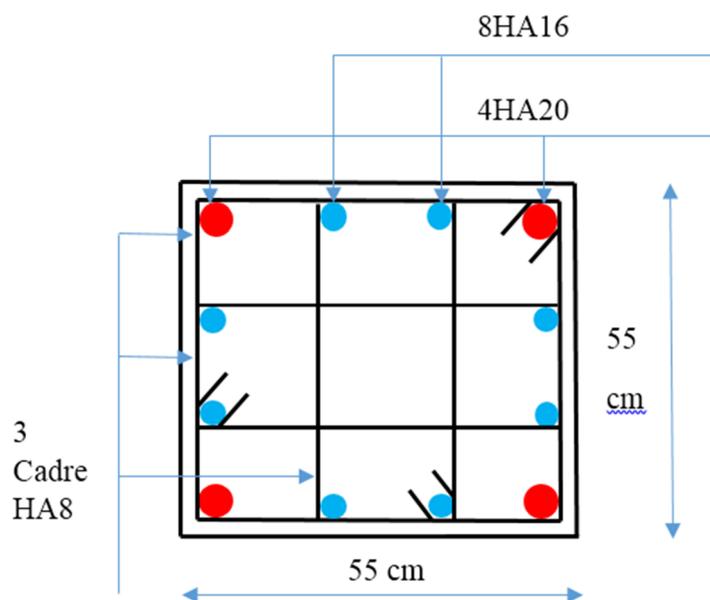


Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux (55x55)

V.1.5. Présentation des résultats de calcul de ferrailage

Tous les autres résultats de calcul sont affichés dans les tableaux suivants :

1^{er} cas : Les Poteaux Adhérent au Voiles

a) Situation durable et transitoire

Tableau V.2. Calcul de section d'armature des poteaux adhérent aux voiles à la situation durable

Zone	Les efforts internes				A'_s	A_s	$A_{s \text{ min RPA}}$	$A_s \text{ choisi}$
SS+RDC (55×55)	N_{max}	989,33	M_{cor}	17,55	0	0	27,22	27,22
	N_{min}	472,1	M_{cor}	5,265	0	0		
	$M2_{max}$	17,55	N_{cor}	989,33	0	0		
	$M3_{max}$	18,07	N_{cor}	523,58	0	0		
1-5^{ème} étage (50×50)	N_{max}	776,63	M_{cor}	6,58	0	0	22,50	22,50
	N_{min}	298,63	M_{cor}	16,64	0	0		
	$M2_{max}$	13,81	N_{cor}	612,04	0	0		
	$M3_{max}$	27,82	N_{cor}	324,36	0	0		
6-8^{ème} étage (45×45)	N_{max}	528,66	M_{cor}	2,62	0	0	18,22	18,22
	N_{min}	158,6	M_{cor}	19,28	0	0		
	$M2_{max}$	13,45	N_{cor}	252,86	0	0		
	$M3_{max}$	32,19	N_{cor}	176,6	0	0		

b) Situation accidentelle

Tableau V.3. Calcul de section d'armature des poteaux adhérent aux voiles à situation accidentelle

Zone	Les efforts internes				A_s	A'_s	$A_s \text{ min RPA}$	$A_s \text{ choisi}$
SS+RDC (55×55)	N_{max}	1812,62	M_{cor}	54,62	0	0	27,22	28,65
	N_{min}	-1000,6	M_{cor}	8,36	12,98	12,03		
	$M2_{max}$	54,62	N_{cor}	1812,62	0	0		
	$M3_{max}$	23,13	N_{cor}	1065,74	0	0		
1-5^{ème} étage (50×50)	N_{max}	1313,84	M_{cor}	33,59	0	0	22,50	24,63
	N_{min}	-693,89	M_{cor}	11,48	9,41	7,94		
	$M2_{max}$	33,76	N_{cor}	1264,43	0	0		
	$M3_{max}$	32,4	N_{cor}	-328,91	6,19	2,03		
6-8^{ème} étage (45×45)	N_{max}	733,54	M_{cor}	26,33	0	0	18,22	18,73
	N_{min}	-347,44	M_{cor}	13,22	5,32	3,37		
	$M2_{max}$	25,56	N_{cor}	-110,4	3,22	0		
	$M3_{max}$	37,73	N_{cor}	430,94	0	0		

2^{èm} cas : Les Poteaux Non Adhérent au Voiles

a) Situation durable

Tableau V.4. Calcul de section d'armature des poteaux non adhérent aux voiles à la situation durable

Zone	Les efforts internes				A'_s	A_s	$A_s \text{ min RPA}$	$A_s \text{ choisi}$
RDC (55×55)	N_{max}	2180,43	M_{cor}	11,06	0	0	27,22	27,22
	N_{min}	85,01	M_{cor}	25,76	0	0		
	$M2_{max}$	28,78	N_{cor}	1255,7	0	0		
	$M3_{max}$	30,54	N_{cor}	135,29	0	0		

1-5 ^{ème} étage (50×50)	N_{max}	1890,03	M_{cor}	25,43	0	0	25,50	25,50
	N_{min}	750,79	M_{cor}	23,04	0	0		
	$M2_{max}$	19,90	N_{cor}	1092,59	0	0		
	$M3_{max}$	27,07	N_{cor}	1043,28	0	0		
6-8 ^{ème} étage (45×45)	N_{max}	1386,22	M_{cor}	19,39	0	0	18,22	18,22
	N_{min}	494,73	M_{cor}	5,38	0	0		
	$M2_{max}$	29,41	N_{cor}	604,12	0	0		
	$M3_{max}$	28,5	N_{cor}	534,86	0	0		

b) Situation accidentelle

Tableau V.5 Calcul de section d'armature des poteaux non adhérent aux voiles à la situation accidentelle

Zone	Les efforts internes				A'_s	A_s	$A_s \text{ min RPA}$	$A_s \text{ choisi}$
SS+RDC (55×55)	N_{max}	1636,84	M_{cor}	24,97	0	0	27,22	28,65
	N_{min}	32,7	M_{cor}	6,25	0	0		
	$M2_{max}$	46,64	N_{cor}	890,98	0	0		
	$M3_{max}$	35,21	N_{cor}	86,64	0	0		
1-5 ^{ème} étage (50×50)	N_{max}	1422,22	M_{cor}	22,86	0	0	22,50	24,63
	N_{min}	161,23	M_{cor}	10,43	0	0		
	$M2_{max}$	47,45	N_{cor}	914,09	0	0		
	$M3_{max}$	22,01	N_{cor}	728,42	0	0		
6-8 ^{ème} étage (45×45)	N_{max}	1045,02	M_{cor}	30,63	0	0	18,22	18,73
	N_{min}	102,8	M_{cor}	12,97	0	0		
	$M2_{max}$	54,02	N_{cor}	796,99	0	0		
	$M3_{max}$	27,29	N_{cor}	540,27	0	0		

Choix des armatures :

a. Les poteaux adhérents aux voiles :

Tableau V.6 Choix des armatures longitudinales des poteaux adhérent aux voiles»

<i>Etage</i>	<i>Section</i>	<i>A_s calculé</i>	<i>A_{s min} (RPA)</i>	<i>Armatures choisi</i>	<i>A_s adopte (cm²)</i>
SS+RDC	55×55	12,98	27,22	4HA20+8HA16	28,65
1 - 5	50×50	9,41	22,50	4HA20+6HA16	24,63
6 - 8	45×45	5,32	18,22	4HA20+4HA14	18,73

b. Les poteaux non adhérents aux voiles :

Tableau V.7 Choix des armatures longitudinales des poteaux non adhérent aux voiles

<i>Etage</i>	<i>Section</i>	<i>A_s calculé</i>	<i>A_{s min} (RPA)</i>	<i>Armatures choisi</i>	<i>A_s adopte (cm²)</i>
SS+RDC	55×55	0	27,22	8HA20+2HA14	28,21
1 - 5	50×50	0	22,50	6HA20+2HA16	22,87
6 - 8	45×45	0	18,22	6HA20	18,85

Calcul les Armatures transversales :

On vérifié la condition préconise par le RPA99 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_c} \quad \text{RPA99 (art 7.4.2.2)}$$

L'espacement :

- *Dans la zone nodale :*

$$t \leq (10 \text{ cm}) \quad (\text{zone III})$$

t ≤ 10cm ; on opte t = 10 cm

- *Dans la zone courante :*

$$t' \leq (b/2, h/2, 10\phi) \quad (\text{zone III})$$

-Pour SS+RDC : t' ≤ 16 cm ; on opte t = 15 cm

-Pour 1-5 étages : $t' \leq 20 \text{ cm}$; on opte $t = 15 \text{ cm}$

-Pour 6-8 étages : $t' \leq 16 \text{ cm}$; on opte $t = 15 \text{ cm}$

- Détermination de A_t :

Tableau V.8 Les résultats du ferrailage transversal

Poteau	Section (cm)	A_{CAL} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des Barres	$St_{(courante)cm}$	$St_{(nodal)cm}$
S/SOL+RDC	55 × 55	2,66	3,1	4T10	15	10
1+2+3+4+5 (Etage)	50 × 50	1,99	2,35	4T10	15	10
6+7+8 (Etage)	45 × 45	2,28	2,25	4T10	15	10

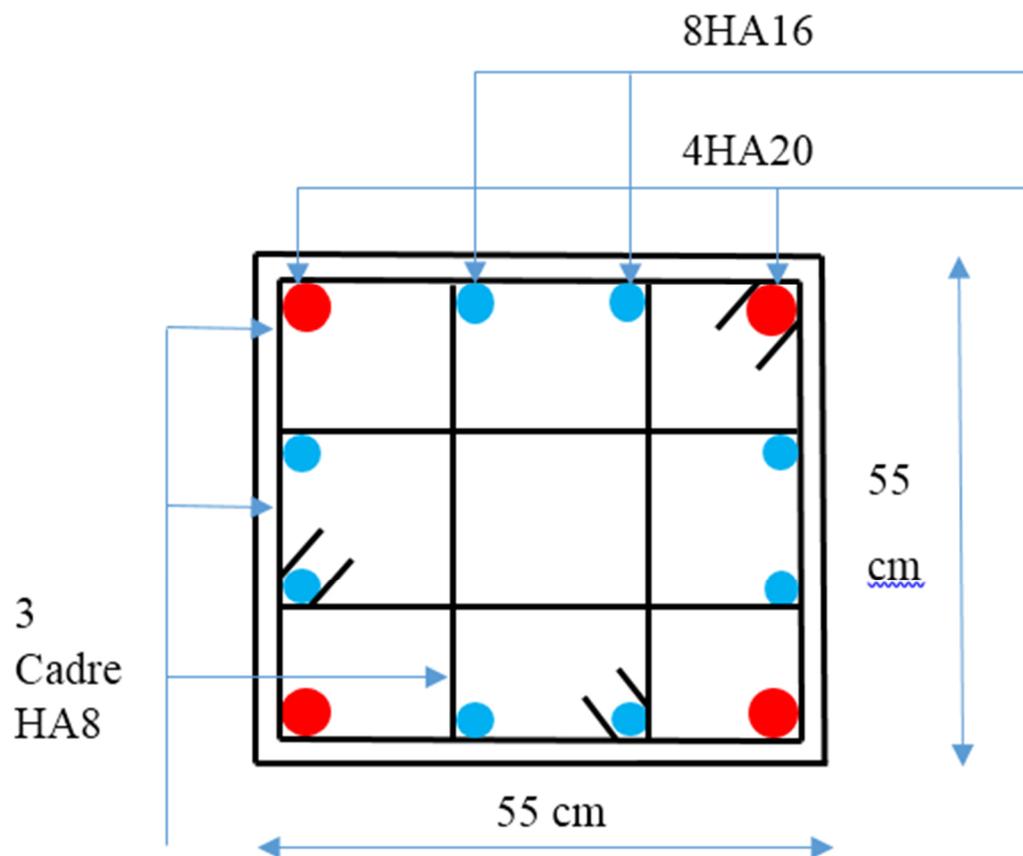


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux (55x55)

