



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE.

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE.

Université Akli Mohand Oulhadj de Bouira.

FACULTE DES SCIENCES ET SCIENCES APPLIQUEES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



En vue de l'Obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures en Génie Civil

THÈME

*ÉTUDE DE DEUX BLOCS R+9+SOUS SOL A
USAGE MULTIPLES AVEC
CONTREVENTEMENT MIXTE*

RÉALISÉ PAR :

- Amara Mohamed
- Lougani Adel

ENCADRÉ PAR:

- Mr : Reffas .B.promoteur
- Mr : Laribi.ch..... Président
- Mr : Abdelhamid.A.....Examineur
- Melle: Boumaiza.H.....Examinatrice

PROMOTION: 2016-2017



Remerciements

Remerciements

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

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

*Nos remerciements vont aussi aux collègues qui nous ont aidés dans notre travail surtout les ingénieurs **R.Abdelkader (Kada)** et **M.Marouane** qui n'ont jamais hésités de nous faire profiter de leurs connaissances*

*Nous n'oublions pas notre chef de département **Mr S.Kennouche** et tous nos professeurs de Génie civil pour tout le savoir que nous avons acquis grâce à eux durant notre formation.*

En fin, nous tenons à remercier les membres du jury qui ont consacré un peu de leur temps pour examiner notre travail.





DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance à mon chers grand père regretté Djekida Amar.

A mon père regretté Amara Salah

A ma mère, mon beau père, ma grand mère, mes beaux frères et sœurs ainsi que toute ma famille.

Ceux et celles qui ont contribués à la formation de ma conscience intellectuelle.

A tous mes amis et copains chaqu'un son nom et surtout Lynda GBSTB.

Mouhend



Dédicace

J'ai toujours pensé faire où offrir quelque chose à mes parents en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts rien que pour me voir réussir, et voila l'occasion est venue.

A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience.

A ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui je dois de l'amour et de la reconnaissance.

A la mémoire de mon père Amar et ma sœur ghania

A ma très chère mère mbarka

A mes frères Malek, Sofian, et fouad

A ma sœur Zakia

A ma très chère femme Ouahiba

A mes chère Aya ,Rokia et Hala

A toute ma famille sans exception

A tous mes amis qui m'ont soutenu

A mon très cher binôme mohamed

A tout les groupes gc

Ames chère amis kada et mourad

Je dédie ce modeste travail

ADEL

Résumé

*Le but de ce projet consiste à l'étude et la conception d'un bâtiment à usage d'habitation et service contenant (Sous-sol +RDC + 09 étages) qui a été implantée à **Hay Thaora** dans la commune de **Bouira** classée comme une zone de moyenne sismicité zone(IIa).*

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un Système de contreventement de type voiles porteurs en béton armé.

Le dimensionnement et le calcul de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93, BAEL et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur les éléments finis moyennant le logiciel (ETABS).

Le système de fondation adopté est un radier général qui a été dimensionné et calculé.

Mot clés : Bâtiment, voiles porteurs, étude dynamique, ETABS, Radier générale.

Abstract

*The aim of this projects a the design of a building for both use living and service, it is composed of a (**Underground level, basement + 09floors**) which has been implemented in **Hay Thaora; Bouira** town, classified as a medium seismicity zone (IIa).*

A portal shear wall bracing system ensures the structural strength against vertical and horizontal loads.

Sizing and calculation of all resistance elements were been established according to the Algerian rules (CBA93 and RPA99 version 2003).

The seismic study was been conducted following the numerical method based on the finite element method through the software (ETABS).

Foundation system chosen was a general raft, that has been designed and calculated.

Key words: Building, Portal shear wall, Dynamic study, ETABS, General Raft.

ملخص

الهدف من ه ذا المشروع هو عبارة عن دراسة بناية ذات طابع سكني متكونة من (طابق أرضى+ تسع طوابق + طابق تحت أرضي) و المقرر بناؤه في منطقة حي الثورة بلدية (البويرة) المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلاليا IIa.

مقاومة البناية لكل الحملات العمودية والأفقية محققة بواسطة نظام جدران الخرسانة المسلحة الحاملة.

قياس الإبعاد و حساب كل العناصر المقاومة تمّ طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر على غرار (2003 ق ج ز طبعة) القواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل. (CBA93, BAEL et RPA99 version 2003)

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة التي تعتمد أساسا على العناصر المنتهية باستعمال برنامج (ETABS)

نظام الأساسات المعتمد في هذه الدراسة هو عبارة عن لبشة عامة التي تمت بدورها دراستها وحسابها.

الكلمات المفتاحية : عمارة، جدران قص حاملة، دراسة ديناميكية، لبشة عامة، sbatE.

SOMMAIRE

Introduction générale.....01

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

I.1.Objectif	02
I.2. Description de l'ouvrage	02
I.3. Caractéristique géométrique	02
I.4. Structure porteuse	03
4.1. Ossature	03
4.2. Les plancher	03
4.3. Escalier	04
4.4. Local d'ascenseur.....	04
4.5. Balcons.....	04
4.6. L'acrotère	04
4.7. Maçonnerie.....	04
4.8. Revêtements	04
I.5.Les Réglementation utilisée.....	05
I.6.Caractéristique des Matériaux :.....	05
I.6.1. Le béton	05
I.6.1.1. Les matériaux composants le béton	05
I.6.1.2 la résistance a la compression : (Art 2.1.11) BAEL9114.....	06
I.6.1.3. Module de déformation longitudinale du béton	07
I.6.2 Les aciers :.....	09
I.6.2.1Définition.....	09
I.6.2.2Module de déformation longitudinale :Art A.2.2, 1 BAEL 91.....	09

I.6.2.3	Diagramme contrainte déformation :.....	10
I.6.2.4	Contrainte limite :.....	10
I.7.	Protection des aciers: A.7.2, 4. BAEL 91.....	12
I.8.	Calcul aux états limites de services	12
I.9.	Calcul aux états limites ultimes de résistance :.....	12
I.10	Actions et combinaisons d'actions :.....	13

Chapitre II :

II 1.	Introduction.....	15
II. 2.	Evaluation des charges et surcharges	15
II.3.	Pré dimensionnement des éléments :.....	18
II.3.1.	Pré dimensionnement des planchers :.....	18
II.3.1.1.	Plancher en dalle pleine :.....	18
II.3.1.2.	Plancher en corps creux :.....	18
II.3.2.	Pré dimensionnement des balcons.....	19
II.3.3.	Pré dimensionnement des poutres:.....	19
II.3.4.	Pré dimensionnement des voiles	21
II.3.5.	Pré dimensionnement des poteaux	22
II.3.5.1.	Principe.....	22
II.3.5.2.	Loi de dégression des surcharges verticales.....	23
II.3.5.3.	Vérification des sections du poteaux	26

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

III.1.	Introduction.....	28
III.2.	Calcul de l'acrotère	28
III.2.1.	Dimensions de l'acrotère	28
III.2.2.	Schéma statique	29
III.2.3.	Détermination des sollicitations.....	29
III.2.4.	Calcul de ferrailage	30

III.2.5. vérification des contraintes à l'ELS	34
III.2.6. Schéma de ferrailage	35
III.3. calcul des balcons	36
III.3.1. Evaluation des charges	37
III.3.2. Combinaison des charges	37
III.3.3. Schema statique de calcul	37
III.3.5 Calcul du ferrailage.....	38
III.3.6. Vérification.....	39
III.3.7. Schéma de ferrailage	41
III.4. Salle machine(Ascenseur)	42
III.4.1. Introduction	42
III.4.2. Dimensionnement de la dalle	43
III.4.2.1. Calcul des sollicitations	44
III.4.2.2. Diagrammes des moments	47
III.4.2.3.Calcul des armatures en flexion simple	48
III. 4.3 Verifications a l'ELU.....	48
III.4.5. Verification a l'ELS	50
III.4.6. Schéma de ferrailage	51
III.5 Étude des escaliers (à 2 volées)	52
III.5.1 Les sollicitations a l'ELU.....	52
III.5.2 Les sollicitations a L'ELS	53
III.5.3 Calcul du ferrailage longitudinal.....	55
III.5.4 Calcul des armatures de répartition.....	56
III.5.5 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis	57
III.5.6 Espacement des barres	57
III.5.7 Vérification de l'adhérence aux appuis.....	57
III.5.8 Vérification à l'ELS	58
III.5.9 Schéma de ferrailage.....	59
III.6 L'étude de la poutre palière.....	60
III.6.1 Dimensionnement.....	60
III.6.1.1 Calcul des sollicitations.....	60
III.6.1.2 Calcul du ferrailage.....	61

III.6.1.3	Vérification à l'ELU.....	61
III.6.1.4	Calcul des armatures transversales.....	62
III.6.1.5	Espacement des armatures transversales.....	62
III.6.1.6	Vérification des armatures transversales.....	62
III.6.1.7	Vérification de l'adhérence aux appuis	63
III.6.1.8	Calcul des sollicitations	63
III.6.1.9	Vérification à l'ELS.....	64
III.6.2	Schéma de ferrailage	65
III.7	Etude des planchers.....	65
III.7.1	Calcul de la dalle de compression.....	65
III.7.1.1	Calcul des armatures	66
III.7.2	Calcul des poutrelles	66
III.7.2.1	Dimensionnement de la poutrelle.....	67
III.7.2.2	Choix de la méthode de calcul.....	70
III.7.2.3	Application de la méthode (Caquot)	73
III.7.2.4	Ferrailage.....	76
III.7.2.5	Verifications.....	80
III.7.2.6	Schéma de ferrailage	85

Chapitre IV : Etudes sismique et dynamique

IV.1.	L'étude dynamique	86
IV.1.1.	Introduction	86
IV.1.2.	Objectif de l'étude dynamique	86
IV.1.3.	Présentation du logiciel de calcul ETABS	86
IV.1.4.	Modélisation de la structure	87
IV.1.5.	Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis.....	88
IV.1.6.	Détermination des fréquences et modes propres.....	88
IV.1.7.	Etape de modélisation.....	89
IV.1.8.	Présentation.....	90
IV.1.9.	Disposition des voiles.....	91
IV.1.9.1.	Etude du Bloc A	92

IV.1.9.2. Etude du Bloc B.....	98
IV.2. L'étude sismique	102
IV.2.1. Méthode d'analyse modale spectrale	103
IV.2.2. Méthode statique équivalente	104
IV.2.3. Application de la méthode dynamique modale spectrale	105
IV.2.4 Détermination des paramètres du spectre de réponse	105
IV.2.5. Etude de Bloc A	107
IV.2.5.1. L'effort tranchant a la base.....	107
IV.2.5.2. Estimation empirique de la période fondamentale.....	108
IV.2.5.3. Vérification de la participation des éléments résistants au contreventement.....	108
IV.2.5.4. Vérification des exigences de RPA99/2003.....	109
IV.2.5. 5. Vérification des déplacements latéraux inter – étage	110
IV.2.5. 6. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	112
IV.2.5.7. Vérification au renversement	113
IV.2.6. Etude de bloc B.....	117
IV.2.6.1 L'effort tranchant a la base.....	117
IV.2.6.2. Estimation empirique de la période fondamentale.....	118
IV.2.6.3Vérification de la participation des éléments résistants au contreventement.....	118
IV.2.6.4 Vérification des exigences de RPA99/2003.....	119
IV.2.6.5 Vérification des déplacements latéraux inter – étage	119
IV.2.6.6 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	120
IV.2.6.7 Vérification au renversement.....	122
IV.3 dimensionnement du joint sismique.....	125
IV.4 Conclusion.....	125

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

V.1 Introduction.....	126
V.2 Ferrailage des poteaux.....	126
V.2.1 Ferrailage longitudinale	127
V.2.1.1 Exemple de calcul	129
V.2.1.2 Choix des armatures des poteaux	131
V.2.2 Ferrailage transversal	132
V.2.3 Vérification	134
V.3 Ferrailage des poutres principal "Bloc A".....	137
V.3.1 Recommandation du RPA99 (Version 2003).....	138
V.3.2 Recommandation du BAEL 91	139
V.3.3 Exemple de calcul pour le bloc A.....	139
V.3.3.1 Calcul des armatures longitudinales.....	140
V.3.3.2 Calcul des armatures transversales	145
V.3.3.3 Schémas de ferrailage de la poutre principal	145
V.4 Ferrailage de la poutre secondaires "Bloc A".....	146
V.4.1 Armatures longitudinales	146
V.4.2 Armatures transversales	147
V.4.3 Vérifications	147
V.4.4 Schémas de ferrailage de la poutre secondaire	148
V.5 Ferrailage de la poutre principale "Bloc B".....	149
V.5.1 Calcul des armatures longitudinales	149
V.5.1.1 Vérification.....	152
V.5.2 Calcul des armatures transversales.....	154
V.5.3 Schémas de ferrailage de la poutre principale.....	154
V.6 Ferrailage de la poutre secondaires "Bloc B"	155
V.6.1 Armatures longitudinales	155
V.6.2 Armatures transversales.....	156
V.6.3 Vérification	156
V.6.4 Recouvrement des barres longitudinales.....	157
V.6.5 Schémas de ferrailage de la poutre secondaire.....	157
V.7 Ferrailage des voiles "Bloc A".....	158

V.7.1.Introduction	158
V.7.2. Recommandations du RPA99/2003	159
V.7.3 Combinaisons de calcul	160
V.7.4 Exemple de calcul	162
V.7.4.1 Détermination des sollicitations	162
V.7.4.2 Armatures verticales	162
V.7.4.3 Armatures de coutures	163
V.7.4.4 Armatures horizontales	163
V.7.4.5 Armatures transversales.....	163
V.7.4.6 Vérification	164
V.8 ferrailage des voiles "Bloc B"	166
V.8.1 Exemple de calcul	166
V.8.1.1 Détermination des sollicitations	166
V.8.1.2 Calcul du ferrailage.....	167
V.8.2 Vérification	167
V.8.3 Schéma de ferrailage.....	169

Chapitres VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction.....	170
VI.2. Etude de sol	170
VI.3 .Choix du type de fondation.....	170
VI.4 Semelle isolé.....	171
VI.5 .Etude du radier général	172
VI.5.1. Pré dimensionnement du radier.....	172
VI.5.2.L'épaisseur du radier	172
VI.5.3. Caractéristique géométrique du radier.....	174
VI.5.4.La surface minimale du radier	174
VI.6. Calcul de débordement D.....	174
VI.7.Vérification	175
VI.7.1 . Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique	175
VI.7.2Vérification de la stabilité au renversement du radier	175
VI.7.3 Evaluation et vérification des contraintes sous le radier	176

VI.8.Ferraillage des panneaux du radier.....	177
VI.8.1 Calcul des sollicitations	178
VI.8.2 Calcul du ferraillage	180
VI.8.3 Vérification à l'ELS	181
VI.9. Ferraillage du débord du radier	181
VI.10.Schéma de ferraillage	182
VI.11 Etude de voile périphérique	183
VI.11.1 Prés dimensionnement du voile périphérique	183
VI.11.2 Ferraillage du voile périphérique.....	185
VI.11.3 Calcul des armatures.....	186
VI.11.4 Armatures transversales	188
VI.11.5 Schéma de ferraillage du voile périphérique.....	188

Figure I.1 : plancher corps creux	3
Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).....	8
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).....	9
Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier en traction.....	10
Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation du l'acier	11
Figure II.1 :Détail des contraintes du plancher terrasse inaccessible.....	15
Figure II.2: Détail des contraintes du plancher étage courant.....	6
Figure II.3 : Mur extérieur	17
Figure II.4 : Schéma de l'acrotère	17
Figure II.5: Coupe d'une poutre.....	19
Figure II.6:Coupe de voile en plan	21
Figure II.7 : Loi de dégression des charges verticales	24
Figure II.8: Surface d'influences du poteau central	24
Figure III.1: Coupe verticale l'acrotère.....	28
Figure III.2: Diagrammes des efforts retenus dans l'acrotère.....	29
Figure III.3 : Coupe transversal de l'acrotère.....	30
Figure III.4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.	36
Figure III.5 : représentation d'un balcon	36
Figure III.6: Schéma statique (ELU).....	37
Figure III.7: Schéma statique (ELS)	37
Figure III.8 : Schéma de ferrailage de balcon.....	42
Figure III.9. Répartition de la charge localisée sur la dalle.....	43
Figure III.10: Schéma d'ascenseur.....	43
Figure III.11:Diagrammes <i>des moments</i> à L'ELU	47
Figure III.12: Diagrammes des moments à L'ELS	47
Figure III.13: Schéma de ferrailage	51
Figure III.14: Schéma statique de l'escalier à ferrailer.....	52
Figure III.15: Diagramme des moments en tenant compte de semi-encastres(ELU)....	53
Figure III.16: Diagramme des moments en tenant compte de semi-encastres (ELS)...	55
Figure III.17: Section à ferrailer.....	55
Figure III.18: Schéma de Ferrailage de l'escalier	59
Figure III.19:Schéma statique de la poutre palière	60
Figure III.20:Diagrammes des moments et efforts tranchants.....	60

Figure III.21:Diagramme des moments et efforts tranchants.....	63
Figure III.22:Schéma de ferrailage de la poutre palière	65
Figure III.23 : schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	66
Figure III24 : schéma d'une poutrelles.....	67
Figure III 25 : Poutrelle préfabriquée.....	67
FigureIII26 : charge appliqué sur le plancher	68
Figure III.27: dimensions d'une poutrelle.....	69
FigureIII26 : Corps Creux.....	68
Figure III.27: poutrelle	69
Figure III.28 : Schéma statique de deux travées intermédiaires.....	71
Figure III.29 : poutrelle a 4 travées.....	73
Figure III.30 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	74
Figure III.31 : Diagramme des moments à L'ELU.....	74
Figure III.32 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.....	75
Figure III.33 : Diagramme des moments à L'ELS.....	76
Figure III.34 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.....	77
Figure III.35 : Ferrailage du plancher.....	85
Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure.....	90
Figure IV.2 : vue en 3D du bloc B	91
Figure IV.3 : disposition des voiles	92
Figure IV.4 : Vu en plan(translation suivant l'axe YY').....	95
Figure IV.5 : Vu en plan(translation suivant l'axe XX').....	96
Figure IV.6: Vu en plan (torsion).....	96
Figure IV 7 : disposition des voiles	98
Figure IV 8 : Vu en plan (translation suivant l'axe XX).....	100
Figure IV 9 : Vu en plan (translation suivant l'axe YY').....	100
Figure IV 10 : Vu en plan (torsion).....	101
Figure IV 11 : Spectre de réponse.....	104
Figure V.1 : Représentation schématique du Poteau (50x50).....	126
Figure V.2: Zone nodale.....	128
Figure V.3 : schéma de ferrailage des poteaux pour les blocs A et B.....	129
FigureV.4 :schéma de ferrailage des poteaux pour les blocs A et B.....	137
Figure V.5 : schéma de ferrailage de la poutre principale	145

Figure V.6 : Coupe transversale de la poutre principale.....	146
Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	148
Figure V.8: schéma de ferrailage de la poutre principale.....	154
Figure V.9: Coupe transversale la poutre principale.....	155
Figure V.10:schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	157
Figure V.11 :Sollicitation des voiles.....	158
Figure V.12 : Diagramme des contraintes d'une section partiellement	162
Figure V.13: diagramme des contraintes d'une section partiellement.....	166
Figure V. 14: Schéma de ferrailage de voile zone 01.....	169
Figure VI. 1 : Schéma de transmission des charges.....	173
Figure VI. 2 : Schéma de transmission des charges.....	173
Figure VI.3 : le panneau le plus sollicité.....	178
Figure VI.4:Débord du radier.....	182
Figure VI.5: schéma de ferrailage du radier pour les blocs A et B.....	182
Figure VI.7: diagramme des contraintes	185
Figure VI.8: Schéma statique d'un voile.....	185
Figure VI.9: Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	188

CHAPITRE I :

Dimensions du bloc ...A.....	02
Dimensions du bloc B.....	02

CHAPITRE II :

Charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible	15
Charges et surcharges du plancher étage courant	16
Charges et surcharges de la dalle pleine du balcon.	16
Charges et surcharges du mur en double cloison.....	17
Charges et surcharges du mur en simple cloison	17
Dégressions des surcharges d'exploitation.	24
Vérification des sections selon RPA99/200	26
Section des poteaux adoptés	26

CHAPITRE III :

Les sollicitations	30
Les sollicitations	38
Vérification des contraintes dans le béton	41
Moments développés dans le panneau à l'ELU	45
Moments développés dans le panneau à l'ELS.....	46
Choix de la section d'armatures dans le sens x-x	48
Choix de la section d'armatures dans le sens y-y.....	51
Vérification des contraintes suivant le sens x-x	51
Effort tranchant à l'ELU	52
Moments fléchissant à l'ELU	53
L'efforts tranchants à l'ELS	54
Moments fléchissant à l'ELS.....	54
Résumé des résultats de ferrailage	56

Liste des tableaux

Vérification de l'état limite de compression du béton	58
Ferraillage de la poutre palière.	61
Vérification de l'état limite de compression du béton	64
Charges et surcharges de la dalle	68
Les moments et les efforts tranchants	68
Charge et surcharge des planchers	70
Les efforts tranchants et les moments fléchissant a l'ELU.....	73
Moments fléchissant et efforts tranchants	75
Efforts et moments maximaux a l'ELU	76
Efforts et moments maximaux a l'ELS	76
Choix de la section d'armature en travée	78
Choix de la section d'armature en appui	79
Vérification des contraintes dans le béton.....	82
CHAPITRE IV :	
Centre de masse et de rigidité des différents niveaux (bloc A).....	94
périodes et facteurs de participation massique du modèle(bloc A)...	95
centre de masse et de rigidité des différents niveaux (bloc B)	98
Périodes et facteurs de participation massique du modèle (B).....	99
Facteur de qualité QY	105
Facteur de qualité QX	106
Coefficients d'accélération de zone A.....	106
Coefficient d'amortissement critique	107
Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales ...	108
Résumé des résultats	109
Vérification de la résultante des forces sismiques a la base	109

Liste des tableaux

Déplacements latéraux inter-étage dans le sens $x-x$	110
Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'	111
Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'	112
Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'	113
Moment de renversement pour chaque étage dans le sens $x-x$	114
Moment de renversement pour chaque étage dans le sens $y-y$	115.
Coordonnées de centre de gravité de la structure	115...
Moment stabilisateur.....	116
Vérification au renversement	116
Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	115
Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales	118
Vérification des exigences de RPA99/2003	119
Vérification de la résultante des forces sismiques a la base	119
Déplacements latéraux inter-étage dans le sens $x-x$	119
Déplacements latéraux inter-étage dans le sens $y-y$	120...
Vérification de l'effet P-Delta dans le sens $x-x$	121
Vérification de l'effet P-Delta dans le sens $y-y$	121
Moment de renversement pour chaque étage dans le sens $x-x$	122.
Moment de renversement pour chaque étage dans le sens $y-y$	123
Coordonnées de centre de gravité de la structure	123
Moment stabilisateur	124
Vérification au renversement	124
Vérification de l'effort normal des poteaux	124

CHAPITRE V :

Caractéristiques mécanique des matériaux	127
Ferrailage maximale et minimale	128
Les sollicitations obtenues par ETABS	129

Liste des tableaux

, Ferrailage longitudinal	131
Choix des armatures des poteaux	131
Armature transversale (Zone courante)	134
Armature transversale (Zone nodale).....	134
Vérification des contraintes	135
Vérification des Contraintes tangentielles	135
Vérification de l'effort normal ultime	136
: Combinaisons de charges.....	137
Caractéristiques des poutres et des matériaux.....	138
Tableau des sollicitations.....	139
Les résultats de vérification des contraintes	143
Résultats de calcul de Ferrailage des poutres secondaires.....	146
Armatures transversales.....	147
Vérifications des contraintes.....	147
Tableau des sollicitations.....	149
Les résultats de vérification des contraintes.....	153
Armatures longitudinales.....	155
Armatures transversales.....	152
Vérifications des contraintes.....	156
Section des armatures verticale du voile bloc A.....	164
choix de ferrailage verticale du voile bloc A.....	165
Les vérifications à l'ELS et de contrainte de cisaillement...A	165
Section des armatures verticale du voile bloc B.....	168
Choix de ferrailage vertical du voile bloc B.....	169
Les vérifications à l'ELS et de contrainte de cisaillement...B.....	169

CHAPITRE VI :

Liste des tableaux

Les résultats de vérification des contraintes	177
Récapitulatif des moments de la dalle de radier.....	180
Ferraillage longitudinal et transversal du radier à l'ELU.....	180.
Ferraillage longitudinal et transversal du radier à l'ELS.....	181
Vérification Contrainte maximale dans le béton comprimé.....	181
Moment longitudinal et transversal	186
Ferraillage du voile a l'ELU	187
Ferraillage du voile a l'ELS	187

Liste des notations :

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

C : Cohésion.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_{vi} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

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

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

G : Charge permanente

I : Moment d'inertie.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

K : Coefficient de raideur de sol.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

M : Moment, Masse.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

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

M_t : Moment en travée.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

N_{ser} : Effort normal pondéré à l'état limites de service.

N_u : Effort normal pondéré à l'état limites ultime.

Q : Charge d'exploitation.

q : Capacité portante admissible.

St : Espacement.

T : Effort tranchant, Période.

T_u : Effort tranchant ultime.

V_0 : Effort tranchant a la base.

V_0 : Effort tranchant a la base.