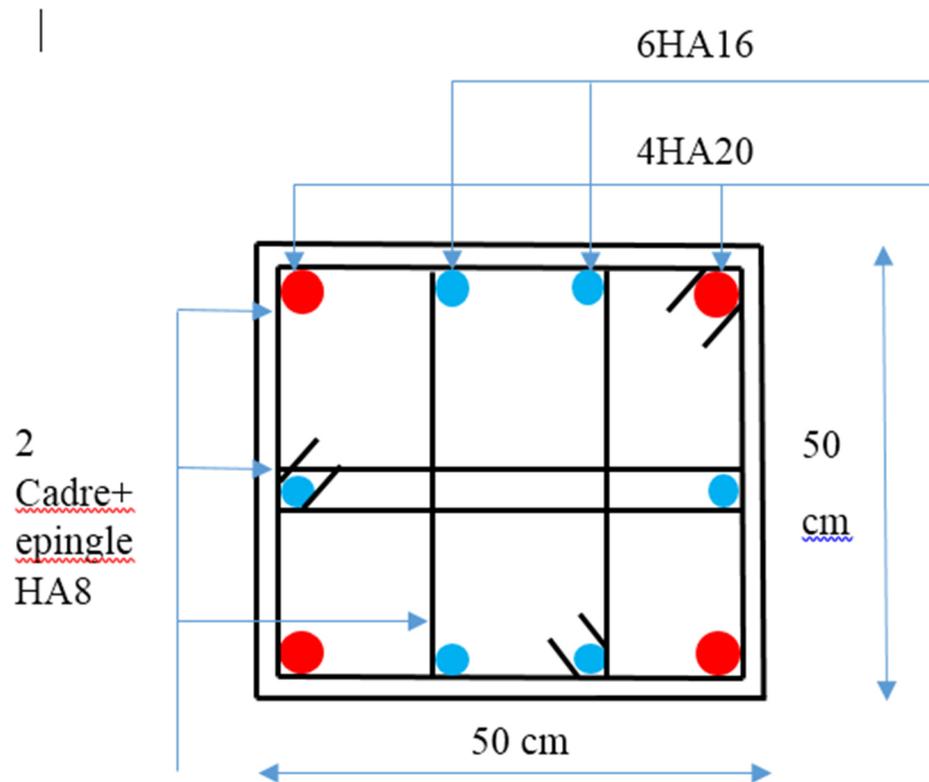


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux (50x50)

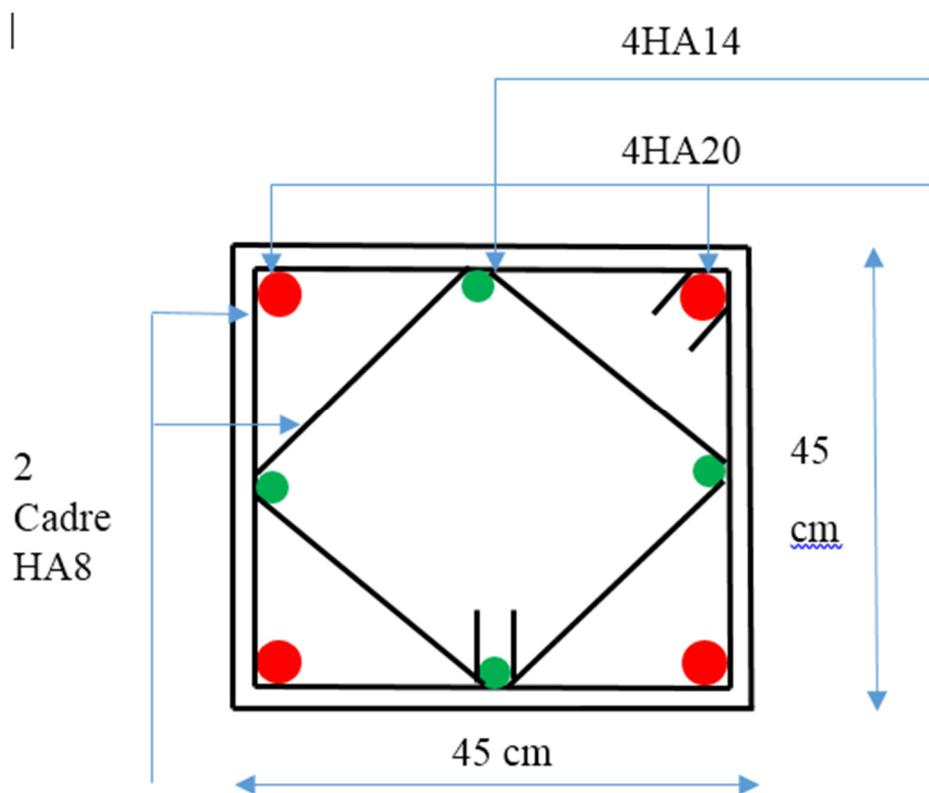


Figure V.6. Schéma de ferrailage des poteaux (45x45)

V.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

Vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé, Donc le ferrailage se fera en flexion simple (cas le plus défavorable).

➤ **Combinaisons** : Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

- Situation durable selon **CBA** ($1.35G+1.5Q$ et $G+Q$) :
- Pour déterminer le moment Max.
- Situation accidentelle selon le **RPA99/ 2003** ($G+Q\pm E$ et $0.8G\pm E$) : Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif ou positif sur les appuis qui nous permet de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

Tableau V.9 Les sollicitations de calculs

Niveaux	Poutres	Section (cm ²)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (kN)
SS+RDC+1-2	Poutres principales	30×40	199,91	133,68	331,20
	Poutres secondaires	30×35	136,064	73,92	300,43
3-4-5-6	Poutres principales	30×40	215,62	143,84	181,86
	Poutres secondaires	30×35	130,38	89,22	238,75
7-8-terrasse	Poutres principales	30×40	147,96	102,38	255,336
	Poutres secondaires	30×35	104,00	88,67	200,05

V.2.1. Calcul du ferrailage longitudinal :

Tableau V.10 Le ferrailage longitudinal

Niveaux	Poutres	Section (cm ²)	Localisation	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	N ^{br} des Barres
SS-RDC-1-2	Poutres principales	30 × 40	travée	16,11	6	16,59	4T20+2T16
		30 × 40	appuis	10,04	6	11,12	4T16+2T14
	Poutres secondaires	30 × 35	travée	12,42	5,25	14,32	2T20+4T16
		30 × 35	appuis	6,22	5,25	10,65	3T16+3T14
3-4-5-6	Poutres principales	30 × 40	travée	15,72	6	16,59	4T20+2T16
		30 × 40	appuis	9,94	6	11,12	4T16+2T14
	Poutres secondaires	30 × 35	travée	11,80	5,25	12,06	6T16
		30 × 35	appuis	7,65	5,25	10,65	3T16+3T14
7-8-Terrasse	Poutres principales	30 × 40	travée	11,27	6	12,06	6T16
		30 × 40	appuis	7,48	6	9,24	6T14
	Poutres secondaires	30 × 35	travée	9,08	5,25	9,24	6T14
		30 × 35	appuis	7,60	5,25	10,65	3T16+3T14

➤ **Pourcentage minimal :**

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h)$$

➤ **Pourcentage maximal :**

4 % en zone courante

6 % en zone de recouvrement

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} > \frac{0.23 bdf_{t28}}{f_e}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la contrainte du béton et la contrainte tangentielle de calcul tel que :

$$\tau = Vu / b \times d \quad \text{et} \quad \sigma_b = M_{ser} \cdot I / Y$$

$$\bar{\tau} = \min (0,13 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.}$$

La contrainte du béton est limitée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Tableau V.11 Vérification des contraintes

Niveaux	Poutres	V (kn)	M _{ser} (kn*m)	σ _b (Mpa)	τ (Mpa)
SS-RDC-1-2	Poutres principales	331,20	43,73	5,4	3,07
	Poutres secondaires	300,43	22,58	3,9	3,18
3-4-5-6	Poutres principales	181,86	46,44	6,6	1,68
	Poutres secondaires	238,75	29,54	4,9	2,52
7-8-Terrasse	Poutres principales	255,336	56,12	6,5	2,36
	Poutres secondaires	200,06	31,85	6,0	2,12

V.2.2. Ferrailage transversal :

Les armatures transversales sont calculées suivants le règlement **BAEL 91** et le **RPA99/2003**.

➤ **Selon le BAEL 91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right. \quad \text{Avec : } K=1 \text{ pas de reprise de bétonnage.}$$

➤ **Selon le RPA 99/2003 :**

La quantité d'armature transversale minimale est donnée par la formule :

$$A_t = 0,003 \times S_t b = 1,8 \text{ cm}^2.$$

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires
 $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(40/4, 12 \times 1,2) = 10 \text{ cm}.$
- Dans la zone courante $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$, on prend $s_t = 15 \text{ cm}.$

➤ **Selon le BAEL :**

$$S_t \leq (0,8 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(0,8 \times 31,5; 40) = 25,2 \text{ cm}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 Armatures transversales des poutres

Zone	S_t (cm)	$A_{t \text{ RPA}}$ (cm ²)	Choix des barres	A_t adoptée (cm ²)
nodale	10	1,80	4HA8	2,01
courante	20	1,80	4HA8	2,01

V.2.3. Recouvrement des armatures longitudinales:

D'après le RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone III est de :

$$50\phi = 1 \text{ m}$$

D'après le BAEL 91 est de : 40ϕ

➤ **Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis (poutres secondaires) :**

- **Vérification des armatures longitudinales inférieures vis à vis de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant au niveau des appuis est repris par les armatures longitudinales A_s si :

$$A_s \geq V_u \times \gamma_s / f_e$$

$$V_u \times \gamma_s / f_e = 8,64 \text{ cm}^2 \leq A_s = 9,42 \text{ cm}^2: \text{ La condition est donc vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis (poutres principales) [1] :**

- **Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures :**

Elle s'effectue en s'assurant que :

$$A_s \geq V_u \times \gamma_s / f_e \quad V_u \times \gamma_s / f_e = 9.22 \text{ cm}^2 \leq A_s = 9.42 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée

V.2.4. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA** exige que :

$$M_w + M_S \geq 1,25 \times M_W + M_E$$

Tableau V.13 Moment résistant dans les poutres

Niveaux	Poutres	Section (cm ²)	M _w +M _e	1.25 (M _w +M _e)
SS-RDC-1-2	Poutres principales	30 × 40	315,02	393,775
	Poutres secondaires	30 × 35	171,58	214,48
3-4-5-6	Poutres principales	30 × 40	339,12	423,90
	Poutres secondaires	30 × 35	209,24	261,55
7-8-Terrasse	Poutres principales	30 × 40	239,96	299,95
	Poutres secondaires	30 × 35	207,40	259,25

➤ **Moment résistant dans les poutres : Tableau V.14. Vérification finale**

Niveaux	Plan	M _n + M _s	1.25 (M _w +M _e)	remarque
S/SOL+RDC	x-x	932,2137	393,775	oui
	y-y	932,2137	214,48	oui
1-2-3-4-5	x-x	728,5554	423,90	oui
	y-y	728,5554	261,55	oui
6-7-8-Terrasse	x-x	498,36384	299,95	oui
	y-y	498,36384	259,25	oui

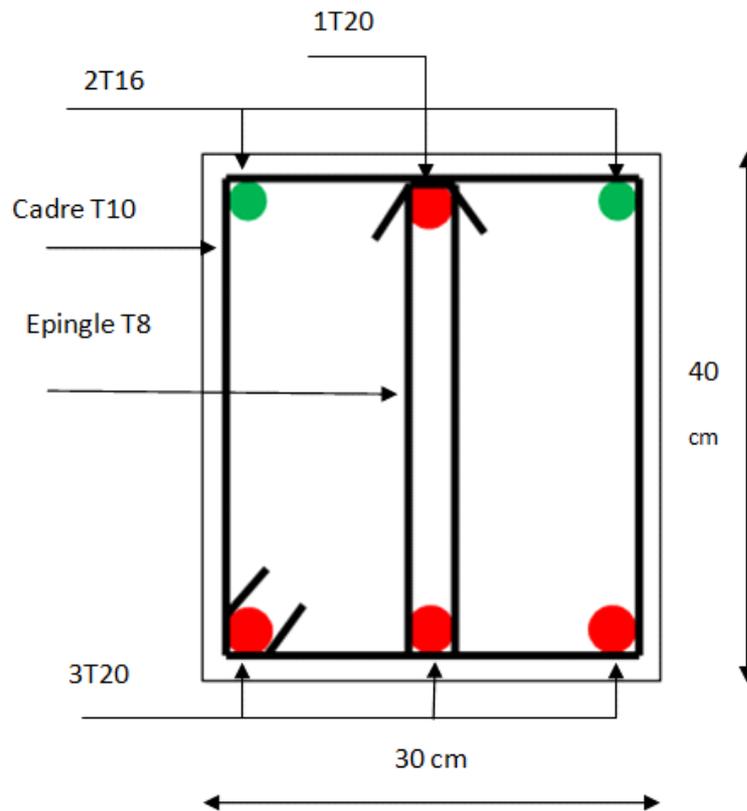


Figure V.7. Schéma de ferrailage d'une poutre principale en travée

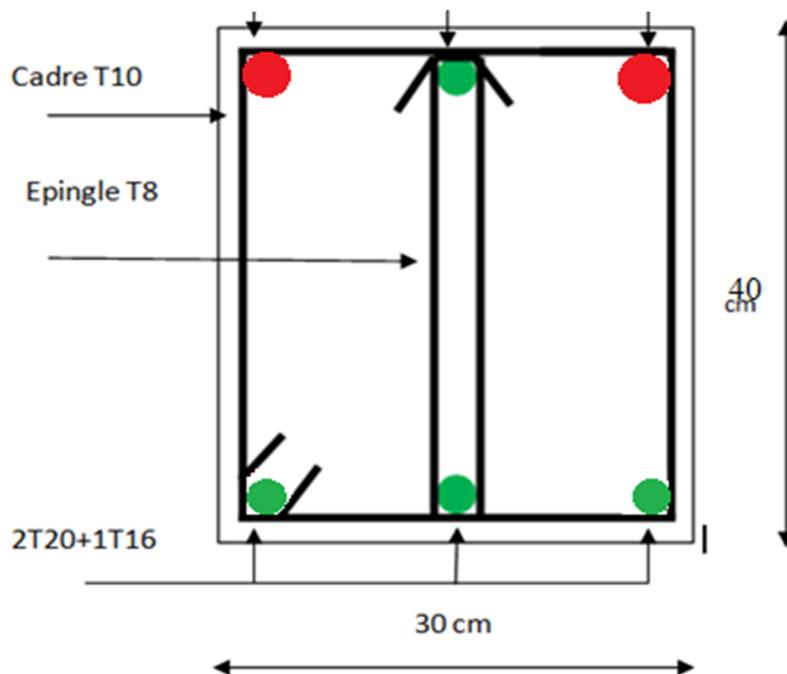


Figure V.8. Schéma de ferrailage d'une poutre principale en appui

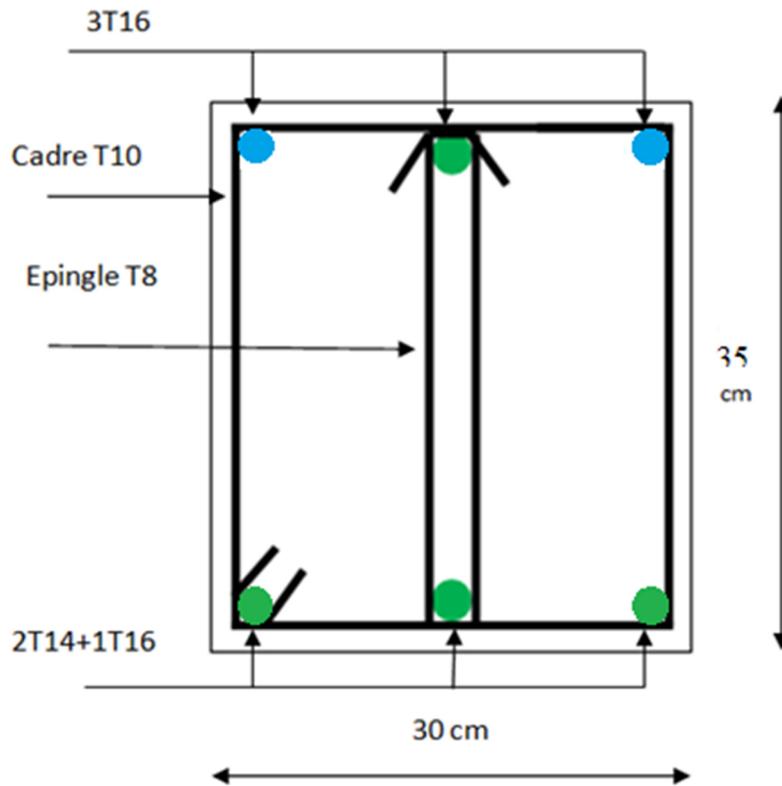


Figure V.9. Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire en travée

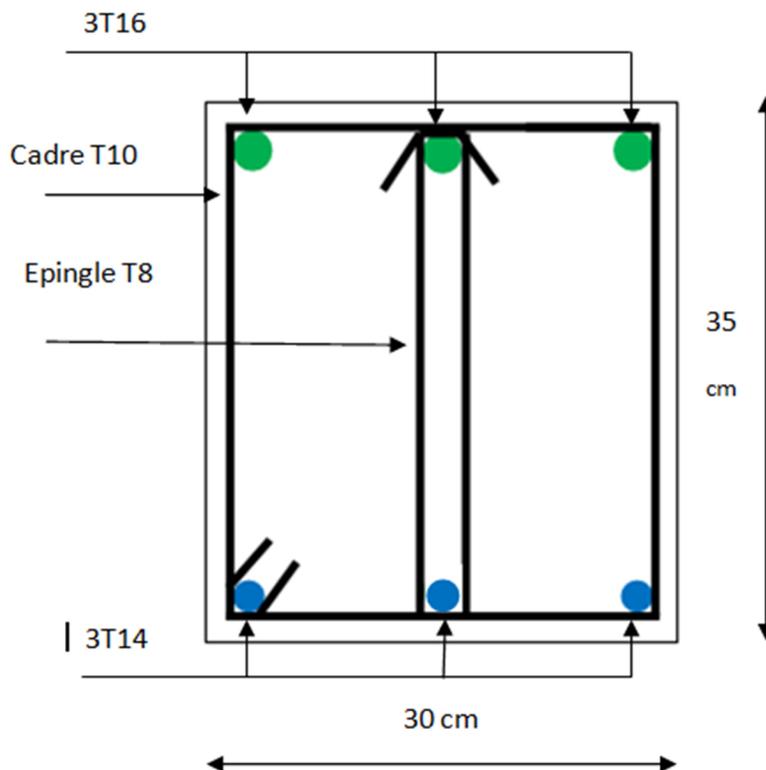


Figure V.10. Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire en appui

V.3. Ferrailage des voiles :

V.3.1. Introduction :

Les sollicitations (M , N , T) engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action sismique
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et la charge sismique

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

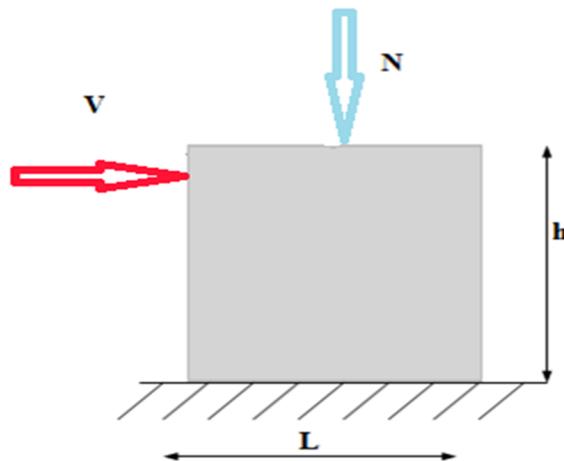


Figure V.11. Sollicitations des voiles

V.3.2. Règles communes :

V.3.2.1. Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes dues à la flexion composée tout en tenant compte des prescriptions exigées par le RPA99/2003, décrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leur pourcentage minimal vaut 0.2% de la section horizontale du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes doivent être accrochées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. Les barres verticales des voiles doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement)

4. A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement est au plus égale à 15 cm. le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment.
5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0,15%
 - En zone courante égale à 0,10%
6. En présence d'une forte concentration d'effort de compression aux extrémités, les barres verticales doivent respecter les exigences imposées aux poteaux.

V.3.2.2. Ferrailage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ .

ϕ : Diamètre des barres horizontales.

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le **RPA 99/2003** préconise les règles suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1,5 a$ (e : épaisseur du voile).
 - $S \leq 30\text{cm}$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposée vers l'extérieur, le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles, à l'exception des zones d'about, ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile .
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible . 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges

V.3.2.3. Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile. Elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel. Ces armatures sont généralement des épingles au nombre d'au moins de quatre par mètre carré.