W : Poids total de la structure.

Y : Position de l'axe neutre.

β : Coefficient de pondération.

λ : Elancement.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

\emptyset : Diamètre des armatures

ϕ : Angle de frottement.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier

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

σ_{sol} : Contrainte du sol.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement

τ : Contrainte tangentielle.

ξ : Déformation relative.

INTRODUCTION GENERAL

Introduction Générale

Le développement des techniques et le savoir faire dans les différents domaines, notamment dans le secteur de bâtiment ou de construction en générale, a conduit à l'utilisation optimale des matériaux tels que le béton et l'acier, devenus aujourd'hui les matériaux les plus utilisés dans le domaine du génie civil.

Lors des tremblements de terre importants, l'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement.

En effet, l'ingénieur en génie civil est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Pour cela des études basées sur des modèles physique et mathématique sont menés pour limiter et mettre en œuvre une réglementation fiable qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur comme le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, BAEL, CBA.... et pour les quelles un minimum de sécurité est assurée.

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

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+9+sous sol) constitué de deux blocs séparés avec un joint sismique et contreventés par des voiles, la structure est soumise à un spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS 9.7.

CHAPITRE I

P r é s e n t a t i o n e t d e s c r i p t i o n d e l ' o u v r a g e

I.1. Objectif

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en ce qui concerne le type de structure, des éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2. Description de l'ouvrage

On propose dans ce rapport de projet de fin d'étude, l'étude complète des éléments résistants et secondaires de deux blocs (R+9+1sous sol) en béton armé à usage multiple (bureaux, habitation, commerce) avec contreventement mixte et séparés par un joint sismique.les deux blocs « A » et « B » sont constitué de :

- Un sous sol destiné comme un parking.
- Un Rez-de-chaussée a usage commercial.
- Le 1^{er} et le 2^{eme} étage sont a usage de bureaux.
- Les autres étages sont a l'usage d'habitations.

Le bâtiment sera implanté a la ville de Bouira dans le quartier écothèque (en face du marché el-Rahma), cette région est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003).Notre ouvrage est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne et sa hauteur ne dépasse pas les 48m donc il est classé dans le groupe d'usage 2.

I.3. Caractéristiques Géométriques

Les caractéristiques géométriques sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Bloc « A » :

Tableau I.1 : dimensions du bloc A

Dimensions	(m)
Dimension en plan	22,80×11,50
Hauteur totale (avec acrotère)	33,74
Hauteur du sous sol	3,00
Hauteur du RDC	3,65
Hauteur du 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3,00
Hauteur 3 ^{eme} au 9 ^{em} étage	2,68

Bloc « B » :

Tableau I.2 : dimensions du bloc B

Dimensions	(m)
Dimension en plan	20,80×14,85
Hauteur totale (avec acrotère)	33,74
Hauteur du sous sol	3,00
Hauteur du RDC	3,65
Hauteur du 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3,00
Hauteur 3 ^{eme} au 9 ^{em} étage	2,68

I. 4. Structure porteuse

4.1. Ossature

Le bâtiment est constitué par des portiques et des voiles de contreventement en béton armé suivant les deux sens; donc d'après les RPA 99 version 2003, le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques » tel que les voiles de contreventement doivent reprendre au 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 d'après "*RPA 99 version 2003*".

4.2. Les plancher

C'est une aire horizontale généralement plane destinée à séparer les niveaux et capable de supporter les charges, Notre structure comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



Figure 1.1 : plancher corps creux.

- Plancher en dalle pleine :

Pour certaines zones, on a opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

4.3. Escalier

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages. Notre structure comporte des escaliers a paillasse.

4.4. Local d'ascenseur

L'ascenseur est un élément mécanique qui sert à faire monter et descendre facilement et rapidement les usagers a travers les différents étages du bâtiment vu sa hauteur importante.

4.5. Balcons

Est une console pratiqué sur la façade du bâtiment et entourée d'une balustrade (garde-corps) qui seront réalisés en dalle pleine.

4.6. L'acrotère

La terrasse du dernier étage sera entourée d'un acrotère en béton armée d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

4.7. Maçonnerie

a) Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en double cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

b) Murs intérieurs :

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

4.8. Revêtements :

Les revêtements des deux bâtiments sont constitués de :

- Du mortier de ciment pour crépissage de façades extérieures.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.5. Les Réglementation utilisée :

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

I.6. Caractéristique des Matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction seront choisis conformément aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique algérien RPA 99/2003.

I.6.1. Le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de : ciment, granulats, eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants", son rôle fondamental est de reprendre les efforts de compression.

1. Les matériaux composants le béton :**➤ Le ciment :**

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

➤ Sable :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable doit être propre et n'est pas argileux et contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

➤ Gravier :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures et propres. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

➤ 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.

NB :

Notre béton sera avec le dosage suivant :

Sable propre.....**380 à 450 cm³ (D_g ≤ 5 mm).**

Gravier**750 à 850cm³ (D_g ≤ 25 mm)**

Dosage de ciment CPJ 42,5.....**300 à 400 kg.**

Eau de gâchage**150 à 200 l.**

La réalité pratique conduit vers le rapport $\frac{\text{Eau}}{\text{Ciment}} \left(\frac{e}{c}\right) = 0.5$

2. la résistance a la compression : (Art 2.1.11) BAEL91

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur par compression axiale après 28jours de durcissement..

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton **d'âge ≤ 28 jours**, sa résistance à la compression est calculée comme suit

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

b.la Résistance a la traction : Art A.2.1, 12 BAEL 91.

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06fcj \quad \text{si } fc28 \leq 60\text{Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(fcj)^{2/3} \quad \text{si } fc28 > 60\text{Mpa.}$$

3. Module de déformation longitudinale du béton

a) 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 :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

b) Module d'élasticité différée : Art A.2.1, 22 BAEL91

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 :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours } \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

4. contraintes limites

Elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

a) Etat Limite Ultime (ELU) : Art A.4.3, 41 BAEL 91

Correspond à la perte d'équilibre (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine. La contrainte limite à la compression notée f_{bu} est définie par : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{pour les situation courantes} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \rightarrow t \geq 24 \text{ h.} \\ \theta = 0.9 \rightarrow 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.} \\ \theta = 0.85 \rightarrow t \leq 1 \text{ h.} \end{array} \right.$$

t : Durée d'application de la combinaison d'action considérée, à $j = 28$ jours en situation courante on aura : $f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$.

Le coefficient « **0.85** » en numérateur et θ en dénominateur a pour objet de tenir compte de la résistance du béton est une fonction décroissante de la durée d'application de la charge (à ELU. Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit :

(Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées ou $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

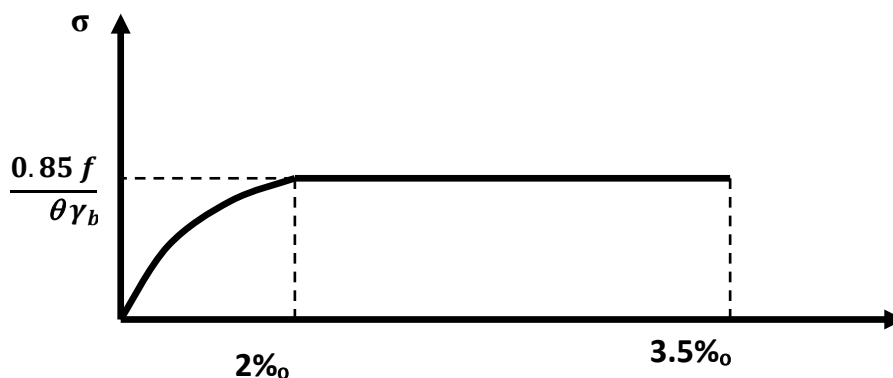


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).

b) Contrainte de cisaillement (τ_u) : Art A.5.1.21 BAEL 91.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o.d}$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible $\bar{\tau}_u = \min\{0.15 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$.
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\bar{\tau}_u = \min\{0.20 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$.

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

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de la durabilité.

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$$

Avec :

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte admissible à ELS.

$$\text{A } j = 28 \text{ jours ; } \overline{\sigma}_s = 0.6 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

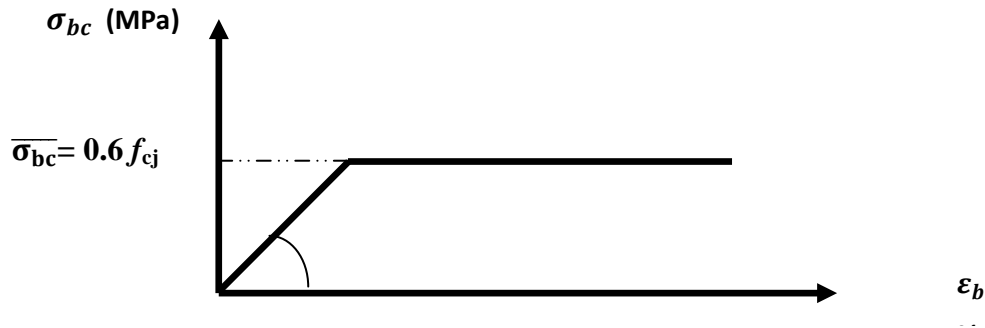


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

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

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**.

I.6.2.2 Module de déformation longitudinale : Art A.2.2, 1 BAEL 91.

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

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

I.6.2.3 Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

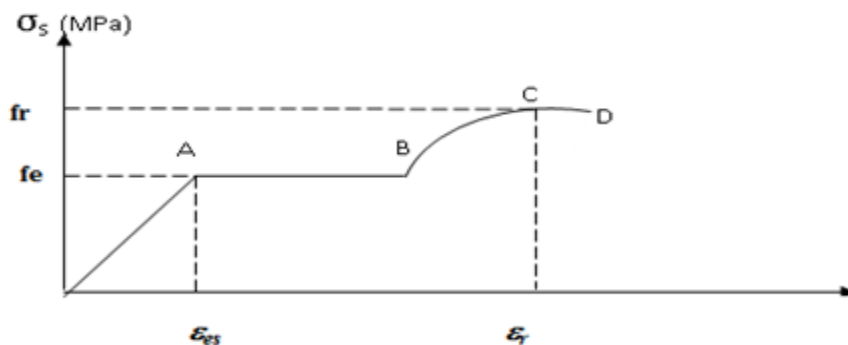


figure I.5: Diagramme contrainte déformation de l'acier en traction

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_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissment

Zone CD : Domaine de striction

I.6.2.4 Contrainte limite :

a) **Contrainte limite ultime : Art.2.1. 3 BAEL 91**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_{st} : Contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité $\rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

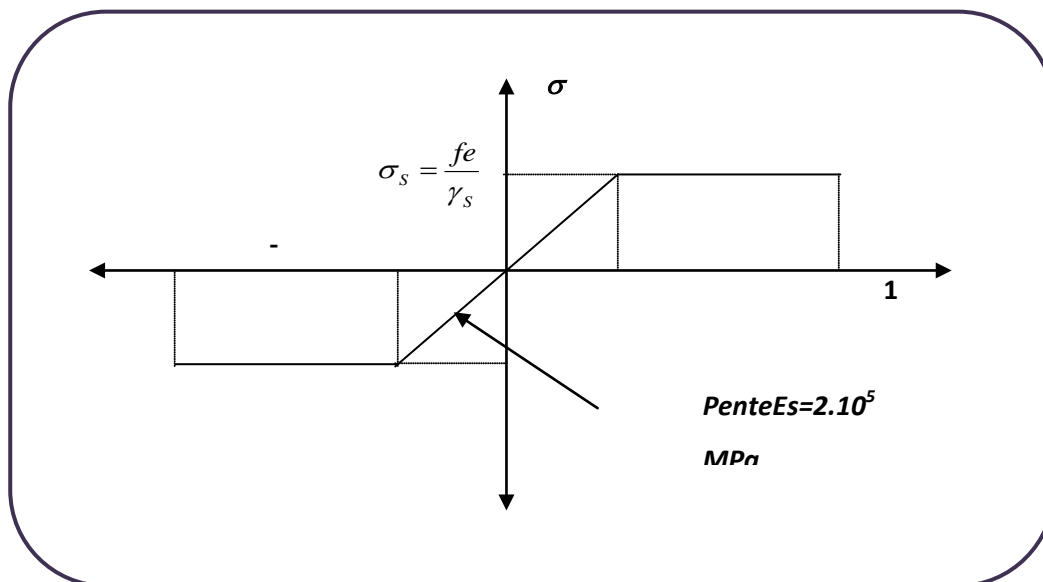


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

b) Contrainte limite de service :

➤ Etat limite d'ouverture de fissuration : Art A.4.5, 3 BAEL 91.

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

➤ Fissuration peu nuisible : Art A.4.5, 32 BAEL 91

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

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

➤ Fissuration préjudiciable: Art A.4.5, 33 BAEL 91

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \text{ (MPa).}$$

η : coefficient de fissuration ;

$\eta = 1.6$Pour les HA si $\phi \geq 6$ mm.

$\eta = 1.3$Pour les **HA** si $\phi \leq 6\text{mm}$.

$\eta = 1$ Pour rond lisse et fils tréfilés lisses en treillis soudés.

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Pour les HA 400 et HA 500}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable: A.4.5, 34. BAEL91.**

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

I.7. Protection des aciers: A.7.2, 4. BAEL 91.

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs ainsi qu'avoir un bétonnage correct, on doit veiller à ce que l'enrobage (**c**) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

c ≥ 5 cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.

c ≥ 3cm : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).

c ≥ 2 cm : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.

c ≥ 1 cm : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

Dans notre structure on prend un enrobage : **c = 2,5cm**.

I.8. Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à:

$$(n = \frac{E_s}{E_b} = 15), n : \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

I.9. Calcul aux états limites ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limite à : **10%.**

- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$\epsilon_{bc} = 3.5$ en flexion.

$\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée.

- La règle des trois pivots suppose que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots **A**, **B** ou **C** définis par la figure ci-dessous Tel que :

A : traction simple ou composée, flexion avec état-limite ultime atteint dans l'acier.

B : flexion avec état-limite ultime atteint dans le béton.

C : compression simple ou composée.

I.10 Actions et combinaisons d'actions :

➤ **Les actions :**

L'étude des charges est une étape cruciale dans tous les projets et elle doit être faite avec un grand soin on distingue :

a) Les actions permanentes G :

- Le poids propre des éléments.
- Le poids propre des équipements permanents.
- Le poids des poussées de terres.

b) Les actions variables Q :

- Charges d'exploitations appliquées au cours de l'exécution.
- Charges climatiques.

c) Les actions accidentelles :

- Séisme.
- Explosions.
- Chocs.

➤ **Combinaison d'actions :**

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments on utilise les combinaisons suivantes :

- **Situations durables :**

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

- **Situations accidentelles :**

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

CHAPITRE II

P ré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé pré-dimensionnement. Leur but est de définir les dimensions de différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99 version 2003**, **CBA93**, **BAEL 91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II.2 Evaluation des charges et surcharges

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

On définit G : charges permanentes et Q : charges d'exploitations.

❖ Plancher terrasse inaccessible (bloc A et B):

Tableau II.1: charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible.

Désignation	poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1. protection en gravillon roulés	17	5	0.85
2. Etanchéité multicouches	6	2	0.12
3. Béton forme de pente	22	5	1.10
4. Isolation thermique en liège	4	4	0.16
5. plancher en corps creux	/	20+4	2.85
6. Enduit en plâtre	10	2	0.20
			G = 5.28
			Q = 1.00

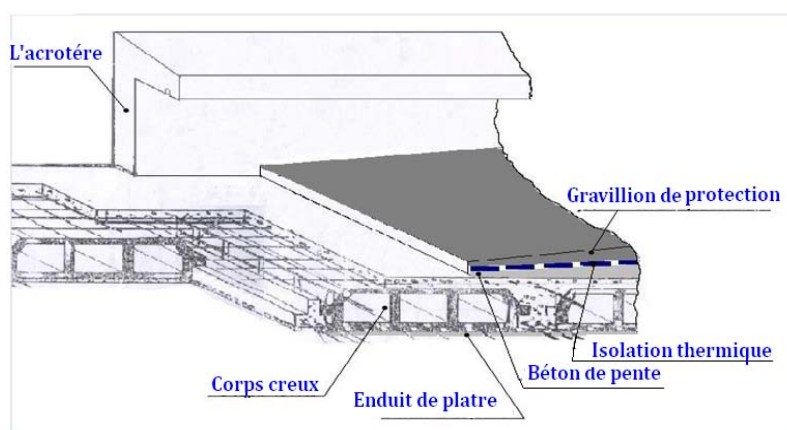


Figure II.1: détail des constituants du plancher en corps creux.

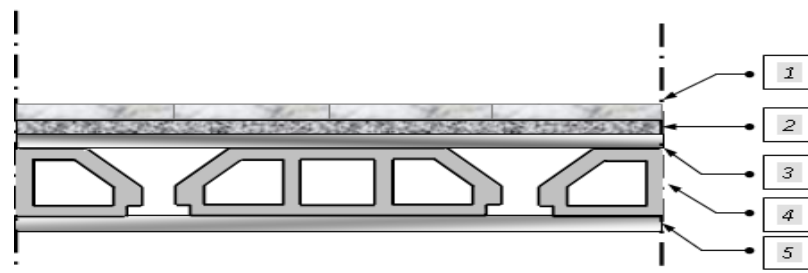
❖ Planchers étage courant :**Tableau II.2:charges et surcharges du plancher étage courant.**

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	20	2	0.4
2. Mortier de pose	20	2	0.4
3. Lit de sable	18	2	0.36
4. Plancher en corps creux	/	16+4	2.85
5. Enduit en plâtre	10	2	0.2
6. Cloisons de répartition	10	10	1.0
			G = 5.21
			Q_{hab} = 1.50
			Q_{bur} = 2.50
			Q_{com} = 4.00

Avec : Q_{hab} : charge d'exploitation d'étage courant a usage d'habitation.

Q_{bur} : charge d'exploitation d'étage à usage bureaux.

Q_{com} : charge d'exploitation du RDC à usage commerce.

**Figure II.2 détail des constituants du plancher étage courant.**❖ Balcon :**Tableau II.3: charges et surcharges de la dalle pleine du balcon.**

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	20	2	0.4
2. Mortier de pose	20	2	0.4
3. Lit de sable	18	2	0.36
4. Dalle pleine	25	16	4
5. Enduit en mortier	18	2	0.36
6. Gard corps	10	10	1
			G = 6.52
			Q = 3.5

❖ *Murs extérieurs en double cloison :*

Tableau II.4: charges et surcharges du mur en double cloison.

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1. Enduit en ciment	18	2	0.36
2. Brique creuse	9	15	1.35
3. lame d'air	00	5	00
4. Brique creuse	9	10	0.9
5. Enduit en plâtre	10	2	0.2
			G = 2.81

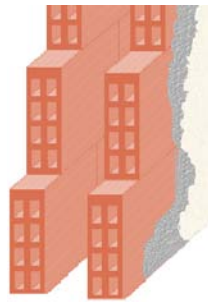


Figure II.3: Mur extérieur.

❖ *Murs intérieurs en simple cloison :*

Tableau II.5: charges et surcharges du mur en simple cloison.

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1. Enduit en plâtre	10	2	0.2
2. Brique creuse	9	10	0.9
3. Enduit en plâtre	10	2	0.2
			G = 1.3

❖ *L'acrotère :*

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)
60	10	$(0.6*0.1) + (0.08*0.1) + (0.1*0.02)/2 = 0.069$	$0.069*25$ G=1.725

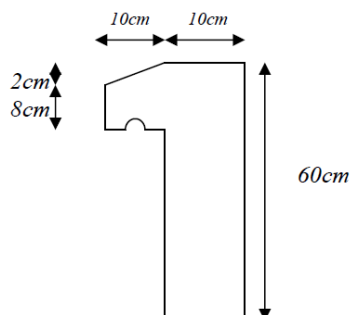


Figure II.4: schéma de l'acrotère Acrotère

II. 3 Pré dimensionnement des éléments

II. 3.1 Pré dimensionnement des planchers

II. 3.1.1 Plancher en dalle pleine

Leur épaisseur dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance et par conséquent déterminé selon les critères ci dessous :

a) Critère de sécurité contre l'incendie :

$e = 7 \text{ cm}$ pour 1 heure de coupe feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe feu.

$e = 17 \text{ cm}$ pour 4 heures de coupe feu.

b) Critère de résistance a la flexion :

Dalles reposant sur deux appuis : $L_{\max}/35 \leq e \leq L_{\max}/30$

Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $L_{\max}/50 \leq e \leq L_{\max}/40$.

Avec : L_{\max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans les deux sens.

Dans notre cas on a des dalles qui reposent sur 3 ou 4 appuis avec une portée maximale de 4.5 mètres donc :

$$450/50 \leq e \leq 450/40 \Rightarrow 9 \text{ cm} \leq e \leq 11.25 \text{ cm}$$

c) Critère d'isolation phonique :

Le confort d'isolation phonique exige une épaisseur minimale de **16 cm**.

On adopte des planchers en dalle pleine de **16 cm** d'épaisseur.

II. 3.1.2 Plancher en corps creux

Notre choix s'est porté sur le plancher à corps creux. Couramment utilisé dans les constructions des bâtiments, il est constitué :

- De poutrelles préfabriquées en béton armé disposées parallèlement et espacées de **0.65** mètres.
- D'entrevous de forme adaptée aux poutrelles (appelés aussi corps creux).
- D'une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm à 6 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble des poutrelles-entrevous qui tient lieu de coffrage.

L'épaisseur est conditionnée par la formule suivante :

$$e \geq \min \left(\frac{l_{x \max}}{22,5}; \frac{l_{y \max}}{22,5} \right)$$

Avec l_x : longueur de la travée entre nus d'appuis suivant x.

l_y : longueur de la travée entre nus d'appuis suivant y.

$$e \geq \min \left(\frac{450}{22,5}; \frac{385}{22,5} \right) \Rightarrow e \geq \min(20; 17,11) \quad \text{Donc } e \geq 17,11 \text{ cm}$$

On adopte un plancher de **20cm**.

- ✓ 16 cm : hauteur du corps creux (hourdis).
- ✓ 4 cm : épaisseur de la dalle de compression.

II.3.2 Pré dimensionnement des balcons

Un balcon est un élément secondaire, ne participe pas à la résistance de la structure. Leur épaisseur est en fonction de leur portée, il est déterminé par la relation suivante :

$$e \geq \frac{L}{10}$$

D'où : L : la portée la plus grande d'un balcon.

E : épaisseur du balcon.

On a : $L=1,20\text{m}$

$$e \geq \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

Donc on prend comme épaisseur de balcon : **$e=15\text{cm}$** .

II.3.3 Pré dimensionnement des poutres

Une poutre est un élément porteur en béton armé de section rectangulaire, en T ou en I, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL 91 modifié 99 et les vérifications selon le RPA 99/v2003.

$$\text{Selon le BAEL : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \dots\dots(1).$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \dots\dots (2).$$

Avec : h : hauteur de la poutre.

L : distance entre nus d'appuis.

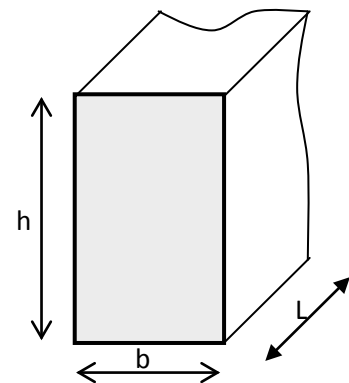


Figure II.5 « coupe d'une poutre »

b : largeur de la poutre.

a) Poutres principales

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2) :

On a : $L_{\max} = 4.50$ m.

D'où :

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm}$$

Donc on prend : **h = 45 cm.**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13,5\text{cm} \leq b \leq 31,5\text{cm}.$$

Donc on prend : **b = 30 cm.**

➤ Vérification des exigences du RPA 99/2003 (Art 7.5.1) :

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

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

$$h/b \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Poutres secondaires

On a : $L_{\max} = 3.85$ m

D'où :

$$\frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \Rightarrow 25.66\text{cm} \leq h \leq 38.5\text{cm}$$

On prend: **h = 40 cm.**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}.$$

On prend: **b = 30cm**

➤ Vérification des exigences du RPA 99/2003 (Art 7.5.1) :

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

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

$$h/b \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

D'après notre pré dimensionnement on adopte des poutres principales de section **(45*30) cm²** et des poutres secondaires de **(40*30) cm²** de section pour les deux blocs.