➤ Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile de ($L = 4,10 \text{ m}$) :

- **Détermination des sollicitations :**

$$M = 1276,048 \text{ KN.m}$$

$$N = 1300,099 \text{ KN}$$

$$I = (0,20 \times 4,10^3) / 12 = 1,15 \text{ m}^4$$

$$\Omega = 0,82 \text{ m}^2$$

$$v = h / 2 = 2,05 \text{ m.}$$

• **Armatures verticales :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = 4359,50 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = -745,16 \text{ KN/m}^2.$$

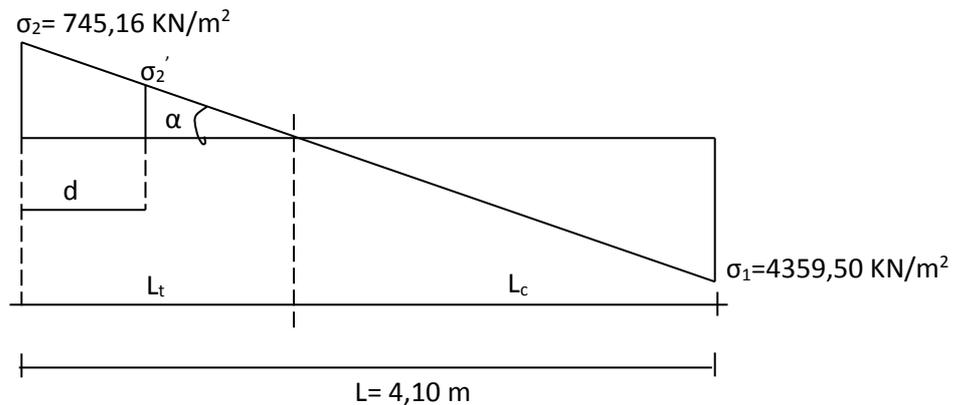


Figure V.12. Diagramme des contraintes

1) **Calcul de L' :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 0,60 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 4,10 - 0,60 = 3,50 \text{ m}$$

$$d \leq \min(h_e/2, (2/3) \times L') = \min(4,10/2, (2/3) \times 3,50) = 2,05 \text{ m}$$

Soit : $d = 2,05 \text{ m}$

2) **Calcul de σ_2' :**

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t = 1241,93 \text{ KN/m}^3.$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_2' = \text{tg } \alpha (L_t - d) = -1800,81 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_1' = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1.v_1'}{I'} = 1338,60 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{\Omega'} - \frac{M_1.v_1'}{I'} = -1800,81 \text{ KN/m}^2.$$

$$I' = (0,20 \times 2,05^3) / 12 = 0,143 \text{ m}^4$$

$$v' = 2,05 / 2 = 1,025 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0,20 \times 2,05 = 0,41 \text{ m}^2$$

Donc:

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = 521,92 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 73,63 \text{ KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = 0,98 \text{ m} > d / 6 \Rightarrow \text{S.P.C (section partiellement comprimée).}$$

$$M_{ua} = M_1 + N_1 \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$N_1 = ((\Omega' / 2) \times (\sigma_2' + \sigma_2))$$

$$A_{CAL} = 24,67 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$0,23 b \times h \times f_{tj} / f_e = 11,38 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armature minimale**

• **Les armatures dans la zone tendue:**

$$A_{min \text{ PRA}} = 0,2 \% b L_t$$

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

$$A_{min \text{ PRA}} = 2,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Les armatures dans la zone courante :**

Le pourcentage minimal d'après le **RPA99/2003** :

$$A_{min} = 0,15 \% b \times L_c = 6,79 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc } A_t = \max (A_{cal}, A_{min \text{ RPA}}, A_{min \text{ BAEL}}) = 24,67 \text{ cm}^2.$$

- Zone d'about : $S_t = 10 \text{ cm}$ Soit 12 HA10.

- Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$ Soit 32 HA12.

$$A_{adopté} = 12 \text{ HA10} + 32 \text{ HA12} = 45,61 \text{ cm}^2.$$

Remarque:

Les espacements dans tous les voiles sont:

La zone d'about $S_t = 10 \text{ cm}$

La zone courante $S_t = 20 \text{ cm}$

V.3.2.4. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :**1-Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

D'après le RPA99V2003 la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec une majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

La contrainte du cisaillement est limitée par la condition suivante :

$$\tau = 1,4 v / b_0 d \leq \bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$$

2-Calcul des armatures horizontales résistant à l'effort tranchant :

Selon le BAEL91 la section A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$A_t / b_0 S_t \geq (\tau_u - 0,3 f_{ij} K) / 0,8 f_e$$

D'autre part le RPAV2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- 0,15% de la section du voile considéré si : $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$

- 0,25 % de la section du voile si $\tau_b > 0,025 f_{c28}$

➤ Exemple d'application :

On prend comme un exemple de calcul le voile (trumeau 2) ($L=4,10\text{m}$) :

$$\tau_u = 1,4 v / b_0 d$$

$$\tau_u = 1,4 \times 543,973 \times 10 / 100 \times 1 \times 2,3 \times 20 = 0,31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \text{ condition vérifiée}$$

$$S_t \leq \min (1,5 e ; 30\text{cm})$$

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

$$A_{t \text{ cal (BAEL)}} \geq (\tau_u - 0,3 f_{ij} \times k) \times b_0 \times S_t / 0,8 f_e$$

$$A_{t \text{ cal (BAEL)}} \geq (0,31 - 0,3 \times 2,1 \times 0,94) \times 20 \times 25 / (0,8 \times 400) < 0.$$

- **Section minimal d'armatures d'âme :**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_l \right) = \text{Min} \left(\frac{4,10 \times 100}{35}; \frac{20}{10}; 0,8 \right) = 0,8 \text{ cm}$$

- **Section minimal total :**

$$A_{t \text{ min}} = 0,15 \% \times b_0 \times l = 0,15 \% \times 20 \times 3 \times 100 = 9 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t \text{ min / face / ml}} = 1,5 \text{ cm}^2. \text{ donc on prend 4HA 10}$$

$$A_{\text{ adoptee}} = 3,14 \text{ cm}^2.$$

V.3.2.5. Les résultats de ferrailage :

V.3.2.5.1. Ferrailage verticale :

Tableau V.15. Ferrailage des voiles verticales en sens x

	choix des barres											
	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{zt} (cm ²)	A _{zc} (cm ²)	A _{total} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	zone courante	zone d'about	A adopté (cm ²)
VOILE 8	1,525	289,26	-569,90	9,38	3,019	1,23	2,52	6,769	9,38	10HA12	4HA10	14,45
VOILE 9	1,525	336,59	-616,23	11,21	3,019	1,41	2,69	7,119	11,21	12HA12	4HA10	14,45
VOILE 7	2,5	445,38	-510,03	16,95	4,38	1,5	4,13	10,01	16,95	18HA12	6HA10	25,07
VOILE 11	2,5	420,40	-402,97	20,55	4,78	1,65	4,76	11,19	20,55	18HA12	6HA10	25,07
VOILE 12	2,5	443,81	-512,46	22,21	5,12	1,83	5,01	11,96	22,21	18HA12	6HA10	25,07
VOILE 10	3,25	649,38	-644,68	31,13	5,11	1,92	5,24	12,27	31,13	28HA12	10HA10	39,52

Tableau V.16. Ferrailage des voiles verticales en sens y

	L (m)	MuA (kn*m)	N (kn)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{zt} (cm ²)	A _{zc} (cm ²)	A _{total} (cm ⁴)	A _{max} (cm ²)	choix des barres		A _{adopté} (cm ²)
										zone courante	zone d'about	
VOILE3	1,65	712,19	-354,6	10,45	3,32	1,14	2,95	5,54	10,45	12HA12	4HA10	21,24
VOILE4	1,65	954,54	-490,5	17,65	4,85	1,32	4,465	6,55	17,65	12HA12	4HA10	21,24
VOILE2	3	1078,65	-654,4	21,25	5,84	1,54	7,645	7,87	21,25	26HA12	8HA10	35,69
VOILE5	3	1245,11	-741,0	25,69	6,1	1,78	9,213	8,54	25,69	26HA12	8HA10	35,69
VOILE1	4,1	1342,14	-878,3	29,14	7,64	1,94	13,978	9,646	29,14	32HA12	12HA10	45,61
VOILE6	4,1	1422,22	-922,1	33,62	8,12	2,17	15,64	10,86	33,62	32HA12	12HA10	45,61

V.3.2.5.2.Ferrailage horizontal :

Tableau V.17. Ferrailage des voiles horizontales en sens x

	L (m)	Vmax (kn)	τ (mpa)	τ̄ (mpa)	At(BAEL) (cm ²)	At _{min} (bael) (cm ²)	At _{min} (RPA)	At _{min} (face/ml)	A _{adopté} (cm ²)	choix des
										Barres
VOILE 8	1,525	-263,76	0,15	5	-0,7961	0,8	3.75	1,5	3,14	4HA10
VOILE 9	1,525	265,273	0,151	5	-0,8038	0,8	3.75	1,5	3,14	4HA10
VOILE 7	2,5	86,321	0,049	5	-0,6988	0,8	5.25	1,5	3,14	4HA10
VOILE 11	2,5	-50,52	0,029	5	-0,8156	0,8	5.25	1,5	3,14	4HA10
VOILE 12	2,5	105,278	0,06	5	-0,678	0,8	5.25	1,5	3,14	4HA10
VOILE 10	3,25	-327,58	0,186	5	-0,7311	0,8	6.15	1,5	3,14	4HA10

Tableau V.18. Ferrailage des voiles horizontales en sens y :

	L (m)	V_{max} (kn)	τ (mpa)		$A_{t(BAEL)}$ (cm ²)	$A_{t_{min(bael)}}$ (cm ²)	$A_{t_{min}}$ (RPA)	$A_{t_{min}}$ (face/ml)	$A_{adopté}$ (cm ²)	choix des Barres
VOILE 3	1,65	-260,14	0,148	5	-0,808	0,8	3,75	1,5	3,14	4HA10
VOILE 4	1,65	-649,39	0,37	5	-0,4561	0,8	6,6	1,5	3,14	4HA10
VOILE 2	3	-559,55	0,318	5	-0,3187	0,8	6	1,5	3,14	4HA10
VOILE 5	3	212,517	0,121	5	-0,6867	0,8	9	1,5	3,14	4HA10
VOILE 1	4,10	413,751	0,235	5	-0,6643	0,8	9,75	1,5	3,14	4HA10
VOILE 6	4,10	389,668	0,222	5	-0,7014	0,8	3,75	1,5	3,14	4HA10