II.3.4 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré-dimensionnement est justifié par l'article **7.7.1 du RPA99**. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant la totalité des charges horizontales (séisme et vent) et d'autre part de reprendre au moins 20% des charges verticales et les transmettre aux fondations. D'après l'article **7.7.1 RPA 99/2003** « les éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles (figure II.6) et spécifie que l'épaisseur minimale doit être de 15 cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure si dessus Avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

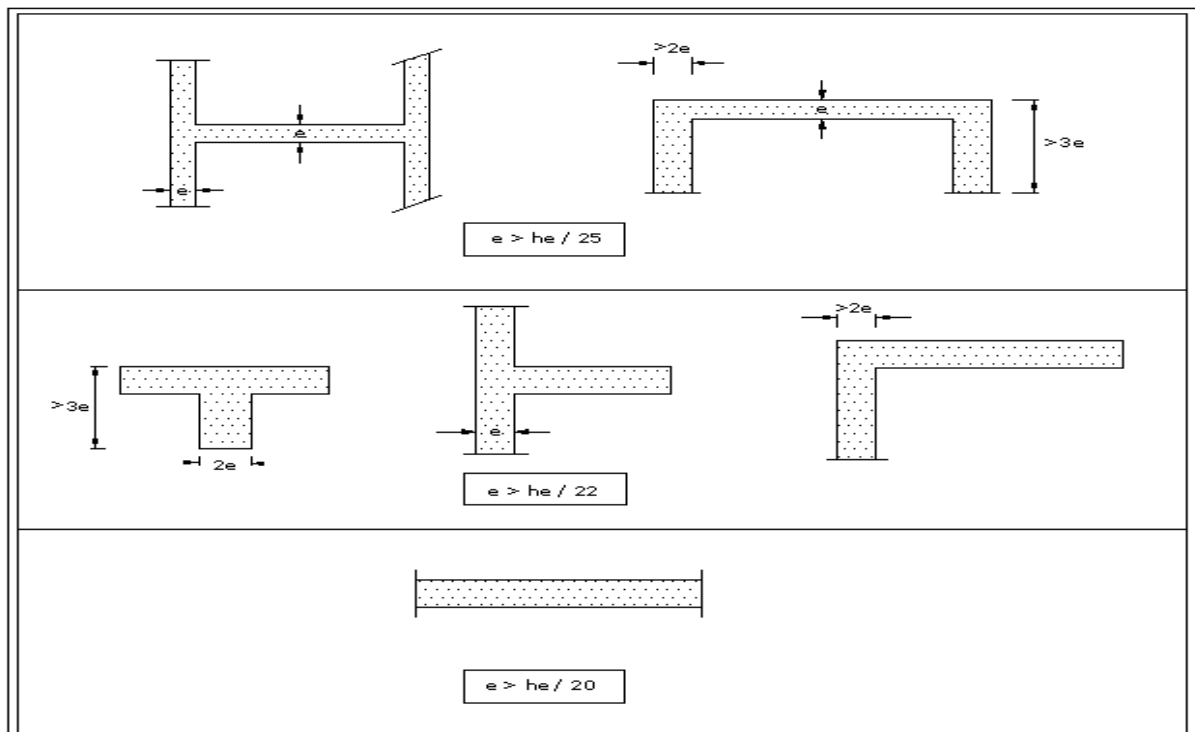


Figure II.6: coupe de voile en plan.

❖ Pour le RDC:

$$e \geq \max (h_e/25; h_e/22; h_e/20)$$

$$e \geq \max (365/25; 365/22; 365/20) \Rightarrow e \geq \max (14,6; 16,6; 18,25).$$

❖ Pour les étages courants :

$$e \geq \max (300/25 ; 300/22 ; 300/20) \Rightarrow e \geq \max (12 ; 13,63 ; 15).$$

Donc on opte pour des voiles d'épaisseur $e = 20\text{cm}$ pour toute la superstructure.

II.3.5 Pré dimensionnement des poteaux

II.3.5.1 Principe :

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), et sa section sera calculer en compression simple centrée. les règles CBA 93 préconisent de prendre une 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.

D'après l'article **B.8.4.1 (CBA 93)** l'effort normal ultime N_u agissant sur le poteau s'exprime par la relation suivante :

$$N_u \geq a \left[\frac{Br \times f_c 28}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

Br : La section réduite de poteau (en cm^2) et **Br = (a-2cm) x (b-2cm)**

Nu : L'effort normal ultime **Nu = 1.35G + 1.5Q**

Le calcul sera fait a l'ELU (**BAEL 91**) et la vérification sera faite selon le (**RPA99/v2003**) et la section réduite Br d'un poteau est :

$$Br \geq \left[\frac{k \beta N_u}{\theta \frac{f_{bu}}{0,9} + 0,85 \frac{A}{Br} \frac{f_e}{\gamma_s}} \right]$$

Avec : $\frac{A}{Br} = 0,8\%$ dans la zone IIa selon **RPA99/V2003 article 7.4.2.1.**

Tel que : θ : facteur de la durée d'application des charges ($\theta=1$).

K : Facteur correcteur pour la durée d'application des charges $K = 1$, les charges étant appliquée généralement après 90jours.

Br : Section nette du béton ; [**Br = (a-0,02) (b -0,02) m²**].

A : section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul.

f_{bu} : contrainte limite de béton en compression.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1,5.

f_e : contrainte limite de l'acier = 400 MPa.

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les

$$\text{valeurs : } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0,85 \times \lambda^2}{1500} \quad \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

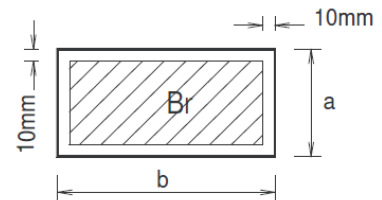
Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$.

D'où : $\beta = 1,2$.

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

$$\text{Donc : } Br \geq \frac{1 \times 1,2 \times Nu \times 10^{-3}}{1 \times \frac{14,2}{0,9} + \frac{0,85 \times 0,8}{100} \times 348} \times 10^4$$

$$Br \geq 0,66 Nu \text{ (cm}^2\text{)}$$



II.3.5.2 Loi de dégression des surcharges verticales

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ($n \geq 5$), ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour le bâtiment à usage d'habitation cette loi s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Les règles BAEL 91 modifiée 99 nous imposent d'appliquer la dégression des surcharges comme suit :

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

Le coefficient : $\frac{3+n}{2n}$ étant valable que pour $n \geq 5$.

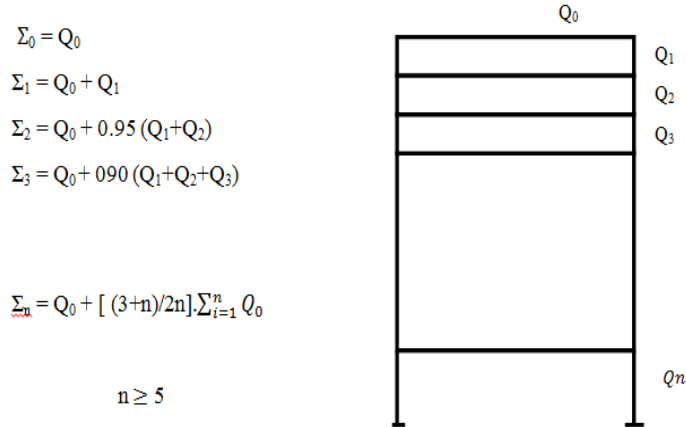


Figure II.7: loi de dégression des charges verticales

Tableau II.6 : dégression des surcharges d'exploitation.

Niveau	Surcharges non cumulées	Surcharges cumulée(KN/m ²)
La terrasse	Q_0	$Q_0=1,00$
9 ^{ème} étage	$Q_1=Q=1,5\text{KN/m}^2$	$Q_0+Q=2,5$
8 ^{ème} étage	$Q_2=Q$	$Q_0+0,95*2Q=3,85$
7 ^{ème} étage	$Q_3=Q$	$Q_0+0,9*3Q=5,05$
6 ^{ème} étage	$Q_4=Q$	$Q_0+0,85*4Q=6,10$
5 ^{ème} étage	$Q_5=Q$	$Q_0+\frac{3+5}{2*5}*5Q=7,00$
4 ^{ème} étage	$Q_6=Q$	$Q_0+\frac{3+6}{2*6}*6Q=7,75$
3 ^{ème} étage	$Q_7=Q$	$Q_0+\frac{3+7}{2*7}*7Q=8,50$
2 ^{ème} étage	Q_8 (bureaux)= $2,50\text{KN/m}^2$	$Q_0+0,69(7Q+Q_8)=9,97$
1 ^{er} étage	Q_9 (bureaux) = $2,50\text{KN/m}^2$	$Q_0+0,66(7Q+Q_8+Q_9)=11,23$
RDC	Q_{10} (commerce)= $4,00\text{KN/m}^2$	$Q_0+0,65(7Q+Q_8+Q_9+Q_{10})=13,68$
s/sol	Q_{11} (s/sol)	/

Le calcul se fera pour le poteau le plus sollicité qui est le poteau central. Pour cela on doit calculer la surface qui revient à ce poteau qui sera comme suit :

$$S=3,725*3,375= 12,57\text{m}^2$$

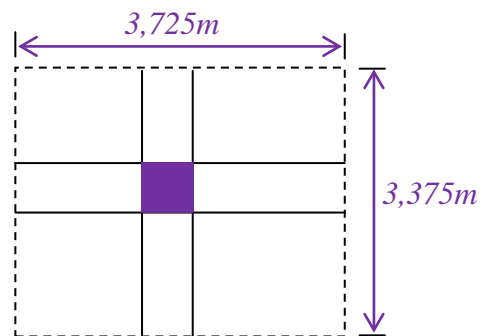
Pour tenir compte de l'effet de la continuité

On doit majorer la surface offerte au poteau interne

de 15% ce qui donne :

$$S= (12,57*0,15) +12,57=14,45\text{m}^2$$

Figure II.8 : Surface d'influences du poteau central



➤ Poids propre des éléments

✓ **Poids des poutres :**

$$\text{Poutres principales : } P_p = 0,45 \times 0,30 \times 3,725 \times 25 = 12,57 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaire : } P_s = 0,40 \times 0,30 \times 3,375 \times 25 = 10,13 \text{ KN}$$

$$\text{Poids total des poutres : } P = P_p + P_s = 10,13 + 12,57 = \mathbf{22,7 \text{ KN}}$$

✓ **Poids des poteaux :**

$$G_{\text{poteau}(s/sol)} = 0,5 \times 0,5 \times (3,00 - 0,45) \times 25 = 15,94 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}(RDC)} = 0,5 \times 0,5 \times (3,65 - 0,45) \times 25 = 20 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}(50 \times 50)} = 0,5 \times 0,5 \times (3,00 - 0,45) \times 25 = 15,94 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}(45 \times 45)} = 0,45 \times 0,45 \times (2,68 - 0,45) \times 25 = 11,29 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}(40 \times 40)} = 0,40 \times 0,40 \times (2,68 - 0,45) \times 25 = 8,92 \text{ KN}$$

✓ **Poids des planchers :**

Plancher terrasse inaccessible :

$$P_t = G \times S = 5,28 \times 14,45 = 76,3 \text{ KN}$$

$$N_G = 76,3 \text{ KN}$$

$$N_Q = 14,45 \text{ KN}$$

Plancher étage courant :

$$P_c = G \times S = 5,21 \times 14,45 = 75,3 \text{ KN}$$

$$N_G = 75,3 \text{ KN}$$

$$N_Q = 21,67 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

Tableau II.7 : dimensions des poteaux

Etage	charges permanentes (KN)					charges d'exploitation (KN)		Effort normal (KN)		section (cm ²)	
	G _{plan}	G _{pout}	G _{pot}	G _{tot}	G _{cum}	Q	Q _{cum}	N _{u,cum}	N _{u,maj}	Br	S _{adoptée}
9	76.3	22.7	8.92	107.92	107.92	14.45	14.45	167.37	184.11	121.51	40×40
8	75.3	22.7	8.92	106.92	214.84	21.67	36.12	344.21	378.63	250.00	40×40
7	75.3	22.7	8.92	106.92	321.76	21.67	55.63	517.82	569.60	376.00	40×40
6	75.3	22.7	11.29	109.29	431.05	21.67	73.00	691.41	760.55	502.00	45×45
5	75.3	22.7	11.29	109.29	540.34	21.67	88.14	861.67	947.84	625.57	45×45
4	75.3	22.7	11.29	109.29	649.63	21.67	101.15	1028.73	1131.60	747.00	45×45
3	75.3	22.7	11.29	109.29	758.92	21.67	112.00	1192.54	1311.80	865.79	45×45
2	75.3	22.7	15.94	113.94	872.86	36.12	122.90	1362.71	1499.00	989.34	50×50
1	75.3	22.7	15.94	113.94	986.80	36.12	144.10	1548.33	1703.16	1124.10	50×50
RDC	75.3	22.7	20	118.00	1104.80	57.80	162.30	1734.93	1908.42	1259.55	50×50
s/sol	75.3	22.7	15.94	113.94	1218.74	50.57	197.68	1941.82	2136.00	1409.8	50×50

II.3.5.3 Vérification des sections du poteau

✓ Vérification selon RPA99/2003

L'article 7.4.1 du RPA 99 exige que les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau II.8 : vérification des sections selon RPA99/2003.

Poteaux	selon par RPA99/2003	Valeurs calculées	Observation
40x40	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 13,40$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 1$	Condition vérifiée
45x45	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 45$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 13,40$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 1$	Condition vérifiée
50x50	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 50$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 18,25$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 1$	Condition vérifiée

Tableau II.9: Sections des poteaux adoptées.

Niveau	Section adoptée (cm ²)
S sol	50 x 50
RDC	50 x 50
1 ^{er} étage	50 x 50
2 ^{eme} étage	50 x 50
3 ^{eme} étage	45 x 45
4 ^{eme} étage	45 x 45
5 ^{eme} étage	45 x 45
6 ^{eme} étage	45 x 45
7 ^{eme} étage	40 x 40
8 ^{eme} étage	40 x 40
9 ^{eme} étage	40 x 40

✓ Vérification du poteau au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement $\langle \lambda \rangle$ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

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

Calcul de moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 5,20 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{5,20 \times 10^5}{50 \times 50}} = 14,42 \text{ cm.}$$

Elancement mécanique

$$\text{On a : } l_f = k \times h_0$$

Avec :

- l_f : longueur de flambement.

- $h_0 = 3,20$ m (la longueur libre d'un poteau entre les faces supérieures de deux planchers successives).

- $k = 0,7$: Pour le poteau central d'un bâtiment à étage multiple encré directement dans les fondations.

$$\lambda = \frac{0,7 \times 320}{14,42} = 15,53 < 35 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts). Mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2 Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, elle a le rôle de la sécurité contre la chute des personnes et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

Il est considéré comme une console encastré a sa base, soumise à son poids propre et une surcharge horizontale.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

III.2.1 Dimensions de l'acrotère

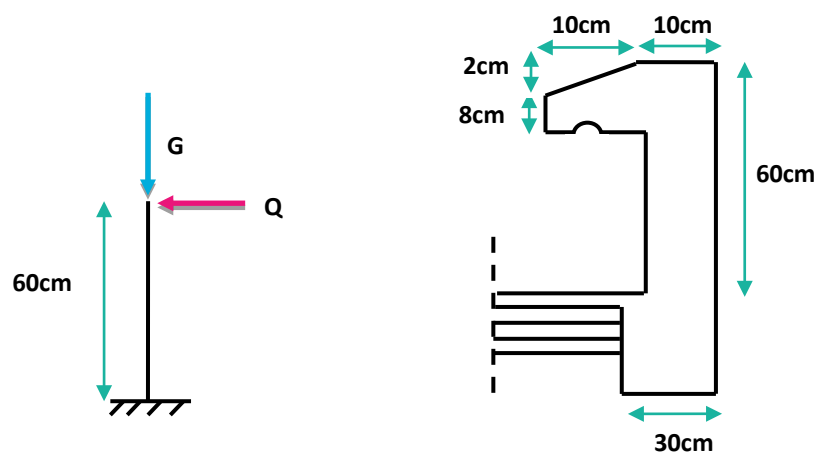


Figure III.1 : Coupe verticale l'acrotère.

III.2.2 Schéma statique

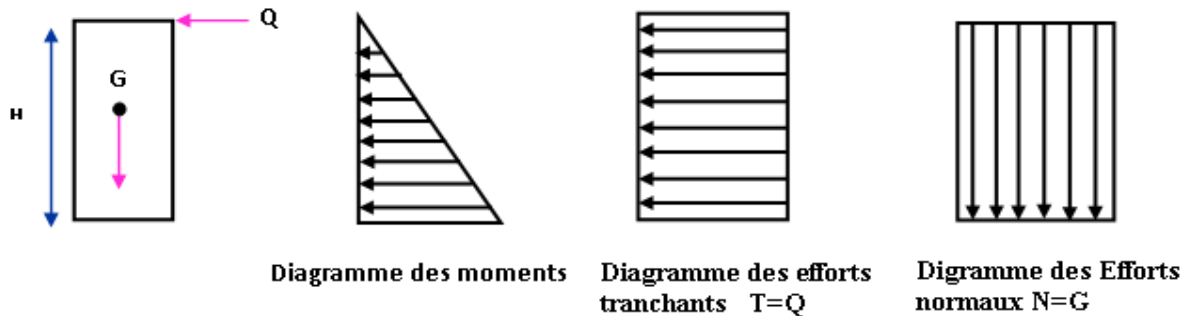


Figure III.2: diagrammes des efforts retenus dans l'acrotère.

III. 2.3 Détermination des sollicitations

- ✓ Poids propre de l'acrotère : ou la charge permanente $G = 1.72 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charge d'exploitation : $Q = \max(1 \text{ KN/m}; F_p)$.
- ✓ La force sismique F_p :

D'après le **RPA 99 (Art A.6.2.3)**, les forces horizontales de calcul (F_p) agissant 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 la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du **RPA** en fonction de la zone et du groupe d'usage $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II a} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$

C_p : Facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre **0.3** et **0.8** (voir tableau (6-1) du **RPA 99** modifié **2003**), dans notre cas

Éléments en console : Parapets, Cheminées (console) $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'élément secondaire (acrotère) $\Rightarrow W_p = G = 1.72 \text{ kN/m}$

d'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.72 = 0.83 \text{ KN/ml}$

Donc la surcharge d'exploitation est : $Q = \max(1; 0.83) \text{ KN/m} \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}$

- ✓ Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$
- ✓ Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M_Q = Q \times h \times 1 = 0,6 \text{ KN}$

$$\checkmark M_G=0 \text{ KN.m} \quad N_Q=0 \text{ KN}$$

➤ **A l'ELU :**

$$\text{Effort normal : } N_u=1.35N_G+1.5N_Q$$

$$N_u=1.35 \times G=2.32 \text{ KN}$$

$$\text{Le moment d'encastrement : } M_U=1.35M_G+1.5M_Q$$

$$M_u=1.5 \times Q \times h=1.5 \times 1 \times 0.6=0.9 \text{ KN.m}$$

➤ **A l'ELS :**

$$\text{Effort normal : } N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$N_{ser}=1 \times N_G=1.72 \text{ KN}$$

$$\text{Le moment d'encastrement : } M_{ser} = M_G + M_Q$$

$$M_{ser}=Q \times h=1 \times 0.6=0.6 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1 : les sollicitations

	N (KN)	M (KN. m)
Etat limite ultime	2,32	0,9
Etat limite service	1,72	0,6

III. 2.4 Calcul de ferrailage

Le calcul de ferrailage se fait par une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10cm.

b : largeur de la section : 100cm. $c=c'$: enrobage : 2cm $d=h-c=8\text{cm}$

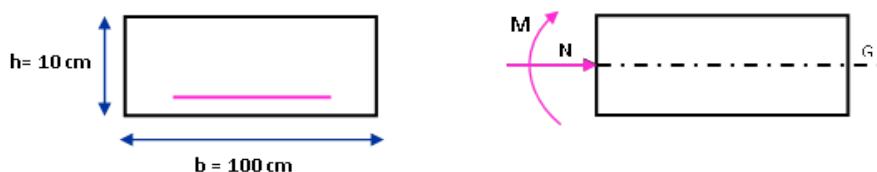


Figure III.3. : Coupe transversal de l'acrotère

A. Calcul des armatures a l'ELU

- **Position du centre de pression :**

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9 \times 100}{2.32} = 38.8 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_u \approx 39 \text{ cm.}$$

Donc Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée. L'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

- **Calcul en flexion simple**

Le moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues :

$$M_f = Nu \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2.32 \times \left(39 + \frac{10}{2} - 2 \right) \times 10^{-2}$$

$$\mathbf{M_f = 0,97 \text{ KN.m}}$$

Le moment réduit : $\mu_u = \frac{M_f}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,97 \times 10^6}{10^3 \times 80^2 \times 14.2} = 0,011$

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} = 0.37$$

Avec : $\gamma = \frac{M_f}{M_{ser}} = \frac{0.97}{0.6} = 1.61$

on a : $\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow$ la section est simplement armée alors $A' = 0$ (pas d'armatures comprimés).

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right] = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011} \right] = 0.0138$$

$$\Rightarrow Z_b = d \left[1 - 0.4\alpha \right] = 8(1 - 0.4 \times 0.0138) = 7.95 \text{ cm}$$

Les armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{Z_b f_{ed}}$ avec : $f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_f = \frac{0.97 \times 10^5}{7.95 \times 348 \times 10^2} = 0.35 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures réelles en flexion composée**

$$A_s = A_f - \frac{Nu}{f_{ed}} = 0,35 - \frac{2.32 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,28 \text{ cm}^2$$

B. Vérification a l'ELU

a) Condition de non fragilité

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature. (**BAEL 99 Art A.4.2.1**)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\min}$

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 8 \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et : } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

✓ Armatures longitudinales :

On a : $A_s \leq A_{\min}$ alors on adoptera les armatures qui vérifient la condition de non fragilité car elles sont supérieures a celle calculé a l'ELU.

On prend : $A_s = A_{\min} = 0,96 \text{ cm}^2$

$$A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec un espacement : } S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

b) Vérification au cisaillement

Selon le **BAEL 91 modifié 99 /Art A.5.1, 211** la vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec :} \quad \tau_u : \text{contrainte de cisaillement.}$$

$$\text{Avec :} \quad V_u = Q \times 1,5 = 1 \times 1,5 = 1,5 \text{ KN.}$$

$$\text{On doit vérifier que :} \quad \tau_u \leq \bar{\tau}$$

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$ Donc : la condition est vérifiée, alors il n y a pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de l'adhérence des barres : (Art : A.8.2.42 BAEL.91 Version 99)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec :} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1,5$ acier Fe 400 haute adhérence).

$\sum U_i$ = Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \Phi = 4 \cdot 3,14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

n : Nombre des barres

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,5} = 0,21 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{se} = 0,21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n y a pas de risque d'entraînement des barres.

d) Vérification de l'écartement des barres

✓ **Armatures verticales :**

$$\text{On a :} \quad A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.5 Vérification des contraintes à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

- Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$\sigma_{bc} = K \cdot Y$ Avec : Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec :} \quad I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie}).$$

Avec y : position de l'axe neutre.

$$b \cdot \frac{y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \cdot y - 15(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0$$

$$\Rightarrow \mathbf{y = 1,91 \text{ cm}}$$

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

$$\mathbf{I = 1350,46 \text{ cm}^4}$$

$$K = \frac{0,6 \times 10^6}{1350,46 \times 10^4} = 0,044 \text{ MPa/mm}$$

$$\text{D'où :} \quad \sigma_{bc} = 19,1 \times 0,044 = 0,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,84 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Dans l'acier :

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

$$\text{Avec : } \quad \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}) \right\}$$

$\eta = 1.6$ pour des HA > 6 mm

$$f_e = 400 \text{ MPA} \quad , \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 226.6 \text{ MPA} ; \max(200 \text{ MPA}, 201.6 \text{ MPA}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_s = nK(d - y) \quad \text{Tel que } n = 15 \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 40,2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 40.56 \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III. 2.6 Schéma de ferrailage

Après toutes les vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures principales : **4 HA8 = 2.01 cm² /ml** avec un espacement de **25 cm**.

Armatures de répartition : **4 HA 8 = 2.01 cm² /ml** avec un espacement de **15 cm**

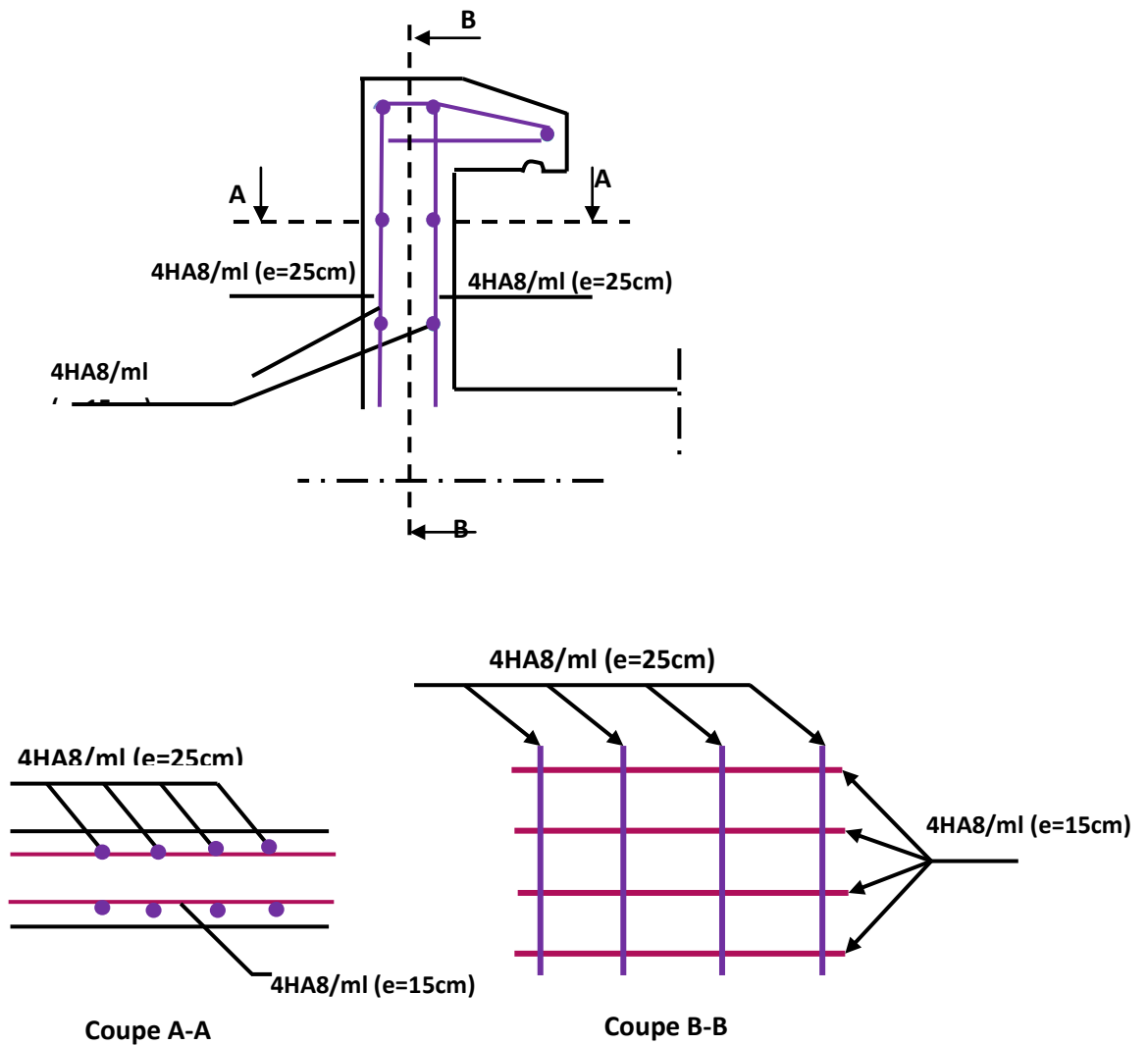


Figure III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III. 3 Calcul des balcons

Le balcon est assimilé à une console en béton armée, encadrée à son extrémité au niveau de la poutre de rive de longueur de **1,20m** et d'épaisseur de **15 cm**. Le calcul se fait à la flexion simple en considérant une bande de **1m** linéaire.