Exemple de ferrailage d'un voile

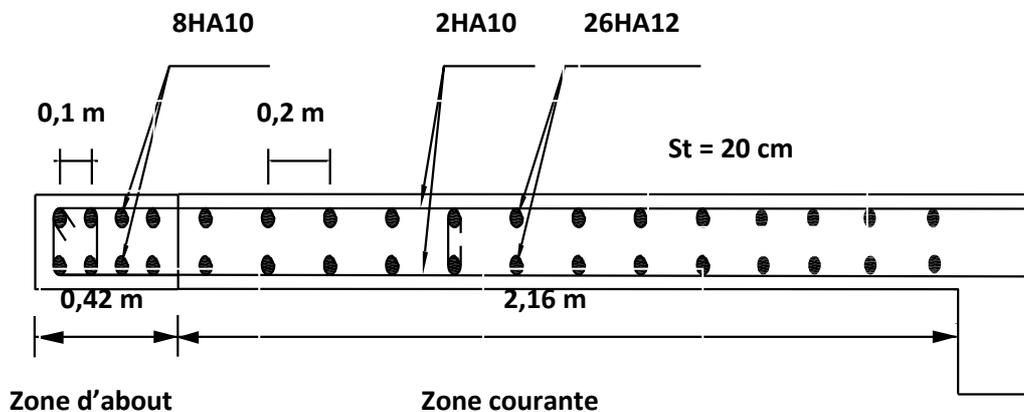


Figure V.13. Schema de ferrailage d'un voile

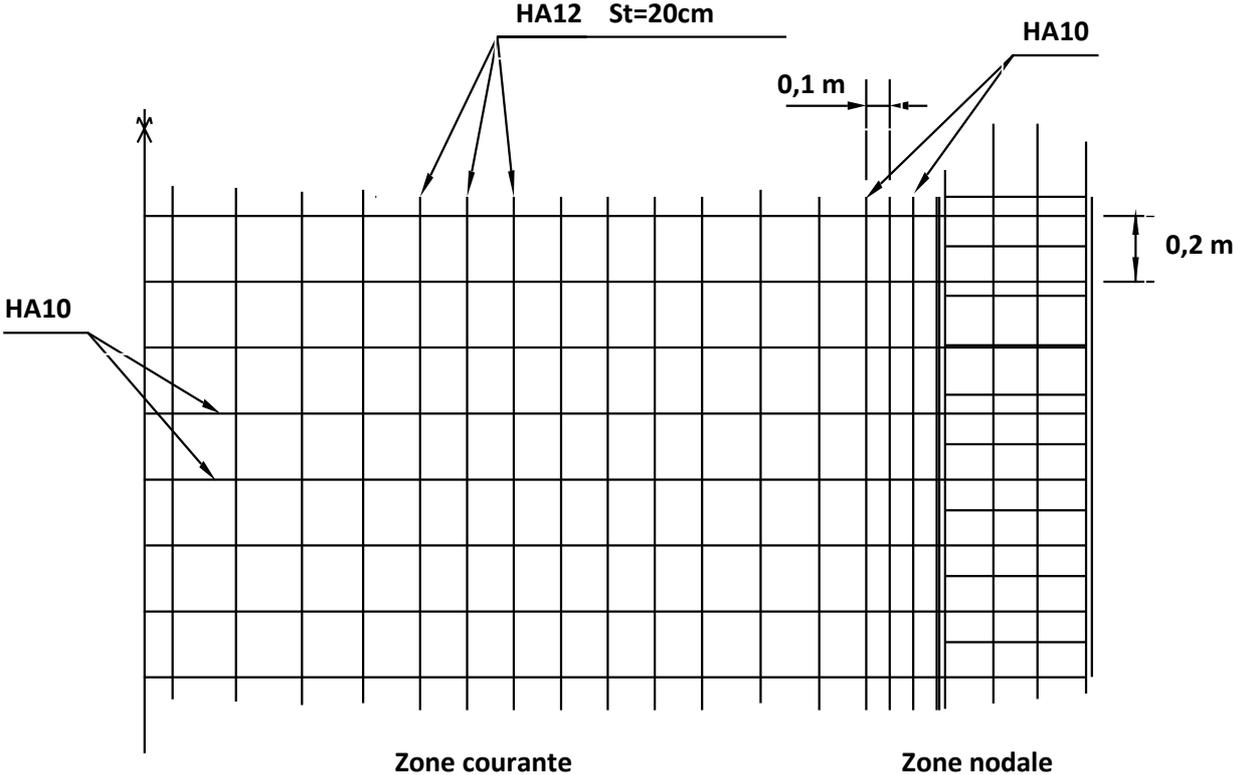


Figure V.14. Schéma de ferrailage de l'ensemble voile poteau

Etude de l'infrastructure

Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Les fondations doivent donc assurer deux fonctions essentielles pour la stabilité de l'ensemble qui sont :

- *La capacité de reprendre les différentes charges et surcharges supportées par la superstructure.*
- *Elles doivent assurer la transmission de ces charges et surcharges au sol d'assise de la construction dans de bonnes conditions de façon à garantir la stabilité de la structure.*

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

Le choix du type de fondation dépend du :

- *Type de l'ouvrage à construire.*
- *La nature et l'homogénéité du bon sol.*
- *La capacité portante du terrain de fondation.*
- *La charge totale transmise au sol.*
- *La nature et le poids de la superstructure*

VI.1. Choix de type de fondations :

On distingue trois types de fondations :

VI.1.1. Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, c'est le cas :

- *Des semelles isolées.*
- *Des semelles filantes (continues)*

➤ *Des radiers (structures répartissant les pressions) : il existe quatre types de radiers :*

- *Radier dalle (peu utilisé).*
- *Radier nervuré (le plus courant).*
- *Radier champignon sous poteaux (très peu utilisé).*
- *Radier voûte (rarement utilisé).*

VI.1.2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ (par exemple les semelles sur pieux).

VI.2. Les facteurs de Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- *Le Type d'ouvrage à construire.*
- *L'aspect économique.*
- *La facilité d'exécution.*
- *Les caractéristiques du sol support.*
- *La nature et l'homogénéité du bon sol.*
- *La capacité portante du terrain de fondation.*
- *La charge totale transmise au sol.*
- *La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol.*
- *Le rapprochement entre les poteaux et voiles.*

VI.3. Etude des fondations :

En ce qui concerne notre ouvrage à fonder sur un sol de capacité portante égale à 2 bars, il est possible de réaliser des fondations du type :

- *Semelles filantes (continues).*
- *Radier nervuré.*
- *Radier général.*

Pour passer du premier choix de fondation (semelles filantes) au radier, on doit faire la vérification suivante :

La surface occupée par les semelles doit être inférieure à la moitié de la surface du bâtiment

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\% \dots \dots \dots (I)$$

S_s : surface des semelles.

S_b : surface du bloc.

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

Avec :

$$N = 1.35 N_G + 1.5 N_Q \quad (\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2).$$

VI.4. choix du type de fondation :

La surface de la semelle est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S_s} \leq \bar{\sigma}_{sol} \implies S_s \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

N_s : L'effort normal total revenant aux semelles

$\bar{\sigma}_{sol}$: La contrainte admissible du sol

$$\frac{N}{S_s} \leq \bar{\sigma}_{sol} \implies S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_u = 61262,45 \text{ KN} ; \quad \bar{\sigma}_{sol} = 2,0 \text{ bars} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$S_s \geq \frac{59741,70 \times 10^{-3}}{0,20} = 298,70 \text{ m}^2$$

$$S_b = 387,53 \text{ m}^2$$

❖ Vérification de la condition (I):

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{298,70}{387,53} = 0,77 = 77\% > 50\%$$

☞ Conclusion:

La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- assurer l'encastrement de la structure dans le sol.
- Garantir la transmission la totalité des efforts imposés par la structure au sol.
- Éviter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structural.
- La facilité d'exécution.

VI.5. Etude du radier :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, c'est une dalle qui peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

Dans notre cas, on adoptera un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux, poteaux et voiles.

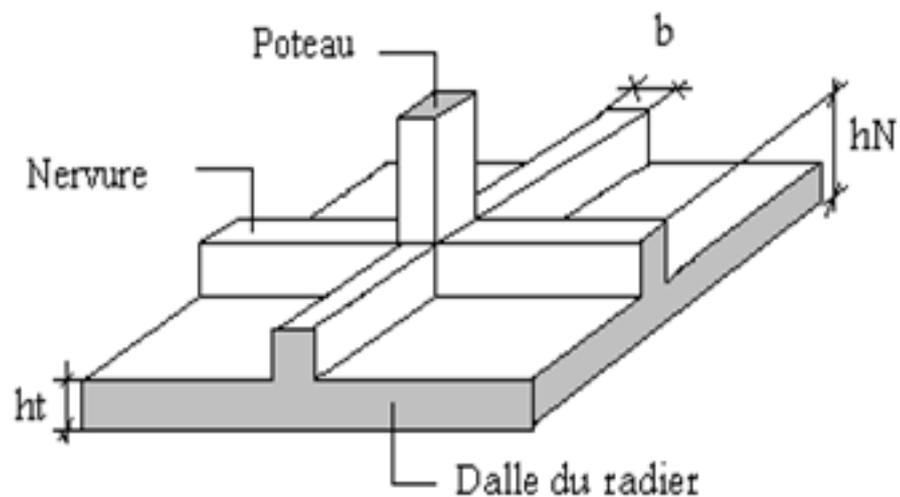


Figure VI.1 : Radier nervuré

VI.5.1. Epaisseur du radier :**1) Condition de rigidité :**

$$L_e \geq 2L_{\max} / \pi$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux files parallèles.

L_e : longueur élastique (hauteur du libage).

$$L_e = \sqrt[4]{4EI/Kb}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier (bande de 1m)

$$L_e^4 = 4EI / k b, \quad \text{avec } I = b h^3 / 12$$

$$D'où : \quad h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$$L_{\max} = 4,10 \text{ m}, \quad E = 3,216 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2, \quad K = 4000 \text{ t/m}^3, \quad h_r \geq 0,56 \text{ m}$$

2)-Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h_r \leq \frac{L}{5}$$

L_{\max} : La distance maximale entre deux files successifs ; = 4,10 m

$$0,52 \text{ m} \leq h_r \leq 0,82 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = 75 \text{ cm.}$$

Vu que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré

3)-Condition de coffrage :**• Pour la nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{410}{10} = 41 \text{ cm.}$$

• Pour la dalle :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{410}{20} = 20,5 \text{ cm.}$$

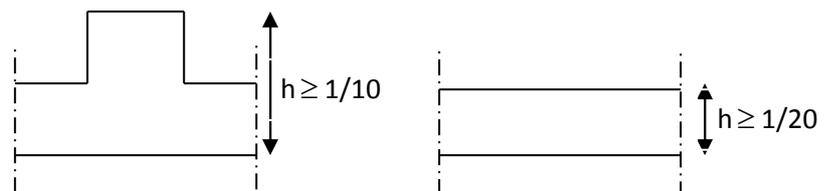


Figure 8.1.

D'après les conditions précédentes, Nous optons pour une dalle de 40cm et des nervures de 75cm.

VI.5.2. Calcul de surface minimale du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\bar{\sigma} = N / S_{\text{radier}} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm.}}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} \geq N / S_{\text{radier}} \quad \Longrightarrow \quad S_{\text{radier}} \geq N / \bar{\sigma}_{\text{adm.}}$$

A la base du bâtiment :

$$N = 1,35G + 1,5 Q = 5974,17 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} \geq N / \bar{\sigma}_{\text{adm}} = \frac{5974,170}{20} = 298,70 \text{ m}^2$$

La surface totale de l'immeuble est de 387,53 m² est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord minimum.