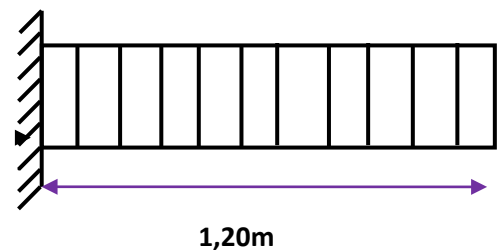


Figure : III.5: représentation d'un balcon

III. 3.1 Evaluation des charges

- Epaisseur de la dalle. $e = 15 \text{ cm}$
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
 - Charge permanentes : $G_1 = 6,52 \text{ KN/m}^2$
 - Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ KN/m}^2$
 - Surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/m}$

III. 3.2 Combinaison des charges

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.

➤ A l'ELU :

$$Q_u \text{ dalle} = (1,35 G_1 + 1,5 Q_1) \times 1 = 14,05 \text{ KN/ml}$$

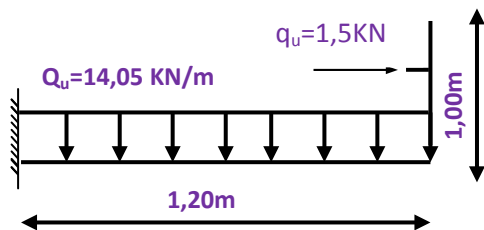
$$q_u \text{ main courante} = (1,5 Q_2) \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

➤ A l'ELS:

$$Q_s = (G_1 + Q_1) \times 1 = 10,02 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ main courante} = (Q_2) \times 1 = 1 \text{ KN}$$

III.3.3 Schema statique de calcul



III. : Figure III.6: Schéma statique

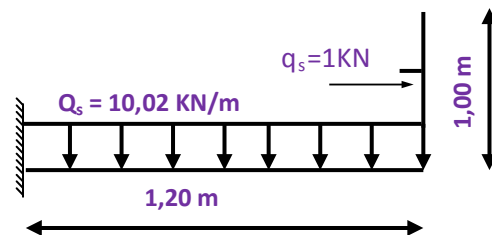


Figure III.7: Schéma statique

➤ A l'ELU :

a) Les Moments : $0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$

$$M_u(x) = -Q_u \frac{x^2}{2} - q_u x$$

$$M_u(x) = -14,05 \frac{x^2}{2} - 1,5 x$$



$$\begin{cases} M(0\text{m}) = -14,05 \text{ KN.m} \\ M(1,20\text{m}) = -11,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Efforts tranchants :



$$\begin{cases} T_u(0\text{m}) = 0 \text{ KN} \\ T_u(1,20\text{m}) = 16,86 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T_u(x) = Q_u \cdot x$$

$$T_u(x) = 14,05 \cdot x$$

➤ **A'ELS :**

a) Les Moments :

$$M_s(x) = -Q_s \frac{x^2}{2} - q_s x$$

$$M_s(x) = -10,02 \frac{x^2}{2} - 1,00 x$$



$$\begin{cases} M(0) = -1,00 \text{KN.m} \\ M(1,20) = -8,22 \text{KN.m} \end{cases}$$

b) Efforts tranchants :

$$T_s(x) = Q_s \cdot x$$

$$T_s(x) = 10,02 \cdot x$$



$$\begin{cases} T_u(0\text{m}) = 0 \text{ KN} \\ T_u(1,20\text{m}) = 12,02 \text{KN} \end{cases}$$

Tableau III.2 : les sollicitations

Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1,20	X=0	X=1,20
T(x) KN	0	16,86	0	12,02
M(x) KN.m	1,5	11,62	1	8,22

III. 3.5 Calcul du ferrailage

a) **Armatures principale**

$$b = 1 \text{ m}, \quad h = 15 \text{ cm}, \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$M_u = 11,62 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{11,62 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,20} = 0,052$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11,62}{8,22} = 1,41$$

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

$$\mu_{lu} = 0,30$$

$$D'où : \mu_{lu} = 0,30 > \mu_{bu} = 0,052$$



A'=0 (section simplement armée).

On a: $\mu_{bu} = 0,052 < 0,275$ \implies on applique la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,13(1 - 0,6 \times (0,052)) = 0,126\text{m.}$$

$$A = \frac{M_U}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{11,62 \times 10}{0,126 \times 348} = 2,65\text{cm}^2$$

Donc on prend : $A_l = 3,93\text{cm}^2$ soit **5HA10**. Avec un espacement de $S_t = 20\text{cm}$

b) Armature de répartition :

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

Donc on prend : $A_r = 2,51\text{cm}^2$ soit **5HA8** avec un espacement de $S_t = 24\text{cm}$.

III. 3.6 Vérification

A) Vérification a l'ELU

➤ **condition de non fragilité**

Le ferrailage du balcon doit satisfaire la **CNF** : $A \geq A_{\min}$

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,125 \times 2,1}{400} = 1,51 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 = 1,51\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,51 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V} \\ A_r = 2,51 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,51 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V} \end{cases}$$

➤ **Vérification de disposition d'armature**

✓ **Armature longitudinale**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec : h : l'épaisseur du balcon = 15cm

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \implies \text{C.V}$$

✓ **Armature de répartition**

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_i = 24\text{cm} < 45\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_u^{\max} = 16,86\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \quad \text{Avec : } \bar{\tau} = \min(0,13f_{cj}; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = \min[0,13(25); 5 \text{ MPa}] = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{16,86 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0,135\text{MPa} < \bar{\tau} = 3,25\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

❖ **Vérification de l'adhérence des barres**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \varnothing = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{16,86 \times 10^3}{0,9 \times 125 \times 157} = 0,95\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

B) Vérification a l'ELS

- Dans le béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$\sigma_{bc} = KY$ Avec : σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{avec} \quad I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2 \quad \eta = 15$$

Avec : $A' = 0$

$$b \cdot \frac{y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \cdot y - 15(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3: Vérification des contraintes dans le béton

M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
8,22	6,19.10 ³	3,29	132,79	4,37	15	C.V

- Dans l'acier : la fissuration est prise comme préjudiciable.

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta^* f_{t28}} \right\} = \min \{ 266,67 MPa ; 202 MPa \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 MPa$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) = 15 \times 132,79 (0,125 - 0,0329) = 183,45 MPa$$

$$\sigma_s = 183,45 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 202 MPa \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

III. 3.7 Schéma de ferrailage

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures principales : **5HA10 = 3,93 cm² /ml** avec un espacement de **20 cm**.

Armatures de répartition : **5HA8 = 2,51 cm² /ml** avec un espacement de **24 cm**.

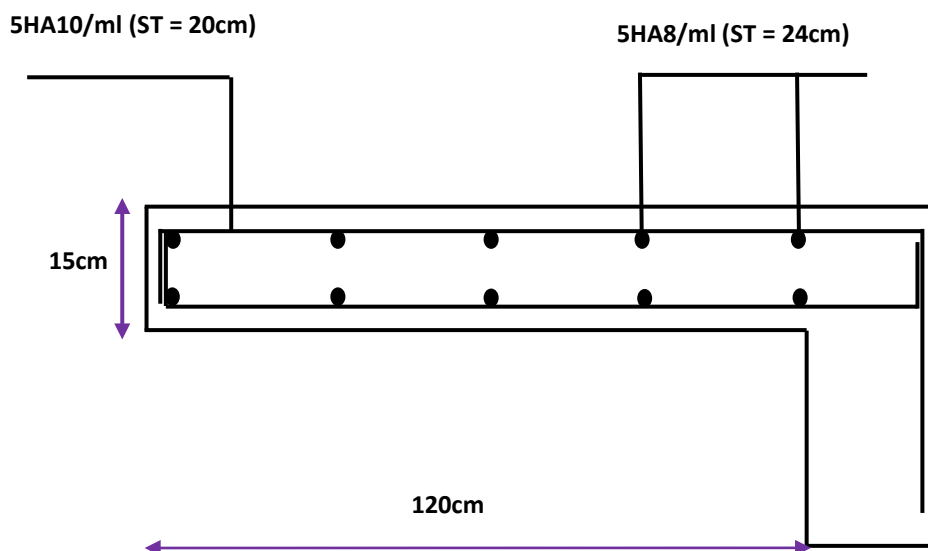


Figure III.8: Schéma de ferrailage de balcon

III. 4 Salle machine (Ascenseur)

III. 4.1 Introduction

Appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment. Il représente la principale forme de circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à 3 étages. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, la surface de la cabine est de $(1,40 \times 2,00) \text{ m}^2$ pouvant charger huit (08) personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de (5,7) tonnes.

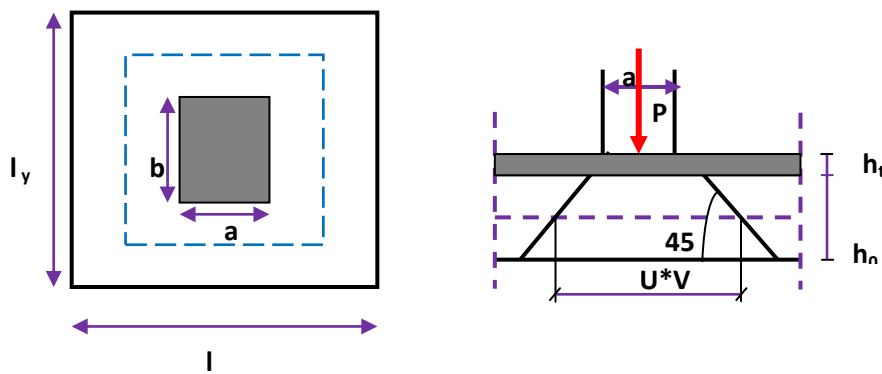


Figure III.9: Répartition de la charge localisée sur la dalle.

h_t : épaisseur de revêtement ($e=5\text{cm}$).

$U*V$: dimension de la surface projetée.

$a*b$: surface d'impact de la charge .

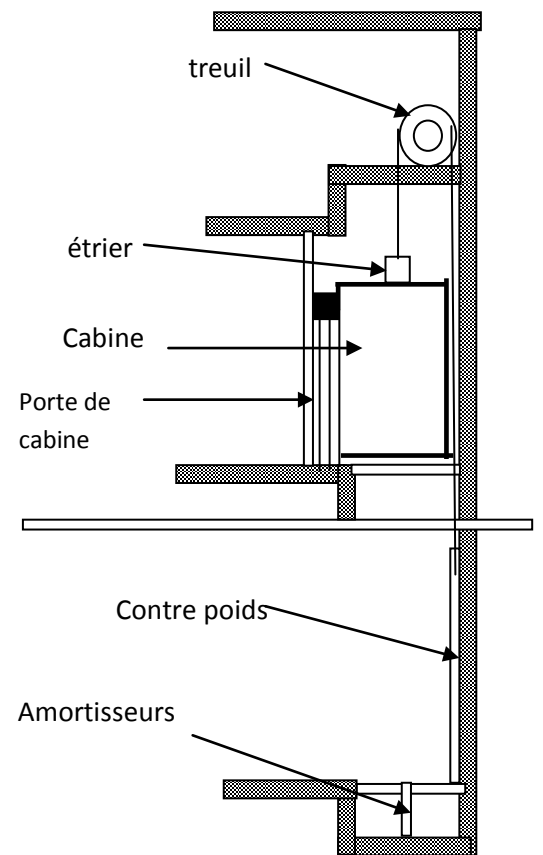


Figure III.10: Schéma d'ascenseur.

III. 4.2 Dimensionnement de la dalle

La dalle est une dalle pleine :

$$h \geq \frac{l_x}{30} = \frac{200}{30} = 6,66 \text{ cm.}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12\text{cm}$. Donc on prend l'épaisseur de la dalle $h_0 = 15\text{cm}$.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,40}{2,00} = 0,7 > 0,4 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

L'étude des dalles reposant librement sur leurs pourtours et soumises a des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée. Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 4 cotés avec $L_x=1,40\text{m}$ et $L_y=2,00\text{m}$.

U et V sont les cotes du rectangle sur le quel la charge P s'applique compte tenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle du béton.

On a : $U = a + h_0 + \xi h_t$ et $V = b + h_0 + \xi h_t$

Avec : p : la charge concentrée.

$\xi = 2$ Revêtement aussi résistant que le béton.

$\xi = 1,5$ Revêtement moins résistant que le béton.

$a = b = 80\text{cm}$

ν : coefficient de poisson

donc : $U = 80 + 15 + 2 \cdot 5 = 105\text{cm}$.

$V = 80 + 15 + 2 \cdot 5 = 105\text{cm}$.

III.4.2.1 Calcul des sollicitations

❖ A l'ELU : ($\nu = 0$)

✓ Système de levage : $q_u = 1,35 \times 57 = 76,95 \text{ KN}$

✓ Dalle en béton armé : $G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}$.

✓ Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN}$

Donc : $Q_u = (1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1) \times 1 = 8,05 \text{ KN/m}$.

❖ A l'ELS : ($\nu = 0,2$)

✓ Système de levage : $q_{\text{ser}} = 57 \text{ KN}$.

✓ Dalle en béton armé : $q_{\text{ser}} = (4,85 + 1) = 5,85 \text{ KN}$.

• A l'ELU : ($\nu = 0$)

a) Calcul des moments dus au système de levage M_{x1} et M_{y1}

M_1, M_2 : coefficients données en fonction de $(\alpha, \frac{U}{L_x}, \frac{U}{L_y})$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = q (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \cdot M_1 \\ M_{y1} = q_u \cdot M_2 \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{200} = 0,7$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{140} = 0,75$$

$$\frac{U}{L_y} = \frac{105}{200} = 0,525$$

D'où : $M_1 = 0,089$; $M_2 = 0,052$ (tableau de PIGEAUD)

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1 = 76,95 \times 0,089 = 6,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2 = 76,95 \times 0,052 = 4,00 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2}

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\text{Pour } : \alpha = 0,7 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_y = 0,432 \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0,0684 \times 8,05(1,40)^2 = 1,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,432 \times 1,08 = 0,46 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,85 + 1,08 = 7,93 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,00 + 0,46 = 4,46 \text{ KN.m}$$

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

$$\begin{cases} M_{x \text{ app}} = 0,30 M_x \implies M_{y \text{ app}} = 0,30 M_y \\ M_{x \text{ tra}} = 0,85 M_x \implies M_{y \text{ tra}} = 0,85 M_y \end{cases}$$

Donc les résultats trouvés sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 : Moment développés dans le panneau a l'ELU

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
		sur appuis	2,38

ELU	X-X	En travée	6,74
		sur appuis	1,34
	Y-Y	En travée	3,80

• A l'ELS : ($\nu = 0,2$)

a) Calcul des moments dus au système de levage M_{x1} et M_{y1}

$$M_{x1} = q_s \cdot (M_1 + \nu M_2) = 57 \times (0,089 + 0,2 \times 0,052) = 5,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_s \cdot (M_2 + \nu M_1) = 57 \times (0,052 + 0,2 \times 0,089) = 3,98 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2}

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Pour : $\alpha = 0,7 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0743 \\ \mu_y = 0,5817 \end{cases}$

$$M_{x2} = 0,0743 \times 5,85 \times (1,40)^2 = 0,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,85 \times 0,5817 = 0,5 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,66 + 0,85 = 6,51 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,98 + 0,5 = 4,48 \text{ KN.m}$$

On doit multiplier les moments par le coefficient 0,85 en travée et 0,3 en appuis.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : moments développés dans le panneau a l'ELS

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
ELS	X-X	sur appuis	1,95
		En travée	5,53

	Y-Y	sur appuis	1,34
		En travée	3,80

III.4.2.2 Diagrammes des moments

❖ A l'ELU :

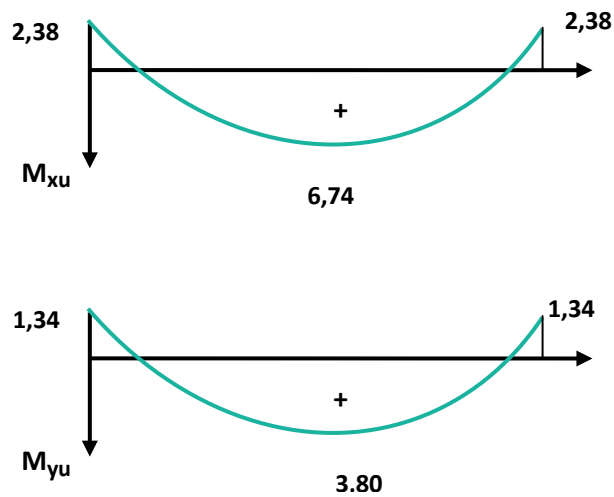


Figure III.11 : diagramme des moments a l'ELU

❖ A l'ELS :

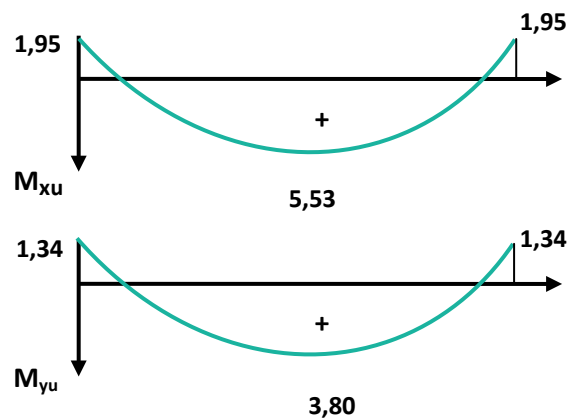


Figure III.12 : diagramme des moments a l'ELS

III. 4.2.3 Calcul des armatures en flexion simple

Le calcul se fera à $L'ELU$ pour une bande de 1m. $h = 15\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $d = 13\text{cm}$; $\gamma_b = 1,5$

$\gamma_s = 1,15$; FeE400 ; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$.

❖ Ferrailage dans le sens x-x :

On considère que la fissuration est peu préjudiciable.

Aux appuis : $M_a = 2,38\text{kN.m}$

En travée : $M_t = 6,74\text{kN.m}$

Les résultats obtenus sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : choix de la section d'armatures dans le sens x-x

	Sens X-X					
	M_U (KN.m)	A' (cm^2)	A_u (calculée) (cm^2)	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2)	Choix	S_t (cm)
Sur appuis	2,38	0	0,52	2,01	4HA8	25
En travée	6,74	0	1,50	2,01	4HA8	25

❖ Ferrailage dans le sens y-y :

On a les moment suivants :

Aux appuis $M_a = 1,34 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 3,80 \text{ KN.m}$

Tableau III.7: choix de la section d'armatures dans le sens y-y

	Sens Y-Y					
	M_U (KN.m)	A' (cm^2)	A_u (calculée) (cm^2)	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2)	Choix	S_t (cm)
Sur appuis	1,34	0	0,29	2,01	4HA8	25
En travée	3,80	0	0,85	2,01	4HA8	25

III. 4.3 Verifications a l'ELU

❖ **Verification de la condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1.BAEL91)**

$$\text{On a : } A_{\min} = b.h.\delta_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right)$$

Avec : δ_0 : taux d'acier minimal= 0,0008 pour aciers HA FeE400

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,7$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3-0,7}{2} \right) = 1,38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Sens x-x : } \begin{cases} \text{Aux appuis : } A_u = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies \text{C.V} \\ \text{En travées : } A_u = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies \text{C.V} \end{cases}$$

$$\text{Sens y-y : } \begin{cases} \text{Aux appuis : } A_u = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies \text{C.V} \\ \text{En travées : } A_u = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies \text{C.V} \end{cases}$$

❖ **Vérification des diamètres maximaux des barres**

On doit vérifier que :

$$\phi < \phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10}$$

$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \implies \text{C.V}$$

❖ **Ecartement des barres**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\text{▪ Armatures } A_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

$$\text{▪ Armatures } A_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

❖ **Verification au poinçonnement : (BAEL91/Art : A.5.2.42)**

Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

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

Avec : Q_u : La charge de calcul à L'ELU.

h : Epaisseur totale de la dalle

μ_c : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

$$\mu_i = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,20m$$

$$Q_u = 1,35 \times 57 = 76,95KN < \frac{0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 472,50KN$$

Donc la **condition est vérifiée.**

❖ Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge, et on a $U=V$.

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$V_u = \frac{Q_u}{2a+b} = \frac{76,95}{2 \times 0,80 + 0,80} = 32,06KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{32,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,25MPa$$

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

$$\tau_u = 0,25MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Donc aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

III. 4.5 Vérification à l'ELS

❖ Vérification des contraintes dans le béton

on considère que la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :

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

Avec : $\sigma_{bc} = k.y$ et $k = \frac{M_{ser}}{I}$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \quad I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

❖ Sens x-x :

Tableau III.8 : vérification des contraintes suivant le sens x-x

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Appui	1,95	2,01	3844,811	2,51	50,72	1,27	15	C.V
travée	5,53	2,01	3844,811	2,51	143,83	3,61	15	C.V

❖ Sens y-y :

Tableau III.9 : vérification des contraintes suivant le sens y-y

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Appui	1,34	2,01	3844,811	2,51	34,85	0,87	15	C.V
travée	3,80	2,01	3844,811	2,51	98,83	2,48	15	C.V

III. 4.6 Schéma de ferrailage

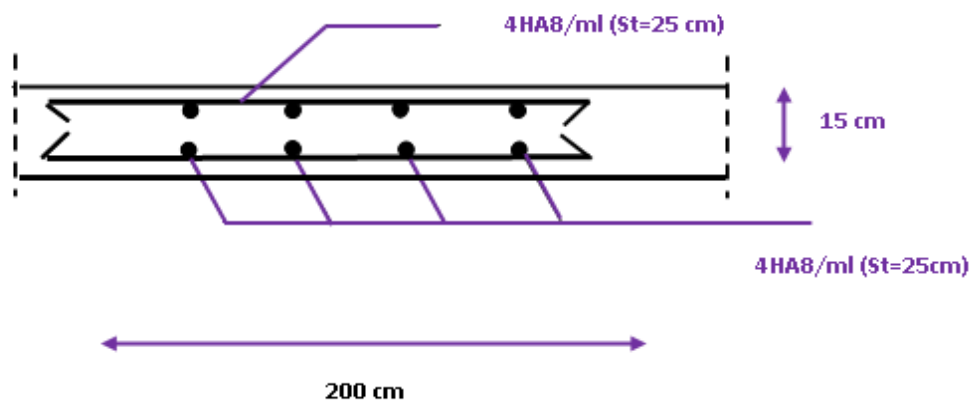


Figure III.13: schéma de ferrailage de la dalle machine

III.5 Étude des escaliers

L'escalier travaille à la **flexion simple** en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargée.