L'emprise total avec un débordement (D) sera :

$$S' = S + D \times 2 \times (15,85 + 24,45).$$

VI.5.3. Le calcul de D (débordement) :

$$D \geq \max (h / 2 ; 30 \text{ cm}) \quad \text{avec } h = 75 \text{ cm.}$$

Nous prenons : $D = 37,5 \text{ cm.}$

Alors l'emprise totale avec D :

$$S' = S + D \times 2 \times (24,45 + 15,85).$$

$$S = 387,53, \text{ m}^2 ; S' = 387,53 + 60,45 = 447,98 \text{ m}^2.$$

Alors la surface du radier est : $S' = 447,98 \text{ m}^2.$

VI.5.4. Vérification du radier :

VI.5.4.1. Vérification de non poinçonnement [4] :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Selon le **C.B.A art A.5.2.4.3**, Nous devons vérifier que :

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times h_r \times f_{c28} / \gamma_b$$

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du voile le plus sollicité

U_c : périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

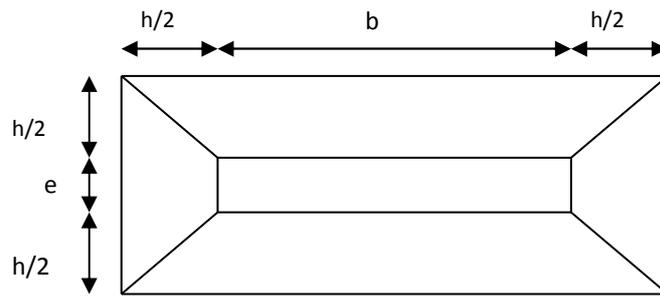


Figure VI.2 : Schéma de transmission des charges

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité) de longueur $L = 4,10\text{m}$.

$$N_u = 1652,45\text{KN}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(e + b + 2 h_r) = 2 (0,2 + 4,10 + 2 \times 0,75)$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_u}{0,045 \times \mu_c (f_{c28} / \gamma_b)} = \frac{1652,45 \times 10^3}{0,045 \times 12,8 \times (25 / 1,5)} = 0,172\text{m}$$

$$h_r = 0,75 \text{ m} > 0,172 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ **Sous poteau :**

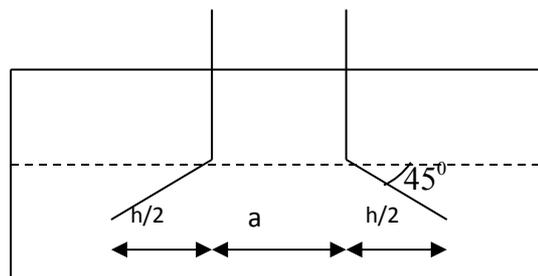


Figure VI.3 : Schéma de transmission des charges

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité

$$N_u = 1591,04 \text{ KN}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 4 \times (a + h_r) = 4 \times (0,55 + 0,75) = 5 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_u}{0,045 \times \mu_c (f_{c28} / \gamma_b)} = \frac{1591,04 \times 10^{-3}}{0,045 \times 5 \times (25 / 1,5)} = 0,42 \text{ m}$$

$$h_r = 0,75 \text{ m} > 0,42 \text{ m} \implies \text{C.V}$$

☞ **Conclusion:**

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

VI.5.4.2. Condition de résistance au cisaillement [4] :

L'épaisseur du radier sera vérifiée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, selon le

Règlement CBA93 (art. A.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,07 f_{cj} / \gamma_b$$

Où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

b : désigne la largeur.

γ_b : 1,5

d : 0,9 h.

b : 1 m.

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 4,10 m.

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9 h} \leq \frac{0,07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0,9 \times 2 S_{\text{rad}} \times 0,07 f_{cj}}$$

Pour :

$$N_u = 71747,47 \text{ KN} \quad S_{\text{radier}} = 447,98 \text{ m}^2$$

$$\gamma_b = 1,5 \quad ; \quad d = 0,9 h_r = 0,675 \text{ m} \quad ; \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 4,10 \text{ m} \quad \quad \quad h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{radier}} \times \frac{L_{\max}}{2} \\ \tau_u = \frac{N_u}{S_{radier}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9h_r} \leq \frac{0,06f_{cj}}{\gamma_b} \end{array} \right.$$

$$V_u = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{71747,47 \times 1}{488,48} \times \frac{5}{2} = 367,20 \text{ KN} \implies h_r \geq 0,41 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{367,20 \times 10^{-3}}{1 \times 0,675} = 0,54 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,06f_{c28}}{\gamma_b} = 1 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,00 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

☞ **Conclusion:**

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de rupture du radier par cisaillement

➤ **Détermination du centre de gravité du radier :**

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 11,75 \text{ m.} \\ Y = 6,53 \text{ m.} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de l'inertie du radier :**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 4352,29 \text{ m}^4 \\ I_y = 14113,44 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

➤ **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 en vérifiant que :

$$W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$$

Avec : W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}} = 47079,93 \text{ KN}$$

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 ($Z = 2,55 \text{ m}$).

S : surface du radier ($S = 447,98 \text{ m}^2$).

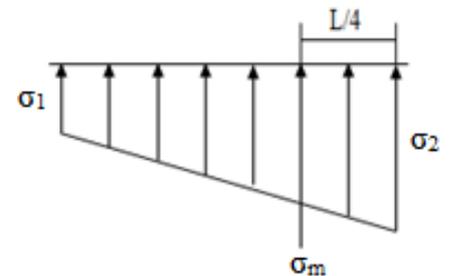
$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 2,55 \times 447,98 = 17135,23 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } W = 47079,93 \text{ KN} \geq F_s \times \gamma \times Z \times S = 17135,23 \text{ KN} \implies \text{C.V}$$

➤ **Vérification des contraintes sous le radier:**

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité du radier donc les réactions du sol forment un diagramme trapézoïdal ou triangulaire. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5 \sigma_{adm} \quad \text{Avec: } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$



Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal dû aux charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales.

$$M = N \times e$$

Tableau VI.1 : Vérification des contraintes sous le radier.

	ELS		ELU	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
<i>N (KN)</i>	52539,64	52539,64	71747,47	71747,47
<i>e (m)</i>	0,22	0,12	0,22	0,12
<i>M (KN.m)</i>	11558,72	6304,76	15784,44	8609,69
<i>S (m²)</i>	488,48	488,48	488,48	488,48
<i>V (m)</i>	13	9,37	13	9,37
<i>I (m⁴)</i>	14433,50	26100,90	14433,50	26100,90
<i>σ₁ (MPa)</i>	0,118	0,110	0,161	0,149
<i>σ₂ (MPa)</i>	0,097	0,105	0,133	0,143
<i>σ_{moy} (MPa)</i>	0,113	0,109	0,154	0,148
<i>σ_{adm} (MPa)</i>	0,255	0,255	0,255	0,255
<i>Vérification</i>	<i>C.V</i>	<i>C.V</i>	<i>C.V</i>	<i>C.V</i>

➤ **Vérification de la stabilité au renversement du radier :**

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment *reversant*, à cet effet il faut assurer la stabilité au renversement par:

$$M_R = M_0 + V_0 \times h$$

M_R: le moment de renversement à la base du radier.

M₀: Moment sismique a la base de RDC.

V₀: L'effort tranchant a la base de RDC.

h: profondeur de l'infrastructure (*h* = 2,55 m).

Tableau VI.2 : Vérification de la stabilité au renversement du radier.

	Vérification au renversement		Vérification au soulèvement	
	0,8G + E		G + Q + E	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N (KN)	36910,31	36910,31	44772,96	44772,96
M_R (KN.m)	76759,49	56092,075	81379,34	55413,36
S (m²)	488,48	488,48	488,48	488,48
V (m)	13	9,37	13	9,37
I (m⁴)	14433,50	26100,90	14433,50	26100,90
σ₁ (MPa)	0,144	0,095	0,164	0,111
σ₂ (MPa)	0,0061	0,055	0,018	0,071
σ_{moy} (MPa)	0,109	0,085	0,128	0,101
σ_{adm} (MPa)	0,255	0,255	0,255	0,255
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

➤ **Vérification la stabilité au renversement du radier selon L'RPA :**

D'après le RPA99 VERSION 2003(art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.})$$

$$M : \text{moment dû au séisme.} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_x = 75826,748 \text{ KN.m} \\ M_y = 55159,336 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

N : charge verticale permanente.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal : } e = 1,24 \text{ m} < \frac{L_{x\max}}{4} = \frac{24,45}{4} = 6,1125\text{m} \implies \text{C.V} \\ \text{Sens transversal : } e = 0,91 \text{ m} < \frac{L_{y\max}}{4} = \frac{15,85}{4} = 3,9625\text{m} \implies \text{C.V} \end{array} \right.$$

☞ **Conclusion :**

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

VI.5.5. Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme étant un plancher renversé faisant appuis sur les voiles, les poteaux chargés par la réaction du sol. Le ferrailage du radier se fait en flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

❖ Ferrailage de la dalle du radier :

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode de PIGEAUD proposée par CBA93.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol. Pour cela, on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de poisson (ν).

➤ Détermination des sollicitations:

Concernant le calcul des sollicitations dans les dalles rectangulaires librement appuyées nous distinguons deux cas :

- **1^{ère} cas:** $0 \leq \rho \leq 0.4 \implies$ la dalle porte sur un seul sens.

Avec : $\rho = L_x / L_y$ et $L_x \leq L_y$

$$M_x = qL_x / 8 \quad ; \quad M_y = 0.$$

- **2^{ème} cas :** $0.4 \leq \rho \leq 1 \implies$ la dalle porte sur deux sens.

$$M_x = \mu_x q L^2 \quad . \quad M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée

✓ Pour les panneaux de rive :

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$$

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_{ax} = -0,3M_x \\ M_{ay} = -0,3M_y \end{cases}$$

✓ Pour les panneaux intermédiaires :

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$$

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_{tx} = -0,5M_x \\ M_{ty} = -0,5M_y \end{cases}$$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0 \quad (\text{D'après le BAEL 91}).$$

➤ **Calcul des charges et surcharges:**

▪ **ELU** : $\nu = 0$

$$q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 154 - \frac{7766,68}{447,98} = 138,10 \text{KN/m}^2$$

▪ **ELS**: $\nu = 0,2$

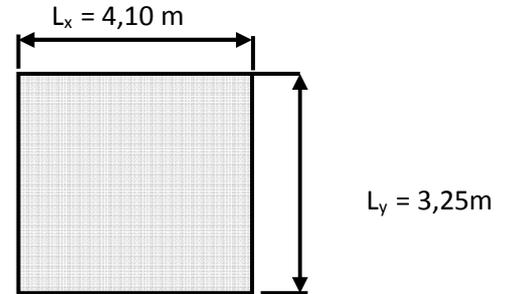
$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 113 - \frac{7766,68}{447,98} = 97,10 \text{KN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité (panneau de rive).

$L_y = 3,25$ m. (La grande portée du panneau)

$L_x = 4,10$ m. (La petite portée du panneau)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{410}{325} = 1,26$$



Calcul des moments de la dalle du radier

Figure VI.4: Le panneau le plus sollicité

Tableau VI.3 : Les moments dans la dalle du radier à L'ELU

Panneau	$L_x(m)$	$L_y(m)$	ρ	μ_x	μ_y	$q (KN/m^2)$	$M_x(KN.m)$	$M_y (KN.m)$
ELU ($v = 0$)	4,1	3,25	1,26	0,0419	0,8661	138,10	127,82	110,69
ELS ($v = 0,2$)				0,0491	0,9087	97,10	105,32	95,70

➤ Ventilation des moments de la dalle du radier :

Tableau VI.4: Les moments majorés en travée et aux appuis de la dalle du radier.