Palier : $G_{palier} = 5.11KN / m^2$

Volée : $G_{paillese} = 7.94KN / m^2$

$Q_{escalier} = 2.50KN / m^2$

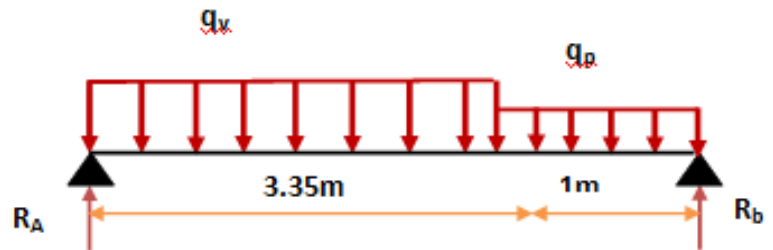


Figure III.14: schéma statique de l'escalier

III.5.1 Les sollicitations a l'ELU

$q_v = 1.35 \times 7.94 + 1.5 \times 2.5 = 14.47KN / ml.$

$q_p = 1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 2.5 = 10.65KN / ml.$

Par la méthode RDM on trouve :

$R_A = 31.03KN.$

$R_B = 28.09KN.$

A) Calcul des efforts tranchants et les Moments fléchissant à L'ELU

❖ **Effort tranchant:**

Tableau III.10: Effort tranchant à l'ELU

Tronçon	Expression	X (m)	Ty (KN)
$0 \leq x \leq 3,35$	$-14.47x + 31.03$	0	31.03
		3,35	-17.44
$0 \leq x \leq 1$	$10.65x - 28.09$	0	-28.09
		1	-17.44

❖ **Moments fléchissant :**

Tableau III.11: Moments fléchissant à l'ELU

Tronçon	Expression	X (m)	My (KNm)
$0 \leq x \leq 3,35$	$-7.23x^2 + 31.03x$	0	0
		3,35	22.77
$0 \leq x \leq 1$	$-5.32x^2 + 28.09x$	0	0
		1	22.77

Le moment M est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \iff -14.47x + 31.03 = 0$$

$$x = 2,14m.$$

Donc : $M = -7.23(2.14)^2 + 31.03(2.14) \quad M_0 = 33.29KNm.$

B) diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

afin de tenir compte de semi encastrement ,les moments

en travées et aux appuis seront affectées des coefficients

0,75 et 0,5 respectivement.

$$M_0 = 33.29KN.m.$$

$$M_t^{max} = 0.75M_0 = 24.96KN.m.$$

$$M_a = -0.5M_0 = -16.64KN.m.$$

$$V = 31.03KN$$

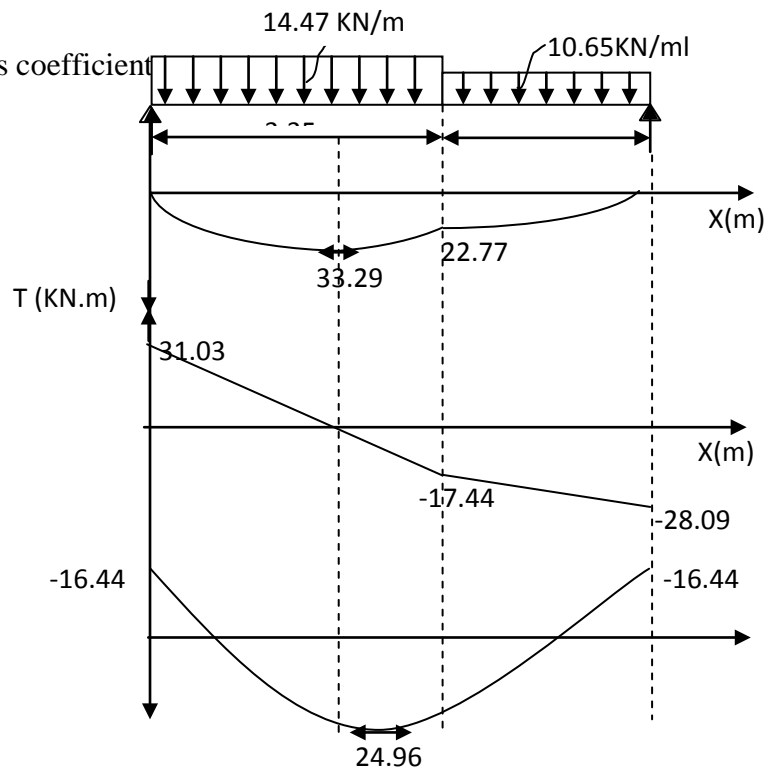


Figure III.15:Diagramme des moments et efforts tranchant en tenant compte de semi-encastres (ELU)

III.5.2 Les sollicitations a L'ELS

$$q_v = 7.94 + 2.5 = 10.44 \text{ KN/m.}$$

$$q_p = 5.11 + 2.50 = 7.61 \text{ KN/m.}$$

Après le calcul on trouve : $R_A = 22.38 \text{ KN.}$

$$R_B = 20.2 \text{ KN.}$$

A) Calcul des efforts tranchants

et les Moments fléchissant à L'ELS

❖ Effort tranchant:

Tableau III.12: L'efforts tranchants à l'ELS

Tronçon	Expression	X (m)	Ty(KN)
$0 \leq x \leq 3,35$	$-10.44x + 22.38$	0	22.38
		3,35	-12.59
$0 \leq x \leq 1$	$7.61x - 20.2$	0	20.2
		1	-12.59

❖ Moments fléchissant :

Tableau III.13: Moments fléchissant à l'ELS

Tronçon	Expression	X (m)	My (KNm)
$0 \leq x \leq 3,35$	$-5.22x^2 + 22.38x$	0	0
		3,35	16.39
$0 \leq x \leq 1$	$-3.8x^2 + 20.2x$	0	0
		1	16.39

Le moment M est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \quad \Leftrightarrow \quad -10.44x + 22.38 = 0$$

$$x = 2,14 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } M_0 = -5.22(2.14)^2 + 22.38(2,14)$$

$$M_0 = 23.98 \text{ KN.m.}$$

B) diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

A fin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_0 = 23.98 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{\max} = 0.75 M_0 = 17.98 \text{ N.m.}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = 11.99 \text{ KN.m.}$$

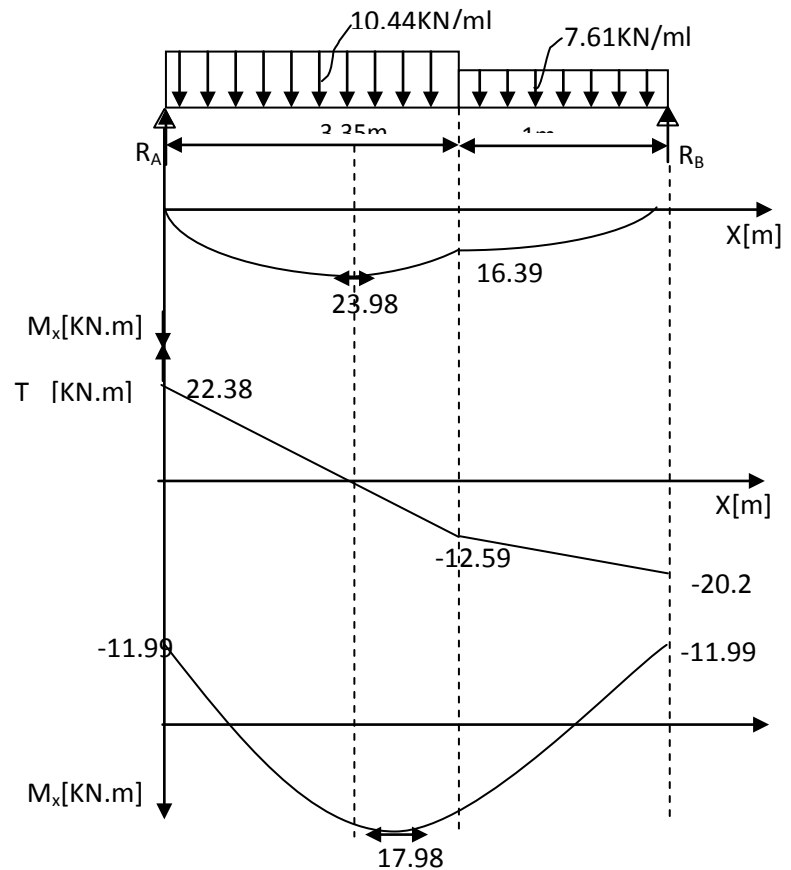


Figure III.16: Diagramme des moments en tenant compte de semi-encastremets (ELS)

III.5.3 Calcul du ferrailage longitudinal

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

$M_t = 24.96 \text{ KN.m}$: Moment en travée.

$M_a = 16.64 \text{ KN.m}$: Moment en appuis.

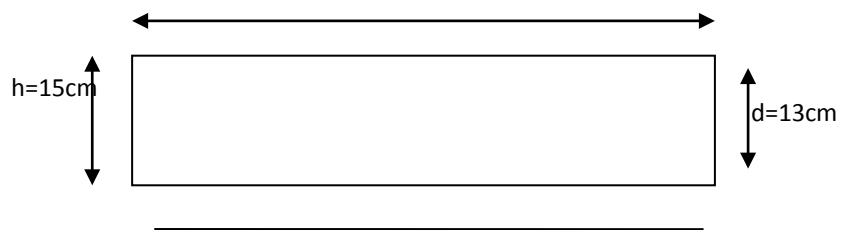


Figure III.17: Section à ferrailier

Les calculs de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Résumé des résultats de ferrailage.

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	A_{CAL} (cm^2/ml)	$A_{Adopté}$ (cm^2/ml)	$A_{min}(cm^2)$	St(cm)
En travée	24,96	0.104	0.137	0.122	5.87	6T12=6,79	1,57	20
En Appuis	16,64	0.069	0.089	0.125	5,73	6T12=6.79	1,57	20

III.5.3.1 Vérification a l'ELU

a) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1/400 = 1,57 cm^2 / ml.$$

On a : $A > A_{min}$ Condition vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ avec } \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{31,03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0,23MPa < \bar{\tau}_u \text{Condition vérifiée .}$$

Pas risque de rupture par cisaillement.

$$\tau_u \leq 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

$$0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16MPa.$$

$$\tau_u = 0,23MPa < 1.16MPa. \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.4 Calcul des armatures de répartition

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4}.$$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

$A_s \geq 1.69 \text{ cm}^2 / \text{m}.$ donc On choisit : **3T8 = 1.51 cm²/m.**

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4}.$

$$\frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

$A_a \geq 0.98 \text{ cm}^2 / \text{m}.$ On choisit : **4T8 = 2.01 cm²/m.**

III.5.5 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

On a : $V_u = 31.03 \text{ KN}.$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \alpha \times b ; \text{ Avec } \alpha = 0.9 \times d.$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 130 \times 1000 = 780 \text{ kN}.$$

$V_u < \bar{V}_u$ **Condition vérifiée.**

III.5.6 Espacement des barres

Armatures principales: $S_t \leq \min(3 \times h; 33) \text{ cm}.$

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

Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4 \times h; 45) \text{ cm}.$

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

III.5.7 Vérification de l'adhérence aux appuis

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} ; \quad (\text{Art6.13/BAEL91})$$

Il faut avoir : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}.$

$$\sum U_i = \pi \times (\phi \times \sum \text{des barres}) = 3.14 \times (6 \times 12) = 226.08 \text{mm.}$$

$$D'où : \tau_{se} = \frac{31.03 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 226.08} = 1.17 \text{MPa.}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

III.5.8 Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

❖ Vérification de l'état limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y. \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{MPa}$$

Le résultat des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.15: Vérification de l'état limite de compression du béton

Le sens	M (KNm)	Y(m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Remarque
Travée	17.98	0.0524	10929.09	8.62	15	Vérifiée
Appui	11.99	0.0524	10929.09	5.74	15	Vérifiée

❖ Vérification de l'état limite de déformation

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$1. \frac{h}{l} = \frac{15}{335} = 0,0447 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$2. \frac{h}{l} = \frac{15}{335} = 0,0447 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{17.98}{23.98} = 0.075 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

La relation (2) n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

$$y = 5.24 \text{ cm}, I = 10929.09 \text{ cm}^4, I_0 = 31205.96 \text{ cm}^4, \rho = 0,0052, \lambda_i = 4.03, \lambda_v = 1.61$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa} \text{ et } E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$q_{gser} = 7.94 \text{ KN/m} ; q_{pser} = 10.44 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 11.13 \text{ KN.m} ; M_{pser} = 14.64 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sg} = 118.53 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 155.92 \text{ MPa} \quad \mu_g = 0.19 ; \mu_p = 0.31$$

$$I_{f_{ig}} = 19440.76 \text{ cm}^4 ; I_{f_{ip}} = 15260.99 \text{ cm}^4 ; I_{f_{vg}} = 26285.74 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = 0.0019 \text{ m} ; f_{pi} = 0.0033 \text{ m} ; f_{gv} = 0.0044 \text{ m} \quad \Delta f_i < f_{adm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ **Vérification de l'Etat limites d'ouverture des fissures :** La fissuration est considérée comme **peu nuisible**, donc aucune vérification a effectué.

III.5.9 Schéma de ferrailage

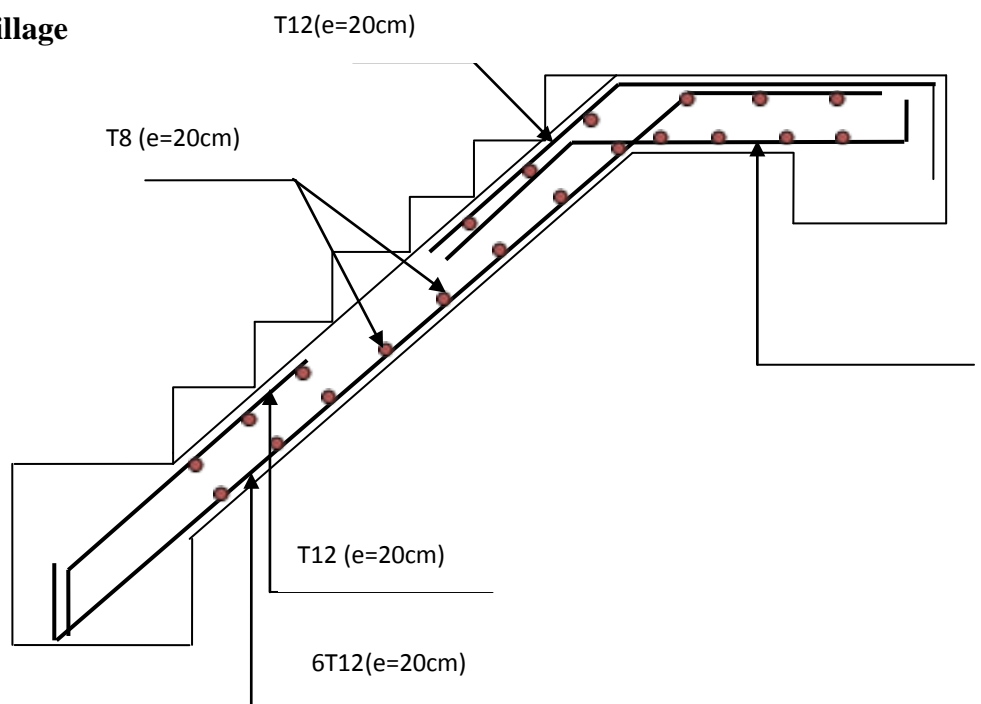


Figure III.18: Schéma de Ferrailage des escaliers

III.6 L'étude de la poutre palière

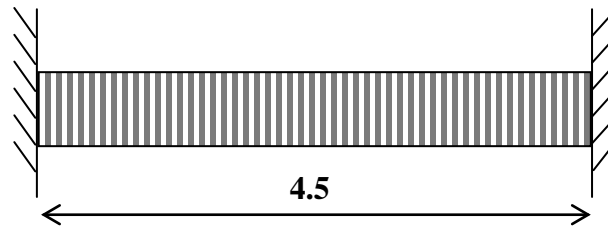


Figure III.19:Schéma statique de la poutre palière.

III.6.1 Dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$$

$$30cm \leq h \leq 45cm.$$

Soit : **h=20cm** et **b=20cm**

La poutre palière est soumise à la **flexion simple** en outre elle est soumise à la torsion.

III.6.1.1 Calcul des sollicitations

❖ **I'ELU**

La poutre est soumise à son poids propre:

$$g_0 = 0.2 \times 0.2 \times 25 = 1KN / ml.$$

$$g_u = 1,35 g_0 = 1.35KN / ml.$$

En plus elle est soumise aux charges transmise par l'escalier.

$$R_B = 22.36 KN / ml.$$

$$P_u = g_u + R_B = 23.71 KN / ml.$$

En travée :

$$M_t = \frac{P_u l^2}{24} = \frac{23.71 \times 4.50^2}{24} = 20 KN.m.$$

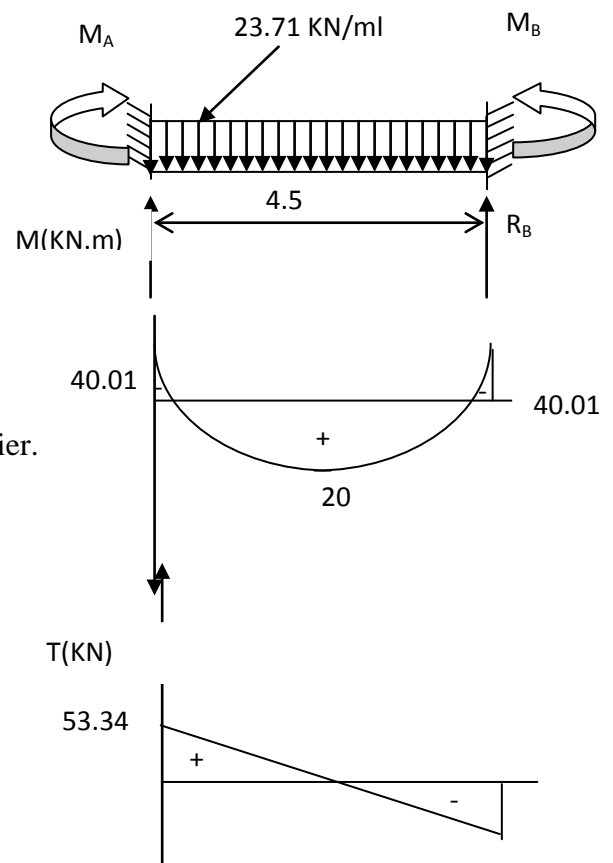


Figure III.120:Diagrammes des moments et efforts tranchants

En appuis :

$$M_a = -\frac{P_u l^2}{12} = -\frac{23.71 \times 4.50^2}{12} = -40.01 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = \frac{P_u l}{2} = \frac{23.71 \times 4.50}{2} = 53.34 \text{ KN}$$

III.6.1.2 Calcul du ferrailage

Le tableau suivant résume le ferrailage de la poutre palière sous la flexion simple.

Tableau III.16: Ferrailage de la poutre palière.

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm^2/ml)	$A_{Adopté}$ (cm^2/ml)
En travée	20	0.217	0.309	0.157	3.66	3HA14=4.62
En appuis	-40.01	0.434	0.795	0.122	9.42	3HA16+3HA14=10.65

III.6.1.3 Vérification à l'ELU**❖ Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23 \times 20 \times 18 \times 2,1/400 = 0.43 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On a : $A_t > A_{\min}$ Condition vérifiée.

$A_a > A_{\min}$ Condition vérifiée.

❖ Vérification au cisaillement : (BAEL 91/A.5.1.21) .

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ avec } \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{53.34 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.18} = 1.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \text{Condition vérifiée .}$$

Pas risque de rupture par cisaillement.

❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

On a : $V_u = 53.34 \text{ KN}$.

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \alpha \times b ; \text{ Avec } \alpha = 0.9 \times d.$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 200 = 216 \text{ kN}.$$

$V_u < \bar{V}_u$ Condition vérifiée.

III.6.1.4 Calcul des armatures transversales.

$$\Phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10} \right\} = \min \{0.57; 1.2; 2\} = 10 \text{ mm}.$$

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

$$A_t \leq \frac{\pi \times \Phi^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.502 \text{ cm}^2.$$

Les armatures transversales $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

III.6.1.5 Espacement des armatures transversales

Selon le RPA 99 version 2003 :

- **En Appuis (Zone nodale) :**

$$st \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30 \right) = \min(5, 14.4, 30) \text{ Soit } : S_t = 8 \text{ cm}.$$

- **En travée (Zone courante) :**

$$st \leq \frac{h}{2} = 10 \text{ cm} \text{ Soit } : S_t = 10 \text{ cm}.$$

III.6.1.6 Vérification des armatures transversales

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b.$$

• **Zone nodale :**

$A_{t_{min}} = 0.003 \times 8 \times 20 = 0.48 \text{ cm}^2 < 4.62 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

• **Zone courante :**

$A_{t_{min}} = 0.003 \times 10 \times 20 = 0.6 \text{ cm}^2 < 10.65 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

III.6.1.7 Vérification de l'adhérence aux appuis (Art6.13/BAEL91)

La contrainte d'adhérence d'entraînement sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad ; \quad \sum U_i = \text{Somme des périmètres utiles.}$$

Il faut avoir : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$

$\sum U_i = \pi \times (\phi \times \sum \text{des barres}) = 3.14 \times (3 \times 14) = 131.88 \text{ mm.}$

D'où : $\tau_{se} = \frac{53.34 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 131.88} = 2.49 \text{ MPa.}$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$ Condition vérifiée.

❖ **A l'ELS :**

$R_B = 9.2 \text{ KN/ml}$

$P_s = g_0 + R_B = 11.83 \text{ KN/ml}$

III.6.1.8 Calcul des sollicitations :

En travée :

$M_t = \frac{P_s l^2}{24} = \frac{11.83 \times 4.50^2}{24} = 9.98 \text{ KN.m.}$

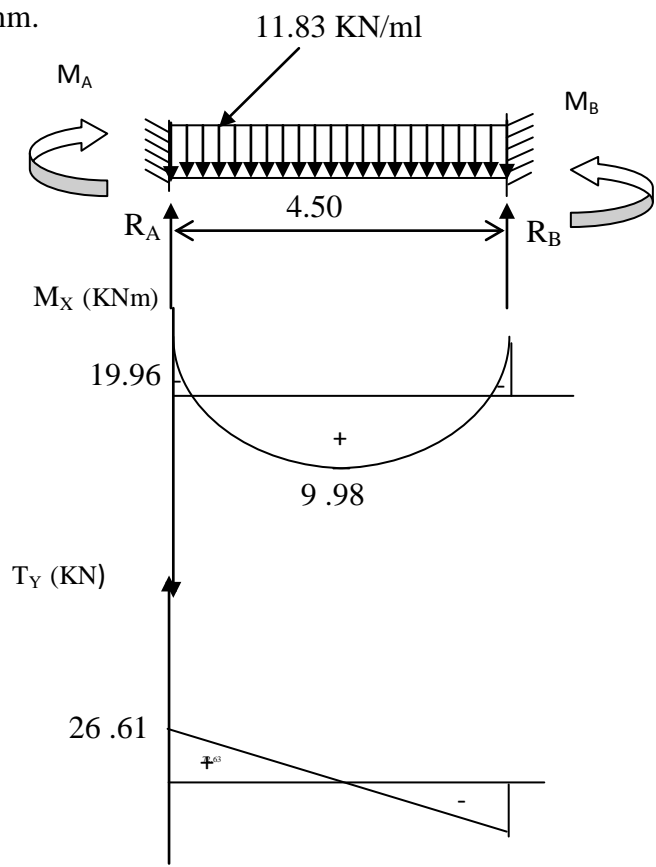


Figure III.21: Diagramme des moments et efforts tranchants

En appuis :

$$M_a = -\frac{P_s l^2}{12} = -\frac{11.83 \times 4.50^2}{12} = -19.96 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_s l}{2} = \frac{11.83 \times 4.50}{2} = 26.61 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{11.83 \times 4.50^2}{8} = 29.94 \text{ KN.m}$$

III.6.1.9 Vérification à l'ELS

État limite d'ouverture des fissures



La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

❖ **État limite de compression du béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$.

Le résultat des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.17: Vérification de l'état limite de compression du béton

Le sens	M (KNm)	Y(m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Remarque
Travée	20	0.0346	14926.96	4.63	15	Vérifiée
Appui	-40.01	0.107	16680.03	2.56	15	Vérifiée

❖ **État limite de déformation :**

D'après le BAEL, on doit vérifier les relations suivantes :

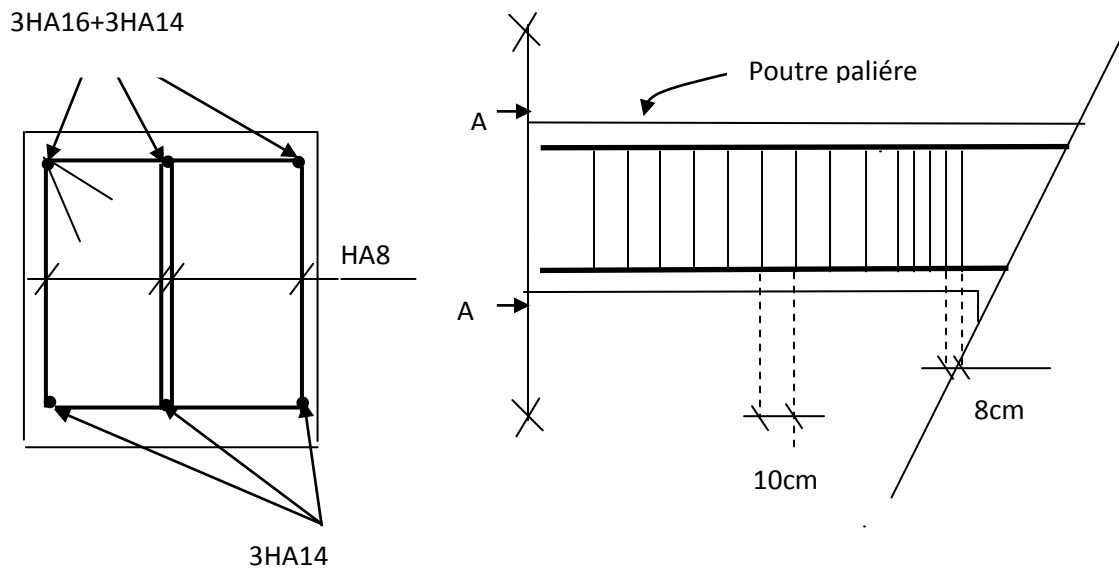
$$\frac{h}{l} = \frac{20}{450} = 0.044 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition} \quad \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.044 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{20}{10 \times 29.94} = 0.003 \dots\dots\dots \text{condition} \quad \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.63}{20 \times 18} = 0.0012 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.2 Schéma de ferrailage :



Coupe A-A

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

III.7 Etude des planchers

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigide dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- 1-transmettre les charges aux éléments porteurs.
- 2-Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Les plancher de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de 4cm.

III.7.1 Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

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

III.7.1.1 Calcul des armatures

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{per} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{si} \quad 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{per} = \frac{200}{f_e} \quad \text{si} \quad L_1 \leq 50 \text{ cm}$$

f_e : 520 MPA pour les treillis soudés

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles $\Rightarrow L_1 = 65 \text{ cm}$

$$A_{per} = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2 / m_l$$

soit $5HA5 = 0,98 \text{ cm}^2 / ml$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{parall} = \frac{A_{per}}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

soit $5HA5 = 0,98 \text{ cm}^2 / ml$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (15x15) cm².

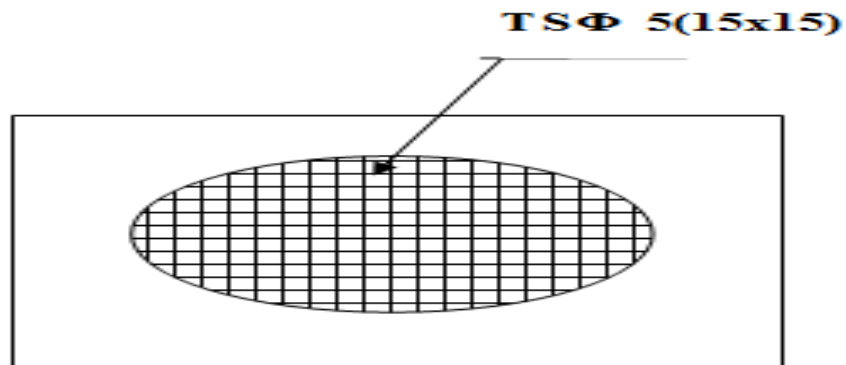


Figure III.23 : schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.7.2 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T_ϵ en béton armé qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

III.7.2.1 Dimensionnement de la poutrelle

On a les données suivantes :

L_0 : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : la longueur de la plus grande travée

$$L = 450 \text{ cm}$$

b_0 : largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

b : largeur de la dalle de compression

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 = \min\left(\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}\right) = \min\left(\frac{53}{2}, \frac{450}{10}\right) \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

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

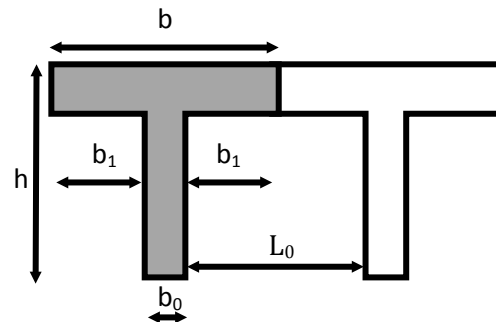


Figure III.24 : schéma d'une poutrelle

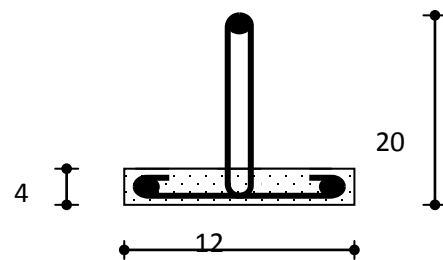


Figure III.25: Poutrelle préfabriquée

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

- Le calcul avant collage.
- Le calcul après collage.

1) Avant collage :

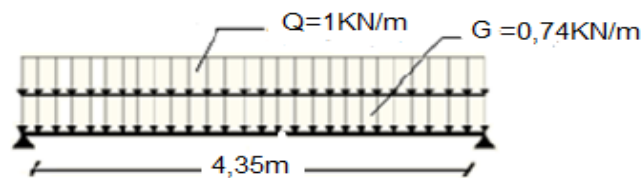
Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme reposante sur deux appuis (simplement appuyée) ; elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge due à la main d'œuvre qui est prise égale à 1KN/ml (d'après DTR B.C.2.2).

a) Charges et surcharges

Tableau III.18 : charges et surcharges de la dalle

Charge permanente	Poids propre des poutrelles	$25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{KN/m}$
	Poids propre du corps creux	$0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{KN/m}$
	Total	0.74KN/m
Charge d'exploitation	Main d'œuvre	1KN/m

On a $L_{\max} = 4,50\text{m}$: distance entre deux appuis des poutres dans le panneau le plus sollicité .

**Figure II I.26: charge appliqué sur le plancher****b) Sollicitations combinées**

➤ ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

$$q_u = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1$$

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

➤ ELS : $G + Q$

$$q_{\text{ser}} = 0,74 + 1$$

$$q_{\text{ser}} = 1,74 \text{KN/m}$$

c) Sollicitations de calcul**Tableau III.19 : les moments et les efforts tranchants**

	ELU	ELS
$M = ql^2/8$	6,32	4,40
$T = ql/2$	5,62	3,91

d) Calcul de ferrailage

La poutrelle travaille en flexion simple à l'ELU.

$b = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,32 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,036)^2 \times 14,2} = 2,861$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6,32}{4,40} = 1,43$$

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

$$\mu_{lu} = 0,309$$

f_{bu}	μ_{bu}	μ_{lu}	Γ	f_{c28}
14,20	2,861	0,309	1,43	25

Donc : $\mu_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow A' \neq 0$, La section est doublement armée.

➤ **Remarque :**

Les aciers comprimés sont nécessaires afin d'équilibrer le moment de la section d'armatures mais on est limité par la section du béton (12x4). Il faut donc soulager la poutrelle par des étaielements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

2) Après coulage :

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T avec les dimensions suivantes : $b=65 \text{ cm}$, $h_0=4 \text{ cm}$,

$b_0=12 \text{ cm}$, $h=20 \text{ cm}$.

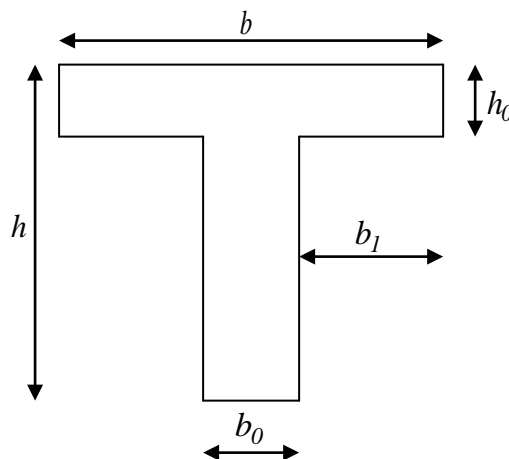


Figure III.27: dimensions d'une poutrelle.

a) Charges et surcharges

Tableau III.20 : charge et surcharge des planchers

	Terrasse inaccessible	Etage courante RDC
Charge permanente (KN/m)	5,28	5,21
Charge d'exploitation (KN/m)	1	1,5

❖ Combinaison de charges

❖ Etage courante :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,21) + (1,5 \times 1,5) = 9,28 \text{KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 5,21 + 1,5 = 6,71 \text{KN/mL}$$

• Terrasse :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,28) + (1,5 \times 1) = 8,62 \text{KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 5,28 + 1 = 6,28 \text{KN/mL}$$

b) Sollicitations combinées

• Terrasse :

$$\begin{cases} E.L.U : q_u = (8,62) \times 0,65 = 5,60 \text{KN / ml} \\ E.L.S : q_{ser} = (6,28) \times 0,65 = 4,08 \text{KN / ml} \end{cases}$$

• Etage courant :

$$\begin{cases} E.L.U : q_u = (9,28) \times 0,65 = 6,03 \text{KN / ml} \\ E.L.S : q_{ser} = (6,71) \times 0,65 = 4,36 \text{KN / ml} \end{cases}$$

Remarque : Comme le plancher de l'étage courant est plus chargé que celui de la terrasse, on fait le calcul pour le plancher étage courant seulement.

III.7.2.2 Choix de la méthode de calcul

Pour la détermination des moments en travées, aux appuis et efforts tranchant le BAEL99 propose trois méthodes de calcul :

- méthode forfaitaire,
- méthode des trois moments,

- méthode de caquot.

a) Méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$
- 4) Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

▪ Application :

$$1) Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ kN/m}^2 \\ 2G = 2 \times 5,21 = 10,42 \text{ N/m}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

$$3) \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4,50}{3,05} = 1,47 \Rightarrow 0,8 < 1,47 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié}$$

4) La fissuration est peu nuisible.

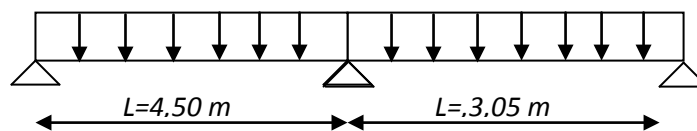


Figure III.28 : Schéma statique de deux travées intermédiaires

• Conclusion

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

$$1) Q = 2,5 \leq 2G = 10,42 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \leq 5 \text{ kN/m}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

$$3) \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{4,50}{3,05} = 1,47 \Rightarrow 0,8 < 1,47 < 1,25 \quad \Rightarrow \text{C.N.V} \\ \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,30}{3,15} = 1,04 \Rightarrow 0,8 < 1,04 < 1,25 \quad \Rightarrow \text{C.V} \end{array} \right.$$

4) La fissuration est peu préjudiciable. \Rightarrow C.V

La **troisième** condition n'est pas vérifiée, donc on doit passer à la méthode de **CAQUOT** pour déterminer les moments en appuis et en travées.

b) Méthode de Caquot

❖ Domaine d'application

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles ; elle s'applique également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

❖ Application de la méthode

Soit l'appui numéro « i » d'une poutre continue ; entouré par les deux travées ouest (w) et est (e) de longueurs respectives L_w et L_e . Les travées peuvent supporter respectivement :

- Une charge uniformément répartie d'intensité q_w et q_e .
- Des charges concentrées P_w P_e appliquées à des distances a_w et a_e de l'appui (ces distances sont calculées à partir de l'appui soit vers la gauche dans la travée w soit vers la droite de la travée e).
- La longueur réduite de chaque travée L' :
 - ★ $L' = L$ pour une travée de rive.
 - ★ $L' = 0.8 L$ pour une travée intermédiaire.

❖ Règle des moments

✓ Les moments en appuis

$$M_a = - \frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8,5 \cdot (L'_w + L'_e)}$$

M_a = moment aux appuis du aux charges réparties sur les deux travées.

✓ Les moments en travées

$$M_t = M_w - V_w \cdot X_0 - \frac{q X_0^2}{2} \quad \Rightarrow \quad X_0 = - \frac{V_w}{q}$$

M_t = le moment maximal en travée.

❖ Règle de l'effort tranchant

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - q \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_e = V_w + q \times L$$

V_w : l'effort tranchant sur l'appui gauche.

V_e : l'effort tranchant sur l'appui droit.

III.7.2.3 Application de la méthode (Caquot)

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

Poutrelle a 4 travée :

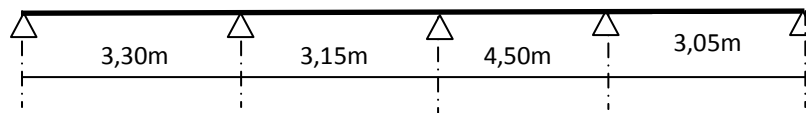


Figure III.29 : poutrelle a 4 travées

- à L'ELU $\Rightarrow q_u = 6,03$ KN/m
- à L'ELS $\Rightarrow q_s = 4,36$ KN/m

❖ L'ELU :

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III.20 : les efforts tranchants et les moments fléchissant a l'ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	
q_u (KN/m)	6,03	6,03	6,03	6,03	
L(m)	3,30	3,15	4,50	3,05	
L'(m)	3,30	2,52	3,60	3,05	
Appui	1	2	3	4	5
L' _w (m)	0	3,30	2,52	3,60	3,05
L' _e (m)	3,30	2,52	3,60	3,05	0

M_a(KN.m)	0	-7,72	-6,33	-7,26	0
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	
M_w(KN.m)	0	-7,72	-6,33	-7,26	
M_e(KN.m)	-7,72	-6,33	-7,26	0	
V_w(m)	-7,61	-12,50	-13,36	-11,57	
V_e(m)	12,28	6,49	13,77	6,82	
X₀(m)	1,26	2,07	2,22	1,91	
M_t(KN.m)	4,80	5,23	8,47	3,83	

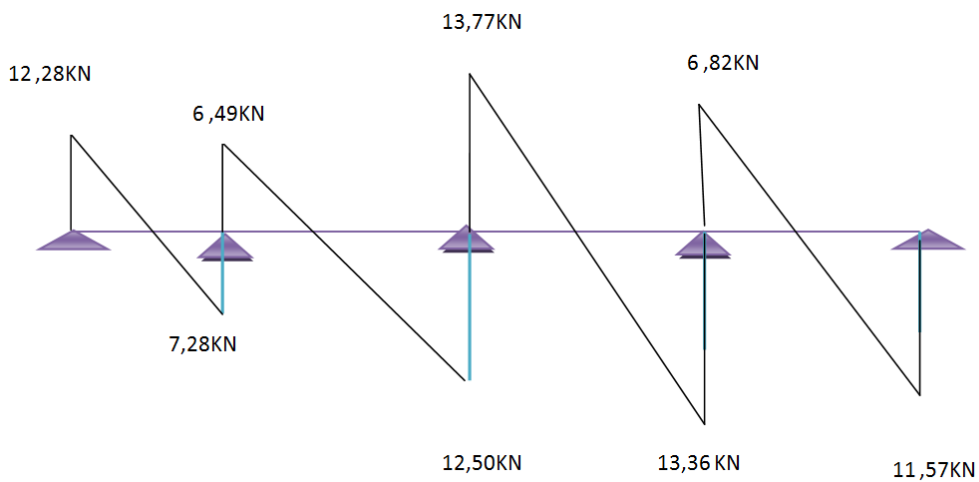


Figure III.30 : diagramme des efforts tranchants a l'ELU

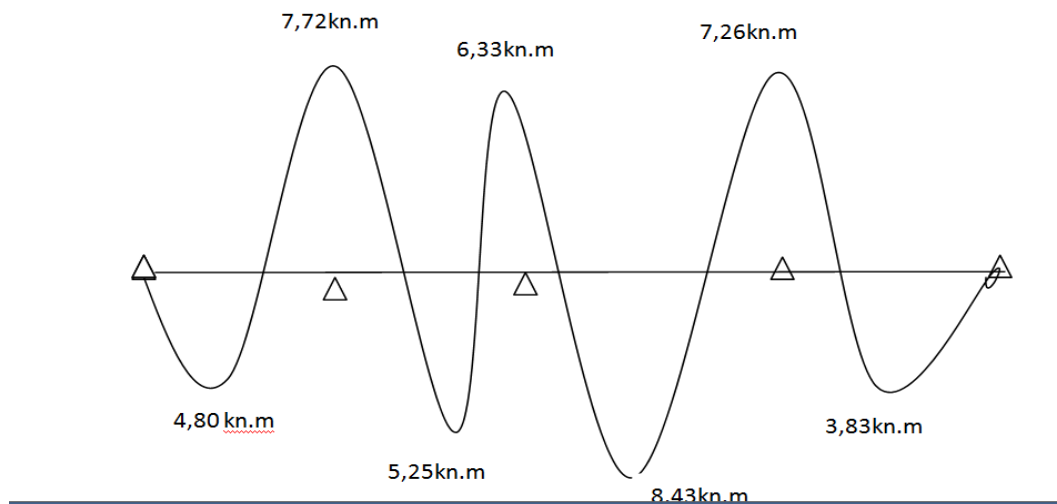


Figure III.31 : diagramme des moments a l'ELU

• à L'ELS :

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III.21 : moments fléchissant et efforts tranchants

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	
q_u(KN/m)	4,36	4,36	4,36	4,36	
L(m)	3,30	3,15	4,50	3,05	
L' (m)	3,30	2,52	3,60	3,05	
Appui	1	2	3	4	5
L'_w(m)	0	3,30	2,52	3,60	3,05
L'_e(m)	3,30	2,52	3,60	3,05	0
M_a(KN.m)	0	-5,58	-4,57	-5,25	0
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	
M_w(KN.m)	0	-5,58	-4,57	-5,25	
M_e(KN.m)	-5,58	-4,57	-5,25	-0	
V_w(m)	-5,50	-7,18	-9,65	-8,37	
V_e(m)	8,88	6,55	9,97	4,92	
X₀(m)	1,26	1,64	2,21	1,91	
M_t(KN.m)	3.46	0,33	6,10	2,78	

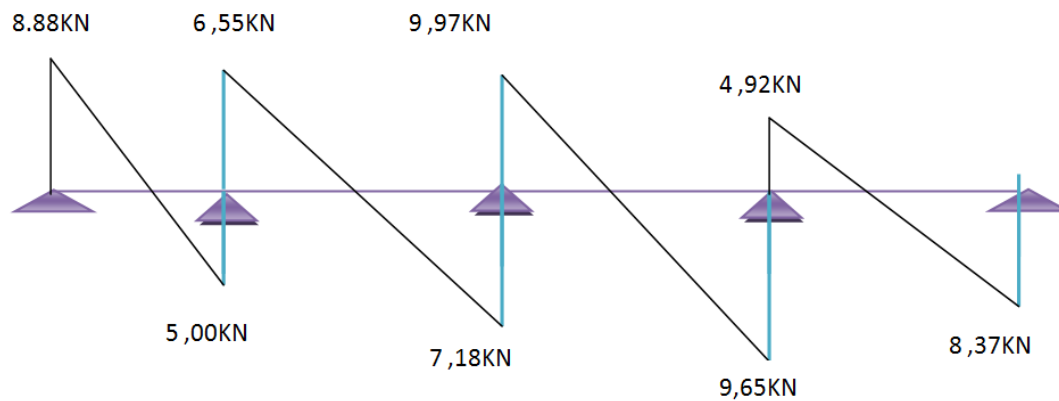


Figure III.32 : diagramme des efforts tranchants a l'ELS

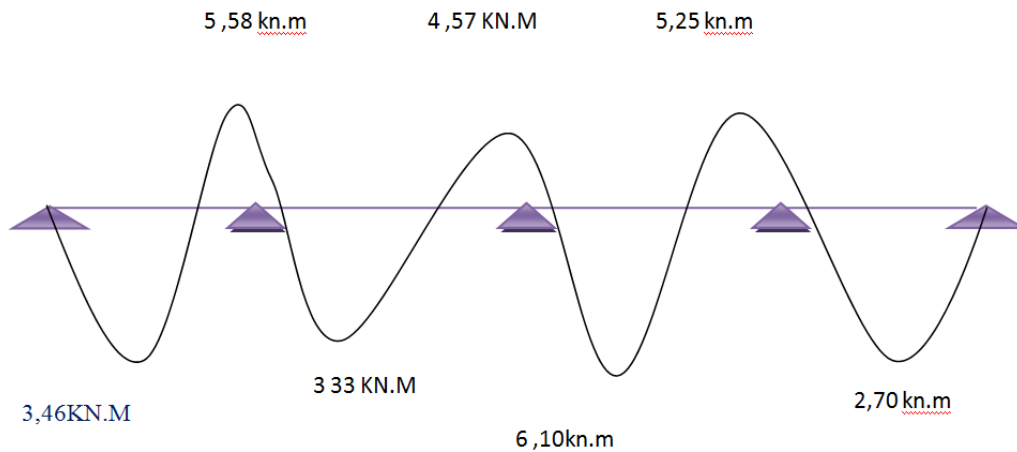


Figure III.33 : diagramme des moments fléchissant a l’ELS

III.7.2.4 Ferrailage

Le calcul se fait à **ELU** en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée. Les tableaux ci dessous résumant les efforts et les moments maximaux en appuis et en travées.

- à L’ELU :

Tableau III.22: efforts et moments maximaux a l’ELU

$M^a_{u(max)}$ (KN.m)	$M^t_{u(max)}$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
7,72	8,43	13,36	12,28

- à L’ELS :

Tableau III.23: efforts et moments maximaux a l’ELS

$M^a_{ser(max)}$ (KN.m)	$M^t_{ser(max)}$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
5,58	6,10	9,65	12.74

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

a) En travée :

Les calculs des armatures s’effectuent comme une poutre de section en **T**.

$$b = 65\text{cm} \quad b_0 = 12\text{cm} \quad h = 20\text{cm} \quad h_0 = 4\text{cm} \quad d = 0.9h = 18\text{cm}$$

✓ **Le moment équilibré par la table de compression**

$$M_u^{t(\max)} = 8,43\text{KN.m}$$

$$M_{t_u} = bh_0 F_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad , \quad F_{bc} = \frac{0.85 F_{c28}}{1.5} = 14.2\text{MPa}$$

$$M_{t_u} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 10^3 = 59.07\text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t_u} = 59.07\text{KN.m}$$

$M_u^{t(\max)} \leq M_{t_u} \Rightarrow$ L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \cdot h)$, $b = 65\text{cm}$ et $h = 20\text{cm}$

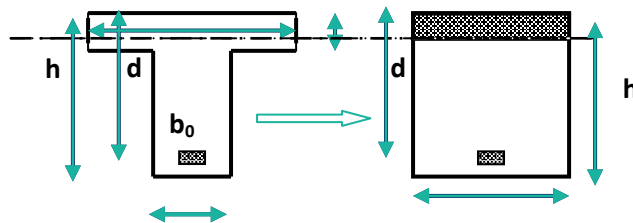


Figure III.34 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

➤ **Calcul de μ_{bu} :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 F_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8,43 * 10^{-3}}{0.65 * 0.18^2 * 14.2} = 0.027$$

$$\mu_{bu} = 0.027$$

➤ **Calcul de μ_{lu} :**

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8.43}{6.10} = 1.4$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050].10^{-4} = 0.30$$

$$\mu_{bu} = 0.027 < \mu_{lu} = 0.30$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \implies (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.027 < 0.275 \implies \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

➤ **Calcul de Z_b :**

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.18[1 - 0.6(0.027)] \implies Z_b = 0.177m$$

➤ **Calcul de A_{st} :**

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z_b \cdot f_{cd}} = \frac{8.43 \times 10}{0.177 \times 348} = 1.36 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } \mathbf{3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2}$$

Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée sont présentés dans le tableau ci dessus :

Tableau III.35: choix de la section d'armature en travée

Type	M_u^t (max) [kN.m]	μ_{bu}	A'_s [cm ²]	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	A_s adopté [cm ²]
Résultats	8.43	0,027	0	17.7	1.36	3HA10	2.36

b) **En appui :**

$$M_{u \max}^a = 7.72 \text{ KN.m}$$

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire avec **d=18cm** et **b=65cm**

➤ **Calcul de μ_{bu} :**

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{7.72 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.025$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{7.72}{5.58} = 1.38$$

➤ Calcul de μ_{lu} :

$$\mu_{lu} = [3440(1.41) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.30$$

$$\mu_{bu} = 0.025 < \mu_{lu} = 0.38$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \implies \text{(Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.025 < 0.275 \implies \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

➤ Calcul de Z_b :

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.18[1 - 0.6(0.025)] = 0.175 \text{ m} \implies Z_b = 0.175 \text{ m}$$

➤ Calcul de A_{sa} :

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{7.72 \times 10}{0.175 \times 348} = 1.28 \text{ cm}^2 \text{ On prend: } \mathbf{2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2}$$

Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en appui sont représentés dans le tableau ci-dessus :

Tableau III.35: choix de la section d'armature en appui

Type	$M_u^{a(\max)}$ [kN.m]	μ_{bu}	A'_s [cm ²]	Z [cm]	A_{sa} [cm ²]	Choix	A_s adopté [cm ²]
Résultats	7.72	0,025	0	17.5	1.28	2HA12	2.26

❖ Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99)

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{20}{35}, 1, \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq 0.57 \text{ cm}$$

Nous prendrons $\emptyset = 6 \text{ mm}$; les armatures transversales sont : **2HA6** ($A = 0.57 \text{ cm}^2$).