	Sens de la petite portée L_x			Sens de la petite portée L_y		
	$M_x (KN.m)$	$M_{tx} (KN.m)$	$M_{ax} (KN.m)$	$M_y (KN.m)$	$M_{ty} (KN.m)$	$M_{ay} (KN.m)$
ELU	127,82	108,65	-38,35	110,69	94,05	-33,21
ELS	105,32	89,52	-31,60	95,70	81,35	-28,71

➤ Pourcentage minimal :

$$Sens\ XX : \quad A_{y,min} = \begin{cases} 6 h_0 : feE500. \\ 8 h_0 : feE400. \\ 12 h_0 \text{ (autres cas)} \end{cases} \quad (h_0 \text{ en mètre}).$$

$$\text{Sens YY : } A_{x\min} = \frac{3-\rho}{2} A_{y\min}$$

➤ **Espacement maximal** : Pour une fissuration préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3h) \implies S_{tx} = 20 \text{ cm} \\ S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4h) \implies S_{ty} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des armatures** :

Le calcul des armatures se fera à la flexion simple, les sections d'acier que nous avons obtenu

Sont représentées dans le tableau suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

$$\text{avec : } z = d(1 - 0,4\alpha) \text{ et } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Tableau VI.5: Les sections des armatures de la dalle du radier à L'ELU

Panneau (P)	Sens X-X		Sens Y-Y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_U (KN.m)	108,65	38,35	94,05	33,21
A_s' (cm²/ml)	0	0	0	0
A_s (cm²/ml)	8,92	3,06	7,72	2,65
$A_{s \min}$ (cm²/ml)	3,20	3,20	3,29	3,29
Choix des barres	5HA16	5HA14	5HA16	5HA14
$A_{s\text{adopté}}$ (cm²/ml)	10,05	7,70	10,05	7,70
Espacement (cm)	20	20	20	20

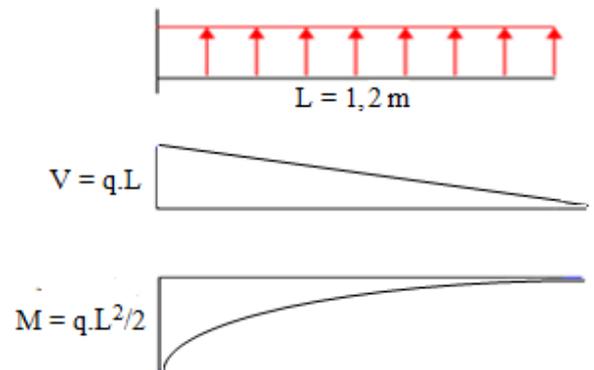
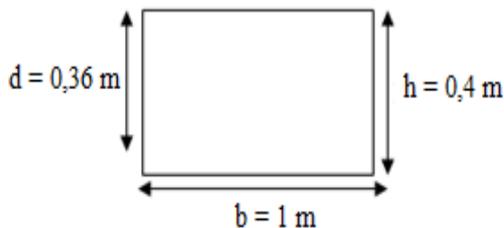
❖ **Ferraillage de débordement du radier :**

- Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L = 1,2 \text{ m}$.
- Le calcul du ferraillage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$$\begin{cases} h = 0,4 \text{ m} \\ d = 0,9h = 0,36 \text{ m} \\ b = 1\text{m}, \end{cases}$$

Le ferraillage sera fait à la flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciable.

➤ **Présentation schématique :**



➤ **Calcul des amatures:**

Figure VI.5: Schéma statique de débord du radier.

$$M_{\max} = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{138,10 \times 1,2^2}{2} = 99,43 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.6 : Section d'armature de débord du radier

M_u (KN.m)	d (m)	μ_{bu}	Z (m)	A_s (cm ²)
99,43	0,36	0,057	0,35	8,16

D'où : $A_s = \text{Max} (A_{\min} ; A_s \text{ calculée}) = 8,68 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_s = 5T16 = 10,05 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = (0,15f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}).$$

$$V_u = 82,86 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0,245 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

☞ **Remarque :**

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

➤ **Vérification des contraintes de compression du béton (ELS) :**

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

$$M_{ser} = \frac{q_s \times L^2}{2}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

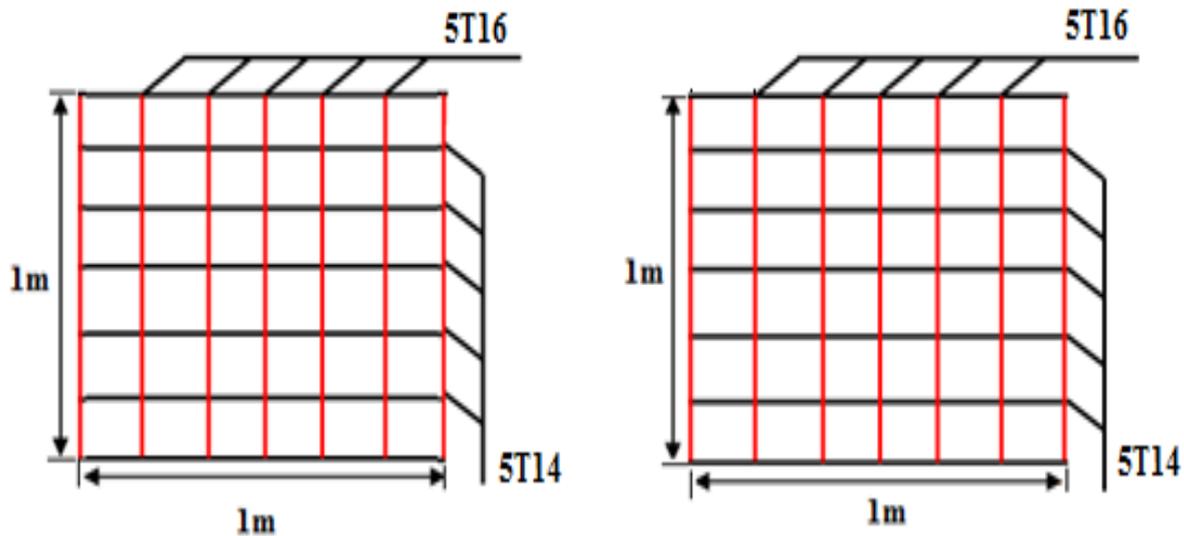
$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau VI.7 : Vérifications des contraintes de compression dans le béton du débord

	Zone	Mser (KN.M)	As (Cm ²)	I (Cm ⁴)	Y (Cm)	K (N/mm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Sens X-X	Travée	89,52	10,05	134196,36	9,02	0,067	6,04	15	C.V
	Appuis	31,60	7,70	107617,41	8,04	0,029	2,33	15	C.V
Sens Y-Y	Travée	81,35	10,05	134196,36	9,02	0,061	5,50	15	C.V
	Appuis	28,71	7,70	107617,41	8,04	0,027	2,17	15	C.V
Débord		69,91	10,05	134196,36	9,02	0,058	4,69	15	C.V

VI.5.6. Schéma de ferrailage du radier :



Ferrailage en travée

Ferrailage aux appuis

Figure VI.6: Schéma de ferrailage de la dalle du radier

VI.6. Etude des nervures :

Ce sont des poutres disposées le long du radier. Elles servent à reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\begin{cases} h_t = 75 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

On a pris la largeur de la nervure $b = 50 \text{ cm}$, tel que le poteau $(50 \times 50) \text{ cm}^2$.

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

VI.6.1. Détermination des sollicitations :

❖ *Sens X-X :*

➤ *E.L.U :*

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{RAD}}{S_{rad}} = 154 - \frac{7766,68}{447,98} = 138,10 \text{ kN/m}^2$$

➤ **E.L.S :**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 113 - \frac{7766,68}{447,98} = 97,10 \text{ kN/m}^2$$

❖ **Sens Y-Y:**

➤ **E.L.U :**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{RAD}}{S_{rad}} = 148 - \frac{7766,68}{447,98} = 132,10 \text{ kN/m}^2$$

➤ **E.L.S :**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 109 - \frac{7766,68}{447,98} = 93,10 \text{ kN/m}^2$$

☞ **Remarque**

- Le rapport $0,4 < \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.

- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

- Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal ou triangulaire, dans ce cas le calcul devient classique.

$$\checkmark \text{ Pour une charge trapézoïdale : } \begin{cases} \text{Moment fléchissant : } L_m = L_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right) \\ \text{Effort tranchant : } L_t = L_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right) \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Pour une charge triangulaire : } \begin{cases} \text{Moment fléchissant : } L_m = 0,333 \times L_x \\ \text{Effort tranchant : } L_t = 0,25 \times L_x \end{cases}$$

Tableau VI.8: Charges revenantes à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).
Sens X-X :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L _x	L _y	P	Type de chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	q _{um}	somme q _{um}	q _{sm}	somme q _{sm}	q _{ut}	somme q _{ut}	q _{st}	somme q _{st}
A-B	1	4,10	3,25	1,26	Trapézoïdale	2,09	1,88	138,10	97,1	288,63	531,69	202,94	373,83	259,63	451,59	182,55	317,52
	2	4,10	3,25	1,26	Trapézoïdale	1,76	1,39	138,10	97,1	243,06		170,89		191,96		134,97	
B-C	1	4,10	3,25	1,26	Trapézoïdale	1,60	1,32	138,10	97,1	220,96	484,73	155,36	340,82	182,29	428,11	128,17	301,01
	2	4,10	3,25	1,26	Trapézoïdale	1,91	1,78	138,10	97,1	263,77		185,46		245,82		172,84	
C-D	1	4,10	3,25	1,26	Triangulaire	0,66	0,50	138,10	97,1	91,15	182,30	64,07	128,14	69,05	138,10	48,55	97,10
	2	4,10	3,25	1,26	Triangulaire	0,66	0,50	138,10	97,1	91,15		64,07		69,05		48,55	
D-E	1	4,10	3,25	1,26	Triangulaire	1,13	0,50	138,10	97,1	68,91	137,82	21,45	42,90	30,49	60,98	9,49	18,98
	2	4,10	3,25	1,26	Triangulaire	1,13	0,50	138,10	97,1	68,91		21,45		30,49		9,49	
E-F	1	4,10	3,25	1,26	Triangulaire	0,66	0,50	138,10	97,1	91,15	182,30	64,07	128,14	69,05	138,10	48,55	97,10
	2	4,10	3,25	1,26	Triangulaire	0,66	0,50	138,10	97,1	91,15		64,07		69,05		48,55	
F-G	1	4,10	3,25	1,26	Trapézoïdale	1,60	1,32	138,10	97,1	220,96	484,73	155,36	340,82	182,29	428,11	128,17	301,01
	2	4,10	3,25	1,26	Triangulaire	1,91	1,78	138,10	97,1	263,77		185,46		245,82		172,84	
G-H	1	4,10	3,25	1,26	Trapézoïdale	1,85	1,48	138,10	97,1	288,63	531,69	202,94	373,83	259,63	451,59	182,55	317,52
	2	4,10	3,25	1,26	Trapézoïdale	2,40	2,29	138,10	97,1	243,06		170,89		191,96		134,97	

Sens Y-Y :

Tableau VI.9: Charges revenantes à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	P	Type de chargement	Lm	Lt	qu	Qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
A-B	1	4,10	3,25	1,26	Triangulaire	1,16	0,87	132,10	93,10	153,24		107,99		114,93		80,99	
	2	4,10	3,25	1,26	Trapézoïdale	1,26	1,02	132,10	93,10	166,45	319,69	117,31	225,30	134,74	249,67	94,96	175,95
B-C	1	4,10	3,25	1,26	Trapézoïdale	1,75	1,33	132,10	93,10	231,17		162,92		175,69		123,82	
	2	4,10	3,25	1,26	Triangulaire	1,56	1,17	132,10	93,10	206,07	437,24	145,24	308,16	154,56	330,25	108,93	232,75
C-D	1	4,10	3,25	1,26	Triangulaire	0,79	0,6	132,10	93,10	104,36		73,55		79,26		55,86	
	2	4,10	3,25	1,26	Triangulaire	0,79	0,6	132,10	93,10	104,36	208,72	73,55	147,10	79,26	158,52	55,86	111,72

☞ **Remarque :**

On observe que les valeurs des sollicitations maximales sont importantes cela nous conduit à obtenir des sections de ferrailage élevées aux niveaux des nervures ce qui va nous poser une difficulté dans la disposition des aciers.