❖ Espacement des armatures transversales (S_t) : (Art-A.5.1.22/BAEL99)

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \implies S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

On prend: $\implies S_t = 15 \text{ cm}$

III.7.2.5 Verifications

A) A l'ELU

➤ Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.2/BAEL99)

$$A_{\min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{sa} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V \\ A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant: (Art. A.5.1.1/BAEL99)

$$\begin{cases} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2F_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V_u^{\max} = 17.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0d} = \frac{17.96 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\text{FPP} \implies \bar{\tau} = \min(0.20f_{cj}/\gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3, 33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.83 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \implies C.V$$

➤ Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art. A.6.1.31/BAEL99)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28} \quad \text{On a: } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ (acier F}_e400, \text{ haute adhérence)}$$

$\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

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

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi=12\text{mm}$)

$$\tau_{se} = \frac{17.96 * 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 2\pi \times (0.012)} = 1.47 \text{MPa}$$

$$\text{Et on a : } \overline{\tau}_s = \psi_s f_{tj} = \psi_s f_{t28}$$

$$\overline{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa} \implies \tau_S = 1.47 < \overline{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres :**

✓ **Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL99) :**

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

L_s : la longueur de scellement droit

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

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \implies L_s = 40 \text{ cm}$$

✓ **Ancrages courbe :**

L_a : la longueur d'encombrement.

$$L_a = 0.4 L_s = 16 \text{ cm} \implies L_a = 16 \text{ cm}$$

➤ **Escapement:**

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq (A_t f_e) / (0.4b_0) = \frac{0.57 \times 100 \times 400}{120 \times 0.4} = 47.5 \text{ cm.}$$

$$\implies S_t = 15 \text{ cm} \leq 47.5 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

B) A l'ELS

On a les moments suivants :

Sur appuis: $M_{ser}^a = 5,58 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{ser}^t = 6,10 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes maximales dans le béton**

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que :

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

$$\text{Avec } \sigma_{bc} = KY \quad ; \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2 \quad \Longrightarrow \quad \eta = 15$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{I + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - I \right]$$

✓ **En travée :**

$M_{ser} = 5.81 \text{ KN.m}$; $b = 65 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$; $A_s' = 0$

✓ **En appuis :**

$M_{ser} = 8.40 \text{ KNm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$; $A_s' = 0$; $d = 18 \text{ cm}$

- Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.36: vérification des contraintes dans le béton

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K MPa/m ³	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	5.81	2.36	8323.276	3.91	69.80	2.73	15	Vérifiée
Appui	8.40	2.26	5422.24	7.64	154.91	11.85	15	Vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de σ_s en service.

➤ **Vérification de la flèche**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : L : la portée entre nus d'appui.

M : moment maximum en travée.

M_0 : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche et la vérifier avec la flèche admissible.

On a :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{370} = 0.054 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

Donc le calcul de la flèche est indispensable

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 q_s L^4}{348 E I} \leq \bar{f}$$

Avec : $E = 111 \sqrt[3]{f_c} = 32,164.10^3 \text{ MPa}$

✓ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = b h_0 + b_0 (h - h_0) + 15 A_s$$

$$B_0 = (65 \times 4) + 12 \times (20 - 4) + 15(2.36) = 487.4 \text{ cm}^2$$

✓ **Moment statique :**

$$S_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d$$

$$S_{xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15(2.36 \times 18) = 3461.2 \text{ cm}^3$$

✓ **Position du centre de gravité :**

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{2} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_s (y_2 - c_1)^2$$

$$\implies I_0 = 14994.327 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 5.71 \times (3.7)^4 \times 10^{-3}}{348 \times 32.164 \times 10^3 \times 21434.394 \times 10^{-8}} = 2.2324 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0.223 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

$$f = 0.223 \text{ cm} < \bar{f} = 0.74 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc on garde les mêmes armatures calculées à l'ELU .

III.7.2.6 Schéma de ferrailage du plancher

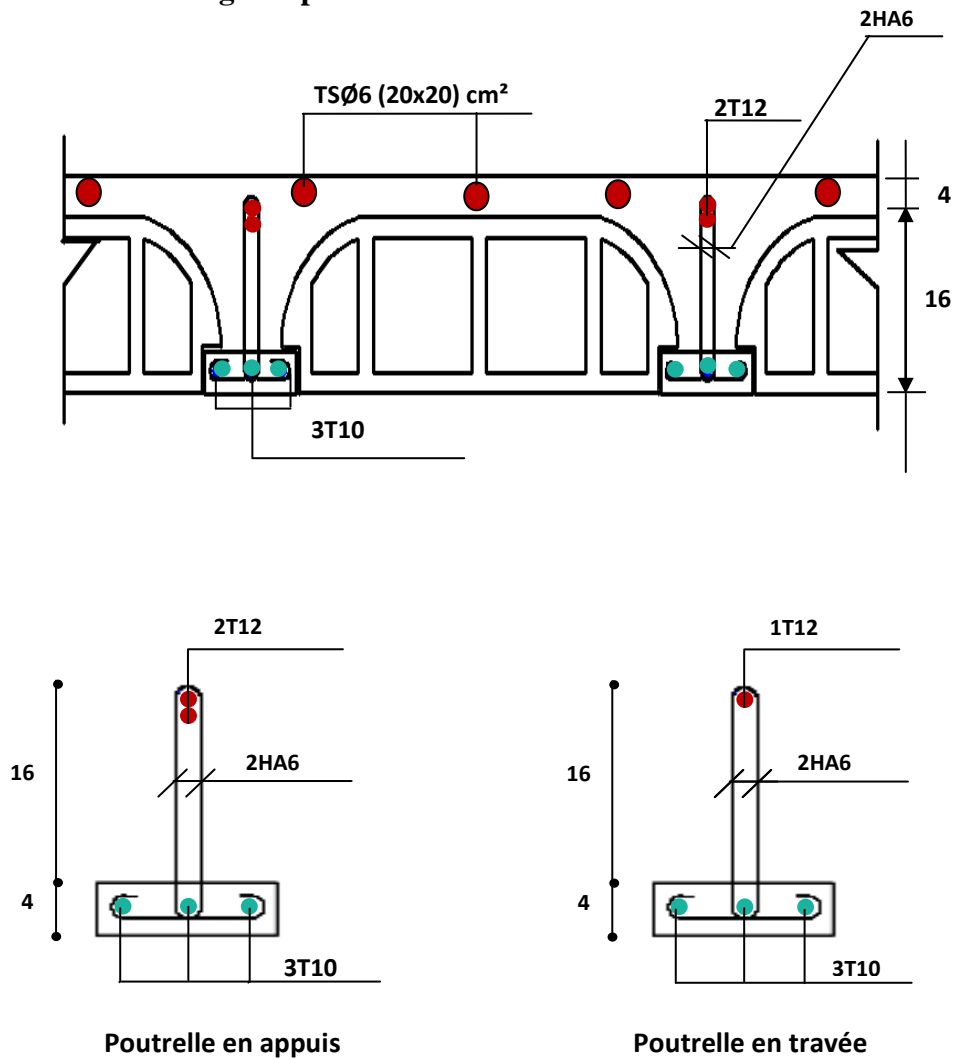


Figure III.35: schéma de ferrailage du plancher corps creux.

CHAPITRE IV

Etude sismique et dynamique

IV.1.L'étude dynamique

IV.1.1.Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

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

Ainsi pour un chargement dynamique on a recours à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et de prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage. Pour cela on peut utiliser plusieurs logiciels tels que Sap2000, RoboBat et l'ETABS, le logiciel utilisé dans ce travail.

IV.1.2.Objectif de l'étude dynamique :

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

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

IV.1.3.Présentation du logiciel de calcul ETABS :

- **Nom du programme** : Extended Analysis of Building Systems
- **Version** : 9.7
- **Entreprise productrice** : Computers and structure, Berkeley, Californie, USA.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser et analyser facilement et rapidement tous types de bâtiments basé sur la

méthode des éléments finis. Grâce à une interface graphique riche. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte de variation des propriétés et des caractéristiques du matériau entre les différents éléments, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant des règlements Américains et Européens, et grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

Rappel (terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

wall: voile

Élément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed Loads: point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel: acier

Frame section : coffrage

Column: poteau

Beam : poutre



IV.1.4. Modélisation de la structure

Une structure est composée de membranes flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau et qui travaille en trois (3) DDL : deux translations suivant (x, y) et une rotation autour de (z) .

IV.1.5. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis

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

En d'autres termes, La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.1.6. Détermination des fréquences et modes propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (4-1)$$

Où : $\{\ddot{x}\}, \{x\}$: représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

$[M]$: représente la matrice masse de la structure.

$[K]$: représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (4-2)$$

Avec :

A : Vecteur des amplitudes.

ω : La pulsation du vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (4-3)$$

En reportant les équations (4-2) et (4-3) dans l'équation (4-1), on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \quad (4-4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \quad (4-5)$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule.

$$\text{D'où :} \quad \det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \quad (4-6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " **Equation caractéristique** ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2n) en (ω).

Les N solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des N modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{\mathbf{A}\}_j$ ou forme modale.

IV.1.7. Etape de modélisation

➤ 1^{ère} étape :

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

➤ 2^{ème} étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton. (Définition et attribution des sections des éléments).

➤ **3^{ème} étape :**

Consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.

➤ **4^{ème} étape :**

Définition des charges appliquées sur la structure à modéliser (Charge verticales et spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).

➤ **5^{ème} étape :**

C'est la définition et l'attribution des combinaisons de charge.

➤ **6^{ème} étape :**

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

➤ **7^{ème} étape :**

Exploitation des résultats pour la vérification des éléments et calcul de ferrailage.

IV.1.8. Présentation

❖ **Bloc A :**

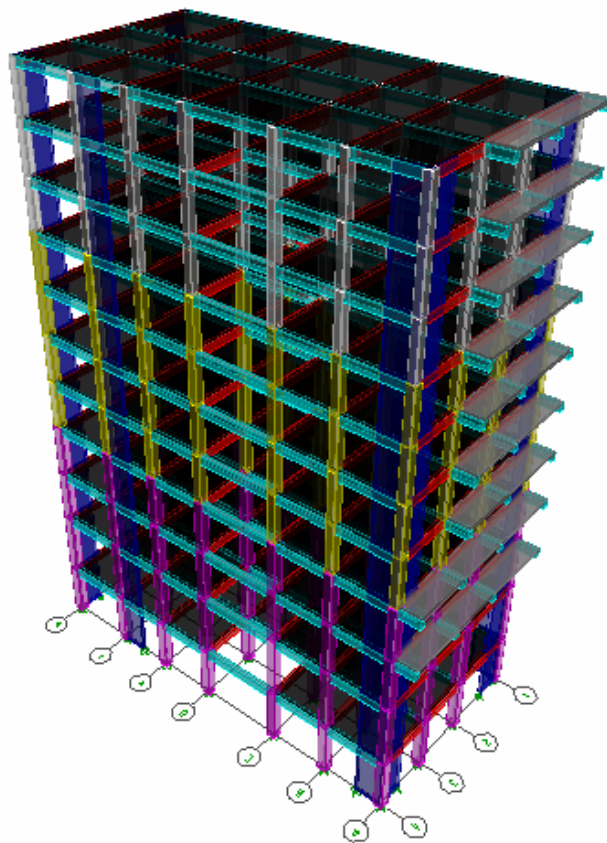


Figure IV.1 : vue en 3D du bloc A

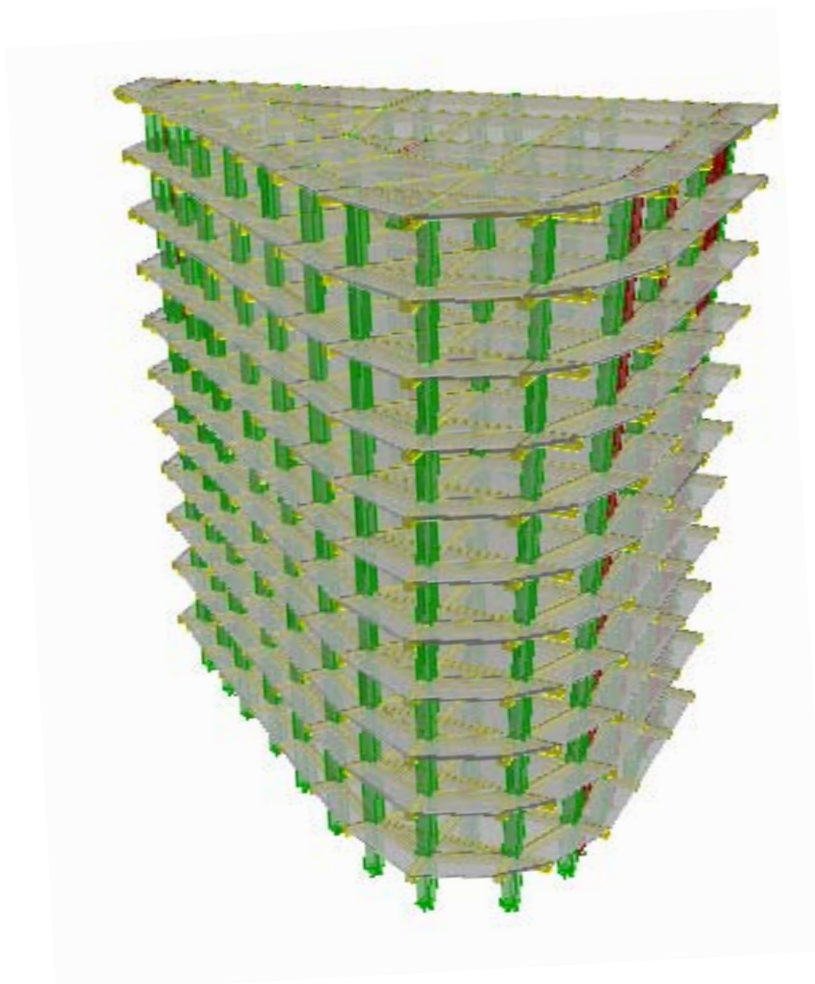
❖ **Bloc B :**

Figure IV.2: vue en 3D du bloc B

IV.1.9. Disposition des voiles

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir à une meilleure conception parasismique, dans ce volet, nous serons ramenés à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empiriques du (*RPA99/V2003*).

Lors de la recherche d'une meilleure disposition de voiles, nous essayons au mieux de diminuer la distance entre le centre de masses et de rigidité cela afin d'avoir un moment de torsion, dû à l'action horizontale qui sollicite la structure, le plus faible possible.

La disposition des voiles doit satisfaire certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique.

- Les voiles doivent reprendre au plus 20 % des charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidité relative.
- L'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion ne doit pas dépasser 5% de la plus grande dimension en plan de bâtiment.
- Les contraintes de cisaillement dans les voiles et les poteaux ne doivent pas dépasser les contraintes limite propre de chaque élément.
- Un pourcentage d'armatures longitudinales qui ne dépasse pas le pourcentage maximal.

IV 1.9.1. Etude du Bloc A

L'emplacement des voiles retenus dans le **bloc A** est représenté dans la figure ci-dessous :

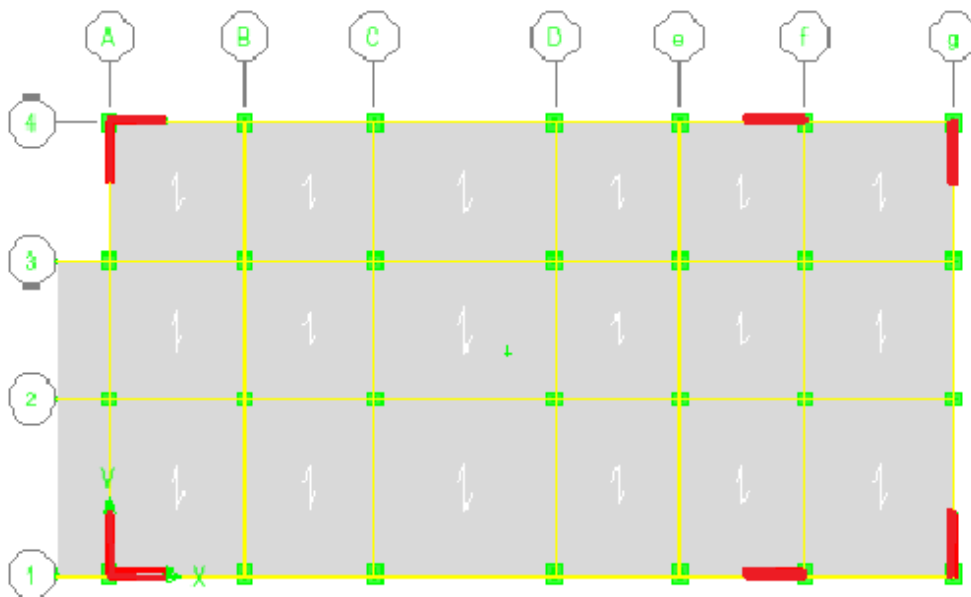


Figure IV.3: disposition des voiles du bloc A

• Centre de rigidité

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

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

- **Centre de masse et inerties des différents niveaux**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

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

Avec :

M_i : la masse de l'élément " i".

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$ Les coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère.

- **Calcul de l'excentricité**

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

1. Excentricité théorique.
2. Excentricité accidentelle.

- ❖ **Excentricité théorique :**

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

- ❖ **Excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par l'**RPA (art4.2.7)** est égale à **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max: \quad e_{ax} = 5\% L_x \quad \text{Avec : } L_x = 22,8 \text{ m}$$

$$e_{ay} = 5\% L_y \quad L_y = 11,50 \text{ m}$$

Tableau IV.1: centre de masse et de rigidité des différents niveaux

Story	Diaphragm	Mass	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	e _x (m)	e _y (m)
STORY11	D11	1352,50078	10,819	5,536	10,559	5,68	0,26	0,223
STORY10	D10	1392,47358	10,829	5,541	10,512	5,712	0,317	0,218
STORY9	D9	1392,47358	10,829	5,541	10,458	5,732	0,371	0,217
STORY8	D8	1396,04344	10,83	5,541	10,412	5,745	0,418	0,217
STORY7	D7	1400,35886	10,831	5,542	10,367	5,752	0,464	0,216
STORY6	D6	1400,35886	10,831	5,542	10,316	5,756	0,515	0,214
STORY5	D5	1400,35886	10,831	5,542	10,264	5,758	0,567	0,21
STORY4	D4	1443,23445	10,551	5,64	10,23	5,758	0,321	0,105
STORY3	D3	1558,90023	10,624	5,641	10,212	5,758	0,412	0,091
STORY2	D2	1451,622	11,522	5,644	10,195	5,759	1,327	0,068
STORY1	D1	1387,2321	11,52	5,645	10,504	5,759	1,016	0,035
	Somme	15575,53KN						

(X_{CR}, Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité)

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X : } e_a = 0,05 \times 22,80 = 1,14 \text{ m} \\ \text{Sens Y : } e_a = 0,05 \times 11,50 = 0,57 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow e_a = 1,14 \text{ m}$$

$$e_{\text{réel}} = \max(1,327 ; 0,068) \text{ m} = 1,327 \text{ m}$$

$$\text{Donc l'excentricité : } e_{\text{max}} = \max(e_a, e_{\text{réel}}) = \max(1,14 ; 1,327) \text{ m} = 1,327 \text{ m}$$

a) Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires

❖ Mode de vibrations et taux de participation massiques

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.7**, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau :

Tableau IV.2: périodes et facteurs de participation massique du modèle

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	Nature
1	0,803021	0	77,8143	0	77,8143	Translation y
2	0,685033	78,2239	0,0008	78,224	77,8151	Translation x
3	0,591244	0,4641	0,1913	78,688	78,0064	Rotation Z
4	0,245033	0	10,8329	78,688	88,8393	Translation y
5	0,212897	10,7289	0	89,4169	88,8394	Translation x
6	0,176665	0,0275	0,0406	89,4445	88,8799	Rotation Z
7	0,123332	0	3,9372	89,4445	92,8171	Translation y
8	0,109797	3,7424	0	93,1869	92,8172	Translation x
9	0,085466	0,0041	0,0084	93,191	92,8256	Rotation Z
10	0,074508	0,0001	2,1695	93,1911	94,9951	Translation y
11	0,068042	2,0257	0,0001	95,2168	94,9952	Translation x
12	0,050059	0,003	0,037	95,2198	95,0322	Rotation Z

❖ Modes de vibrations obtenus

✓ 1^{er} mode :

Dans notre structure le 1^{er} mode est une **translation** suivant l'axe **YY'** avec un coefficient de participation modale de **77,81%** et une période **T₁= 0,803021 sec** .

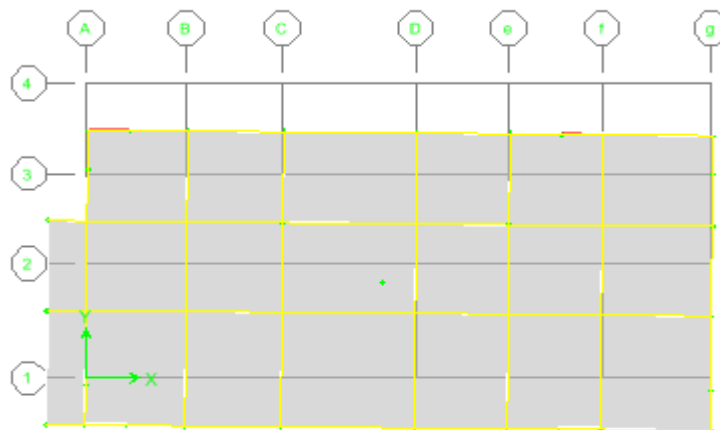


Figure IV.4: Vu en plan (translation suivant l'axe YY)

✓ **2^{ème} mode :**

Le **2^{ème}** mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **XX'** avec une participation modale égale a : **78,22%** et une période **T₂ = 0,685033 sec.**

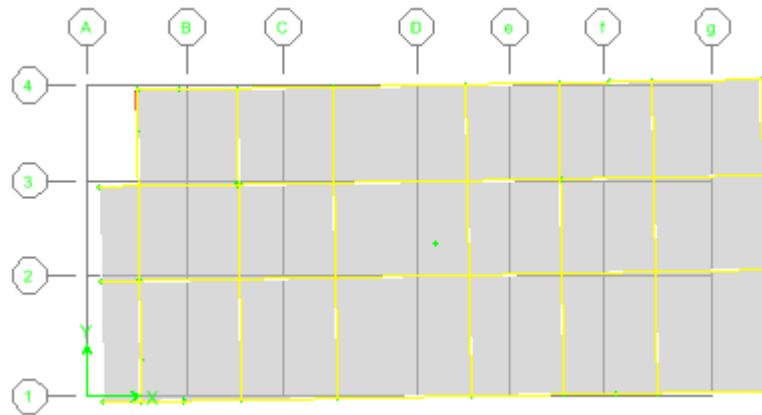


Figure IV.5: Vu en plan (translation suivant l'axe XX)

✓ **3^{ème} mode :** Le **3^{ème}** mode de notre structure est une **torsion**, avec une période **T₃ = 0,591244 sec.**

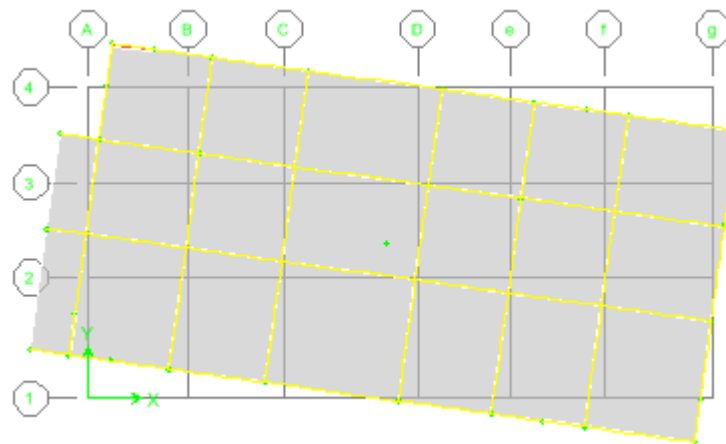


Figure IV.6: Vu en plan (torsion).

b) Vérification de la période de la structure

D'après les résultats obtenus, on a :

T_{dyn} : La période de calcul par ETABS (**T_{dyn} = 0,803021sec**)

Selon le **RPA99/2003** les valeurs de T_{dyn} calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques :

$$T_e = 1,3 T_{RPA}$$

$$T_{RPA} = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

T_e : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques.

T_{RPA} : période fondamentale de la structure donnée par **RPA**.

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n)

C_T : coefficient en fonction de système de contreventement, de type de remplissage donné par **RPA (tableau 4 -6)**.

Dans notre cas de bâtiment :

$$C_T = 0,05$$

$$h_N = 33,7\text{m} \quad T_{RPA} = 0,69 \text{ s} \quad \Longrightarrow \quad T_e = 1,3 \times 0,69 = 0,9087 \text{ s}$$

$$\text{On a:} \quad T_{\text{dyn}} = 0,8030\text{s} < T_e = 0,9087 \text{ s}$$

Donc : La condition de (*Art 4.2.4.4 du RPA99/ version2003*) est vérifiée.

❖ Nombre de modes à considérer

Selon le règlement parasismique algérien, 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 ($\sum \alpha_i \geq 90\%$).
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ s} \dots\dots\dots (\text{Art 4.14 RPA/2003})$$

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

Dans notre structure, le nombre de modes à considérer est de **8modes** avec une participation modale de **93,18%**.