Pour résoudre ce problème et faciliter la disposition constructive on va augmenter les dimensions de ces poutres.

$$\begin{cases} h = 95 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.6.2. Ferrailage des nervures :

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple et basé sur les sollicitations les plus défavorables qui sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : Les sollicitations dans les nervures.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	-1313	-921,90	-753,70	406,40
M_{tmax} (KN.m)	1070	752,70	576,60	-531,20
T_{max} (KN)	1354	/	816,20	/

❖ Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau ci-après:

Avec :

$$\begin{cases} b = 60 \text{ cm} & ; & C = 5 \text{ cm} \\ h = 95 \text{ cm} & ; & f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \\ d = 0,9h = 85,5 \text{ cm} & ; & \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau VI.11: Ferrailage longitudinal des nervures dans les deux sens.

Sens	Zone	M_u (KN.m)	A (cm ²)	Choix des barres	$A_{adoptée}$
X-X	Appuis	1313	47,14	6T20 filante + 6T20 chap + 6T16 chap	49,76
	Travée	1070	37,46	6T20 filante + 10T16 chap	38,96
Y-Y	Appuis	753,70	25,61	6T16 filante + 10T14 chap	27,45
	Travée	576,60	19,29	6T16 filante + 6T14 chap	21,30

❖ **Calcul des Armatures transversales :**

$$\phi_t = \frac{\phi_{L,max}}{3} = \frac{20}{3} = 5,67 \text{ mm} \implies \text{On choisie 3 cadre + un étrier de } \emptyset 8$$

➤ **Espacement minimal :**

▪ **Selon le BAEL91 :**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

▪ **Selon le RPA 2003 :**

- En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\emptyset_L) = (23,75 ; 24) = 23,75 \text{ cm}$
 $\implies S_t = 15\text{cm}$

- En zone courante : $S_t \leq h/2 = 47,5 \text{ cm} \implies S_t = 20\text{cm}$

❖ **Calcul des armatures de peau : (Art. A.8.3/ BAEL91 modifiées 99).**

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures ; leur section est d'au moins égal à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Nous adopterons : $A_p = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$ comme armatures de peau.

❖ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23b.d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 6,88 \text{ cm}^2$$

▪ **Sens X-X**

- Aux appuis : $A_a = 20,6 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,53 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

- En travée : $A_t = 16,08 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,53 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

▪ **Sens Y-Y**

- Aux appuis : $A_a = 14,19 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,53 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

- En travée : $A_t = 12,3 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,53 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

Tableau VI.12 : Vérifications des contraintes tangentes dans les nervures.

	$V_u \text{ (KN)}$	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Vérification
Sens X-X	1354	2,63	3,33	C.V
Sens Y-Y	816,20	1,59	3,33	C.V

❖ **Vérification à l'ELS :**

➤ **Etat limite de compression de béton :**

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

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes de compression dans le béton des nervures.

		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm)	K (N/mm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Sens X-X	Appuis	921,90	49,76	35,33	2760694,78	0,033	11,65	15	C.V
	Travée	752,70	38,96	32,22	2327940,35	0,032	10,31	15	C.V
Sens Y-Y	Appuis	531,20	27,45	28,07	1800376,91	0,029	8,12	15	C.V
	Travée	406,40	21,30	25,32	1481765,81	0,027	6,83	15	C.V

➤ *Etat limite d'ouverture des fissures:*

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$ Avec : $\sigma_s = 15 \times K (d - y)$

Tableau VI.14 : Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures.

		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm)	K (N/mm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Sens X-X	Appuis	921,90	49,76	35,33	2760694,78	0,033		201,63	C.V
	Travée	752,70	38,96	32,22	2327940,35	0,032		201,63	C.V
Sens Y-Y	Appuis	531,20	27,45	28,07	1800376,91	0,029		201,63	C.V
	Travée	406,40	21,30	25,32	1481765,81	0,027		201,63	C.V

Vérification des contraintes sous le radier après l'augmentation de sa section :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5 \sigma_{adm} \quad \text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

On doit calculer l'effort normal pour la nouvelle section du radier.

D'où :

- Superstructure : $G = 39313,25\text{KN}$; $Q = 5459,71\text{KN}$
- Poids du radier :

$$G_{rad} = G_{dalle} + G_{nervure} = (S_{rad} \times h \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum (L_X + L_Y))$$

$$G_{rad} = (447,98 \times 0,4 \times 25) + (0,6 \times 0,95 \times 25 \times 387,53) = 9265,25 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} G_{Totale} = G_{rad} + G_{bloc} = 9265,25 + 39313,25 = 48578,5 \text{ KN.} \\ Q_{Totale} = 5459,71 \text{ KN.} \end{cases}$$

❖ **Sollicitations :**

ELU:

$$N_u = 1,35G_{tot} + 1,5Q_{tot} = 73770,54 \text{ KN}$$

ELS:

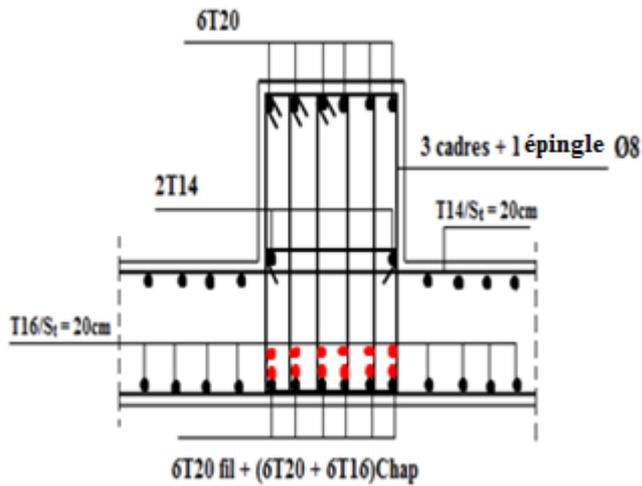
$$N_{ser} = G_{tot} + Q_{tot} = 54038,21 \text{ KN}$$

Tableau VI.15: Vérification des contraintes sous le radier après l'augmentation de la section.

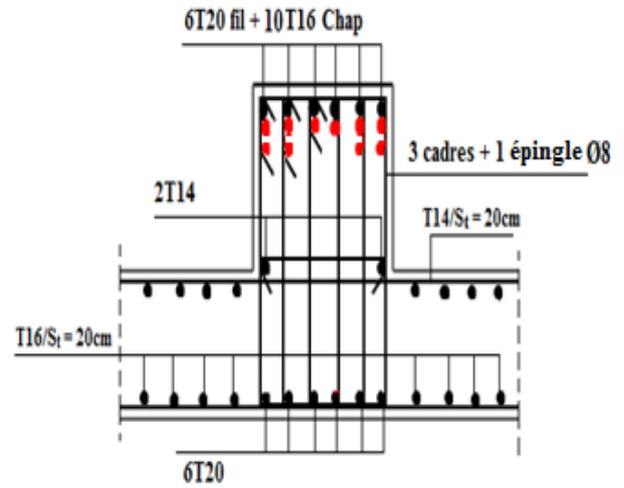
	ELS		ELU	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N (KN)	54038,21	54038,21	73770,54	73770,54
e (m)	0,22	0,12	0,22	0,12
M (KN.m)	11888,41	6484,58	16229,52	8852,46
S (m²)	488,48	488,48	488,48	488,48
V (m)	13	9,37	13	9,37
I (m⁴)	14433,50	26100,90	14433,50	26100,90
σ₁ (MPa)	0,121	0,112	0,163	0,151
σ₂ (MPa)	0,099	0,107	0,135	0,145
σ_{moy} (MPa)	0,115	0,110	0,156	0,150
σ_{adm} (MPa)	0,255	0,255	0,255	0,255
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

VI.6.3. Schéma de ferrailage des nervures:

❖ Sens longitudinal X-X :

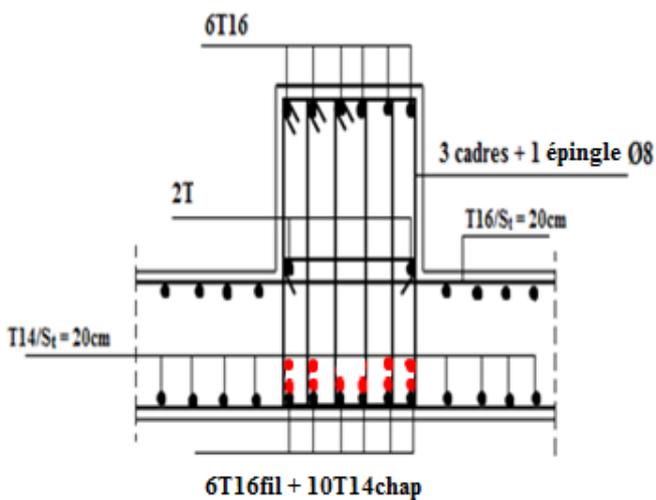


Aux appuis

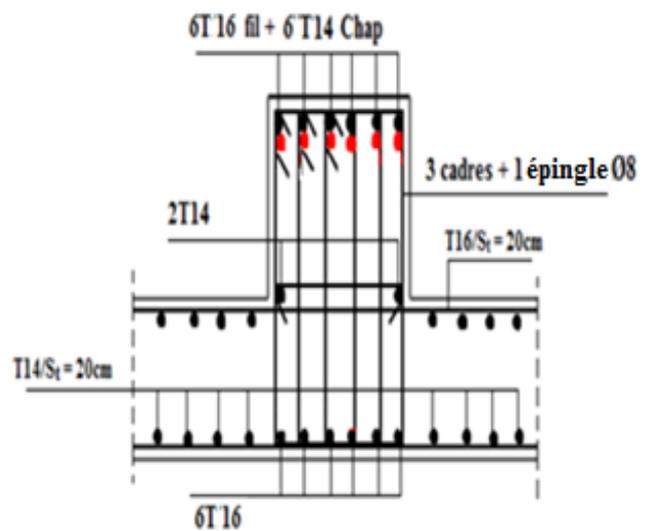


En travée

❖ Sens transversal Y-Y :



Aux appuis



En travée

Figure VI.7: Schéma de ferrailage des nervures dans les deux sens.