IV.1.9.2. Etude du bloc "B"

L'emplacement des voiles retenus dans le **bloc A** est représenté dans la figure ci-dessous :

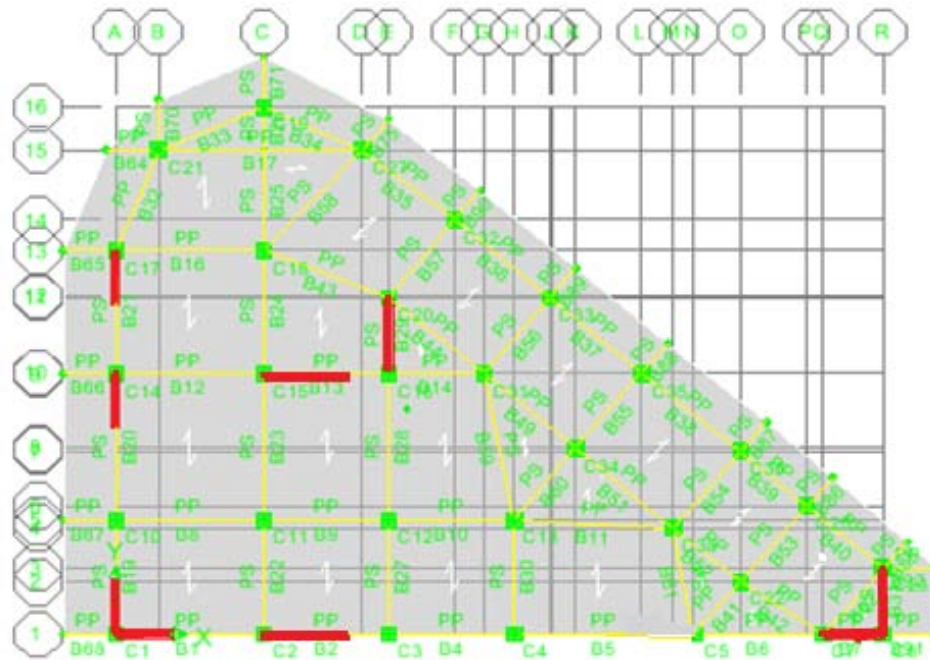


Figure IV.7 : disposition des voiles du bloc B

❖ **Excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par **RPA (art4.2.7)** est égale à **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \left\{ \begin{matrix} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{matrix} \right\} \quad \text{Avec : } \begin{cases} L_x = 20,80m \\ L_y = 14,85m \end{cases}$$

Tableau IV.3: centre de masse et de rigidité des différents niveaux

Story	Diaphragm	Mass	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	ex(m)	ey(m)
STORY11	D11	156,822	6,222	6,222	6,496	4,629	1,277	0,123
STORY10	D10	160,1536	6,194	6,194	6,688	4,453	1,105	0,201
STORY9	D9	160,1536	6,194	6,194	6,902	4,236	0,891	0,378
STORY8	D8	160,525	6,191	6,191	7,125	4,003	0,671	0,450
STORY7	D7	160,9963	6,189	6,189	7,356	3,719	0,444	0,663
STORY6	D6	160,9963	7,8	6,189	7,604	3,39	0,196	0,764

STORY5	D5	160,9963	7,8	6,189	7,873	3,004	0,073	0,989
STORY4	D4	161,8098	7,807	6,184	8,163	2,544	0,656	0,989
STORY3	D3	166,7277	7,817	6,164	8,474	1,905	0,657	1,442
STORY2	D2	167,5524	7,823	6,158	8,643	1,221	0,82	1,590
STORY1	D1	173,5592	7,827	6,138	8,016	1,164	0,189	1,734
	somme	17562,77KN						

On a (X_{CR}, Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité).

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X : } e_a = 0,05 \times 20,80 = 1,04 \text{ m} \\ \text{Sens Y : } e_a = 0,05 \times 14,85 = 0,743 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow e_a = 1,04 \text{ m}$$

$$e_{\text{réel}} = \max(1,277 ; 1,734) \text{ m} = 1,734 \text{ m}$$

Donc l'excentricité : $e = \max(e_a, e_{\text{réel}}) = \max(1,04 ; 1,734) \text{ m} = 1,734 \text{ m}$

a) Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale

❖ Mode de vibrations et taux de participation massiques

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.7**, on a tiré les résultats qui sont donnés par le tableau qui suit :

Tableau IV.4: périodes et facteurs de participation massique du modèle

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	Nature
1	0,75288	71,6333	0,3277	71,6333	0,3277	translation X
2	0,690895	0,0023	71,9466	71,6356	72,2742	translation Y
3	0,525908	7,4703	3,3326	79,1059	75,6068	rotation Z
4	0,239482	8,5028	0,0004	87,6087	75,6072	translation X
5	0,197237	0,0152	12,147	87,6239	87,7542	translation Y
6	0,147486	1,5655	0,0003	89,1894	87,7545	rotation Z
7	0,128874	3,1566	0,0007	92,3459	87,7552	translation X
8	0,095149	0,0005	4,564	92,3465	92,3192	translation Y
9	0,082442	1,9179	0,0009	94,2644	92,3202	translation X
10	0,067941	0,5117	0,0682	94,7761	92,3883	rotation Z
11	0,057671	0,3912	1,6742	95,1673	94,0625	translation Y
12	0,057262	0,9074	0,9248	96,0747	94,9873	translation Y

❖ Modes de vibrations obtenues

✓ 1^{er} mode :

Dans notre structure le 1^{er} mode est une **translation** suivant l'axe X-X, avec un coefficient de participation modal égale a : **71,63%**, et une période **T₁=0,75288 sec.**

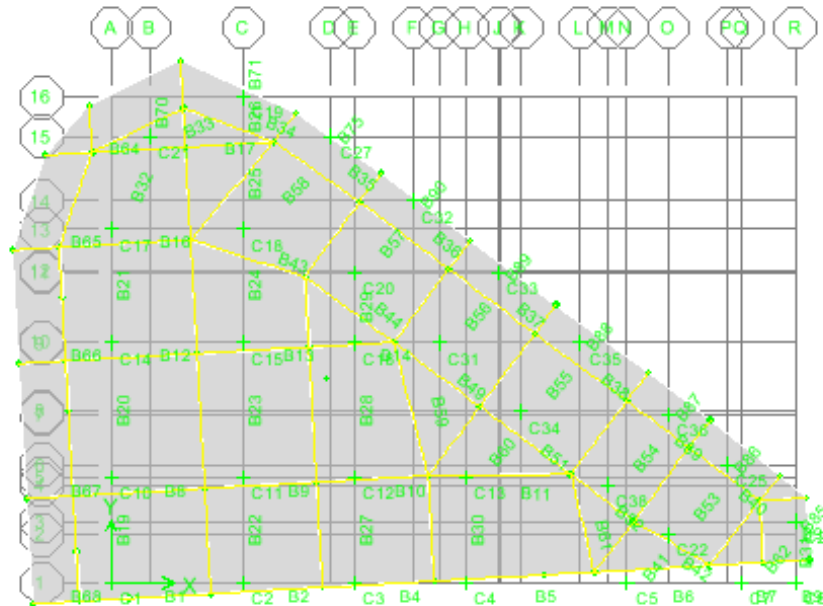


Figure IV.8: Vu en plan (translation suivant l'axe XX)

✓ 2^{ème} mode : le 2^{ème} mode est une **translation** suivant l'axe Y-Y, avec un coefficient de participation modal égale a : **72,2742%**, et une période **T₂=0,690895 sec.**

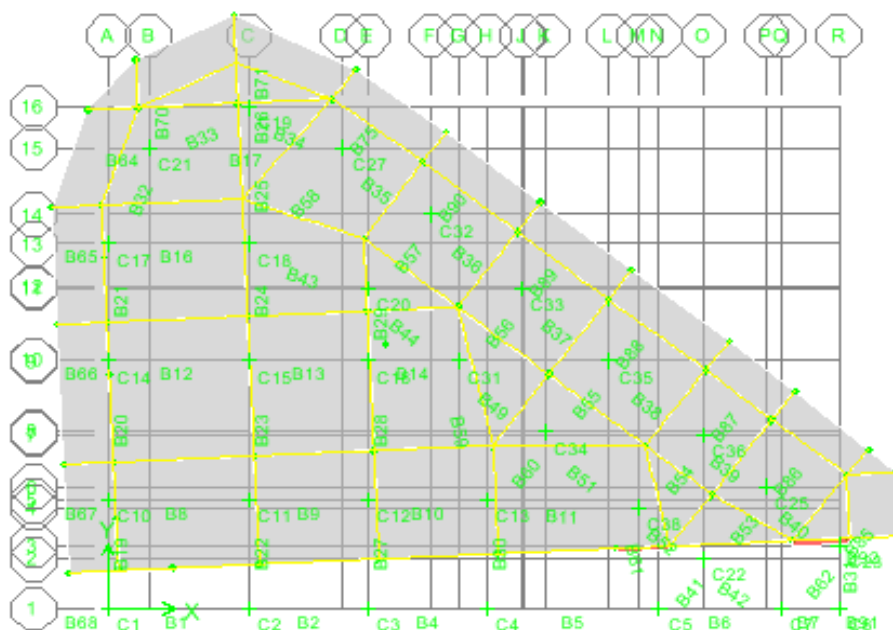


Figure IV.9 : Vu en plan (translation suivant l'axe YY')

✓ **3^{ème} mode** : le 3^{ème} mode de notre structure est une **torsion**, avec un coefficient de participation modal égale a : **74,7564%**, et une période **T₂=0,525908 sec**.

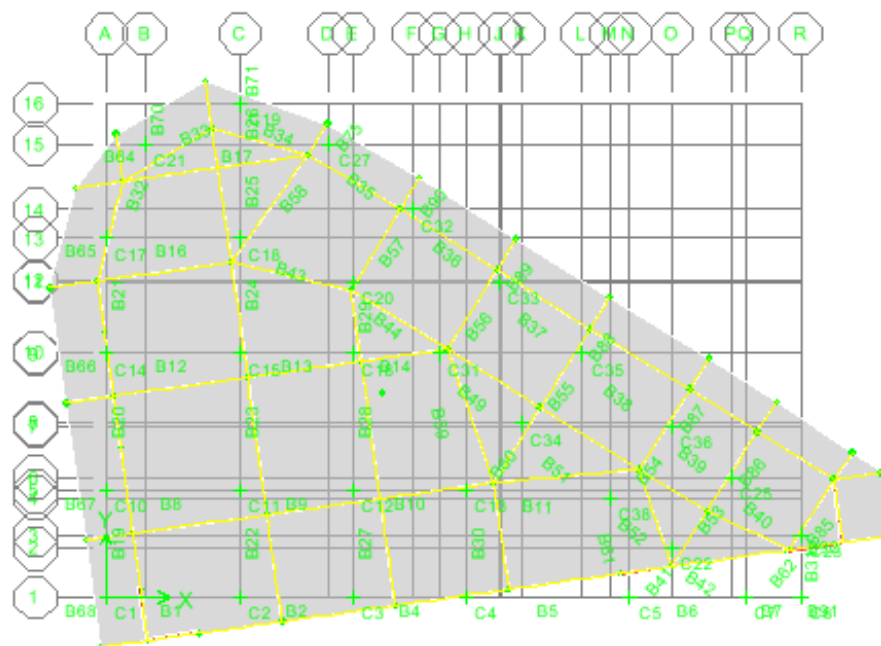


Figure IV.10: Vu en plan (torsion)

b) Vérification de la période de la structure

D'après les résultats obtenus, on a :

T_{dyn} : La période de calcul par ETABS (**T_{dyn} = 0,7528 sec**)

Selon le **RPA99/2003** les valeurs de **T_{dyn}** calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques :

$$T_e = 1,3 T_{RPA}$$

$$T_{RPA} = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

T_e : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques .

T_{RPA} : période fondamentale de la structure donnée par **RPA**.

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n)

C_T : coefficient en fonction de système de contreventement, de type de remplissage donné par **RPA (tableau 4 -6)**.

Dans notre cas de bâtiment :

$$C_T = 0,05$$

$$h_N = 33,74\text{m} \quad T_{RPA} = 0,699 \text{ s} \quad \Longrightarrow \quad T_e = 1,3 \times 0,699 = 0,9 \text{ s}$$

$$\text{On a :} \quad T_{\text{dyn}} = 0,7528 \text{ s} < T_e = 0,9087 \text{ s}$$

Donc : La condition de (*Art 4.2.4.4 du RPA99/ version2003*) est vérifiée.

c) Nombre de modes a considérer :

Pour le bloc B, Le nombre de modes à considérer est de **8 modes** avec une participation modale de **92,32%**.

IV. 2. L'étude sismique

Dans cette partie, nous allons chercher la méthode que nous devons appliquer pour calculer notre structure sous l'action sismique. En effet, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

➤ Pour notre bâtiment, on a une irrégularité en plan. Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour le calcul de l'action sismique. Cette dernière, d'après le RPA99/version2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Néanmoins, son utilisation doit obéir à certaines conditions imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/Version2003. En effet, l'une des vérifications préconisée par le **RPA99 / Version 2003 (art 4.3.6)** est relative à la résultante des forces sismiques. L'article 4.3.6 précise que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

Par conséquent, nous sommes appelées à déterminer l'effort tranchant que subit notre ouvrage sous excitation sismique par les deux premières méthodes de calcul citées dans le règlement parasismique algérien, à savoir : la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode de la statique équivalente.

IV.2.1. Méthode d'analyse modale spectrale

a. Principe

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 suit combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b. Spectre de réponse de calcul

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (**RPA 99. Tableau 4.1**)

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de **5%**) égale à :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement. Dans notre cas, nous avons pris $R=3,5$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité

Pour le calcul du spectre de réponse, nous avons utilisé le logiciel **Spectre 99/ V 2003**.

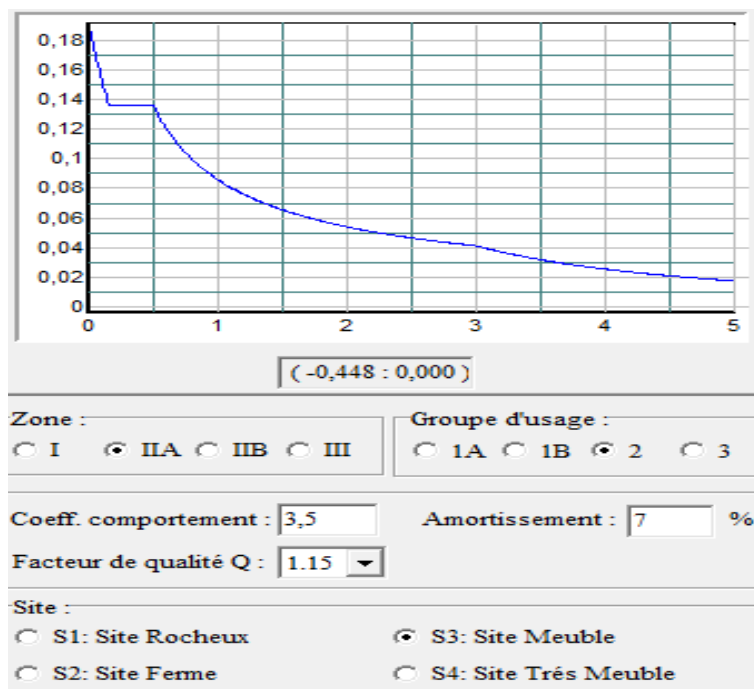


Figure IV.11: Spectre de réponse du bloc A

IV .2.2. Méthode statique équivalente

a)Principe :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à **65 m** en zone **II** à **30 m** en zone **III** et **Iib**.

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I Tous les groupes d'usages.

Zone II Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III

Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

IV .2.3 Application de la méthode dynamique modale spectrale

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximal à la base de la structure,

$$\text{Soit : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad \text{RPA99 (art 4, 2,3)}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

W : Poids totale de la structure en (kN).

IV.2.4 Détermination des paramètres du spectre de réponse du bloc A

1) **Q**: facteur de qualité qui donne par La formule empirique donnée par R P A 99 est la

$$\text{suivante: } Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec : P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère q.

Tableau IV.5 : facteur de qualité Q_y

Critère	Observé (oui ou non)	(P_q)
1. Condition minimale sur les files de contreventement	NON	0,05
2. Redondance en plan.	NON	0,05
3. Régularité en plan.	OUI	0

4. Régularité en élévation.	NON	0,05
5. Contrôle de la qualité de l'exécution.	OUI	0
6. Contrôle de la qualité des matériaux.	OUI	0

On aura donc : $Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0 + 0) = 1,15$

$$Q_y = 1,15$$

Tableau IV.6: facteur de qualité Q_x

Critère	Observé (oui ou non)	(Pq)
1. Condition minimale sur les files de contreventement	OUI	0
2. Redondance en plan.	OUI	0
3. Régularité en plan.	OUI	0
4. Régularité en élévation.	NON	0,05
5. Contrôle de la qualité de l'exécution.	OUI	0
6. Contrôle de la qualité des matériaux.	OUI	0

On aura donc $Q_x = 1 + (0 + 0 + 0 + 0,05 + 0 + 0) = 1,05$

NB : on prend le cas plus défavorable $Q = 1,15$

A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau (III-1) ci-dessous suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Tableau IV.7 : Coefficients d'accélération de zone A.

Groupe	ZONE I	ZONE II _a	ZONE II _b	ZONE III
1A	0,12	0,25	0,30	0,40
1B	0,10	0,20	0,25	0,30
2	0,08	0,15	0,20	0,25
3	0,05	0,10	0,14	0,18

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone IIA donc : **A= 0,15**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T . ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version 2003.

- $T_2(S_3) = 0,5$ sec

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$

$\xi(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ Est donné par le tableau (III.2) présenté ci-après.

Tableau IV.8 : coefficient d'amortissement critique

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend $\xi = 7 \%$.

D'où $\eta = 0,882 > 0,7$

IV.2.5 Etude de Bloc A

IV.2.5.1 L'effort tranchant a la base :

Les efforts tranchants à la base suivant les 2 directions sont donnés par l'ETABS :

$$V_{x_{dyn}} = 1427 \text{KN} \quad V_{y_{dyn}} = 1288,42 \text{KN}$$

IV.2.5.2 Estimation empirique de la période fondamentale

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules **4-6 et 4-7 du RPA99**.

$$\text{On donc : } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\} \quad \text{Avec :}$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N .

- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul considérée.

➤ Pour le sens transversal X.X

$$H_N = 33,74 \text{ m}, d_x = 22,8 \text{ m} \quad \text{avec } C_T = 0,05$$

$$T = \min (0,69\text{s}; 0,63\text{s}) \quad \text{Donc } T = 0,63\text{s}$$

$$T_2 \leq T = 0,63\text{s} \leq 3\text{s} \quad \Rightarrow \quad D_x = 2,5 \times 0,882 (0,5 / 0,63)^{2/3}$$

Donc : le facteur d'amplification dynamique moyen selon le sens X-X $D_x = 1,97$

➤ Pour le sens longitudinal Y.Y

$$H_N = 33,74, d_y = 11,50\text{m}$$

$$T = \min (0,69 \text{ s}, 0,89 \text{ s}) \quad \text{Donc } T = 0,69 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T = 0,69\text{s} \leq 3\text{s} \quad \Rightarrow \quad D_y = 2,5 \times 0,882 (0,5 / 0,69)^{2/3}$$

Donc : le facteur d'amplification dynamique moyen selon le sens Y-Y est $D_y = 1,77$

IV.2.5.3 Vérification de la participation des éléments résistants au contreventement

Pour un système de contreventement en voiles, les voiles doivent reprendre en plus de la charge sismique horizontale, plus de 20 % de la charge verticale. Cette vérification est résumée dans le tableau suivant.

Tableau IV.9: Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales

	Voile (KN)	Poteau (KN)	Voile %	Poteau %
charge	5027.9	14970,1	25,14	74,85

$$R : \text{coefficient de comportement global de la structure} \quad \Rightarrow \quad R = 3.5$$

W : poids de la structure

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,

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant $\beta = 0,20$

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0,2W_Q$

Poids total: $W = 15575,53 \text{ KN}$

Tableau IV.10: Résumé des résultats pour le bloc A

Paramètres	Résultats
A	0,15
$D_x - D_y$	1,97 - 1,77
Q	1,15
R	3.5
W	15575,53 KN

Donc :

$V_{x \text{ stat}}(\text{KN})$	$V_{y \text{ stat}}(\text{KN})$
1578,04	1417,81

IV.2.5.4 Vérification des exigences de RPA99/2003

- **Résolution des forces sismiques de calcul : (RPA99/version2003 (art 4.3.6))**

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/V2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

Tableau IV.11: vérification de la résultante des forces sismiques a la base

	$V_{\text{statique}}(\text{KN})$	$V_{\text{Dynamique}}(\text{KN})$	$0.8\% V_{\text{stat}}$	$0.8 V_{\text{stat}} < V_{\text{dyn}}$
Sens X-X	1578,04	1427	1262,43	C.V
Sens y-y	1417,8	1288,42	1134,24	C.V

• **Conclusion**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$$\longrightarrow V_{dyn} > 0.8 V_{stat} \dots\dots\dots C. V$$

IV.2.5.5 Vérification des déplacements latéraux inter – étage

L'une des vérifications préconisées par le (*RPA99version 2003*), concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (*5.10 du RPA99version2003*),

l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\delta_x^k \leq \bar{\Delta}$ et $\delta_y^k \leq \bar{\Delta}$

Avec: $\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k \text{ et } \delta_y^k = R \delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \text{ et } \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

$\Delta_{ex}^k, \Delta_{ey}^k$: Correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$ dans les sens x et y.

$$\left. \begin{aligned} \delta_x^k &= R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k &= R \delta_{ey}^k \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{: Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure} \\ \text{(Art.4-19. RPA 2003)} \end{array}$$

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (y compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

R : Est le coefficient de comportement.

➤ **Sens longitudinale**

Tableau IV.12: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens x-x

Sens X-X'							
Niveau	δ_e^k (cm)	R	δ^K (cm)	δ^{k-1} (cm)	Δ^k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Observation
STORY11	1,7667	3,5	6,18345	5,4183	0,7651	2,68	C.V
STORY10	1,5481	3,5	5,41835	4,9917	0,4266	2,68	C.V

STORY9	1,4262	3,5	4,9917	4,641	0,3507	2,68	C.V
STORY8	1,326	3,5	4,641	4,2791	0,3619	2,68	C.V
STORY7	1,2226	3,5	4,2791	4,0372	0,2418	2,68	C.V
STORY6	1,1535	3,5	4,03725	3,7513	0,2859	2,68	C.V
STORY5	1,0718	3,5	3,7513	3;3589	0,3923	2,68	C.V
STORY4	0,9597	3,5	3,35895	3,04185	0,3171	3,00	C.V
STORY3	0,8691	3,5	3,04185	2,4346	0,6072	3,00	C.V
STORY2	0,6956	3,5	2,4346	0;9065	1,5281	3,65	C.V
STORY1	0,259	3,5	0,9065	0	0,9065	3,00	C.V

➤ **Sens transversale**

Tableau IV.13: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens y- y

Sens Y-Y							
Niveau	δ_e^k (cm)	R	δ^K (cm)	δ^{k-1} (cm)	Δ^k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
STORY11	1,7409	3,5	6,09315	5,166	0,9271	2,68	C.V
STORY10	1,476	3,5	5,166	4,79045	0,3755	2,68	C.V
STORY9	1,3687	3,5	4,79045	4,4828	0,3076	2,68	C.V
STORY8	1,2808	3,5	4,4828	4,12405	0,3587	2,68	C.V
STORY7	1,1783	3,5	4,12405	3,96935	0,1545	2,68	C.V
STORY6	1,1341	3,5	3,96935	3,7632	0,2061	2,68	C.V
STORY5	1,0752	3,5	3,7632	3,37925	0,3839	2,68	C.V
STORY4	0,9655	3,5	3,37925	3,1073	0,2719	3,00	C.V
STORY3	0,8878	3,5	3,1073	2,54555	0,5617	3,00	C.V
STORY2	0,7273	3,5	2,54555	0,9471	0,5984	3,65	C.V
STORY1	0,2706	3,5	0,9471	0	0,9471	3,00	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.2.5.6 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (RPA 99/V 2003. Art5-9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante 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)

$$\text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

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 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 :

➤ Sens longitudinal

Tableau IV.14: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens x-x

Niveau	P_k (KN)	Δkx (cm)	hk (cm)	V_{kx}	θ_{kx}	< 0.1
Story11	1352,50078	0,7651	268	238,18	0,01621122	C.V
Story10	1392,47358	0,4266	268	448,4	0,00494319	C.V
Story9	1392,47358	0,3507	268	632,67	0,00288012	C.V
Story8	1396,04344	0,3619	268	797,7	0,00236327	C.V
Story7	1400,35886	0,2418	268	944,5	0,0013377	C.V
Story6	1400,35886	0,2859	268	1073,39	0,00139175	C.V

Story5	1400,35886	0,3923	268	1185,39	0,00172927	C.V
Story4	1443,23445	0,3171	300	1281,71	0,00119021	C.V
Story3	1558,90023	0,6072	300	1361,46	0,00231752	C.V
Story2	1451,622	1,5281	365	1411,66	0,00430509	C.V
Story1	1387,2321	0,9065	300	1427,01	0,00293744	C.V

➤ **Sens transversal**

Tableau IV.15: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens y-y

Niveau	P_k (KN)	Δky (cm)	hk(cm)	V_{ky}	θ_{ky}	< 0.1
Story11	1352,50078	0,9271	268	222,87	0,02099315	C.V
Story10	1392,47358	0,3755	268	414,54	0,00470647	C.V
Story9	1392,47358	0,3076	268	580,1	0,00275509	C.V
Story8	1396,04344	0,3587	268	727,39	0,00256879	C.V
Story7	1400,35886	0,1545	268	857,56	0,00094139	C.V
Story6	1400,35886	0,2061	268	971,69	0,00110829	C.V
Story5	1400,35886	0,3839	268	1071,36	0,00187235	C.V
Story4	1443,23445	0,2719	300	1157,43	0,00113013	C.V
Story3	1558,90023	0,5617	300	1229,05	0,00237483	C.V
Story2	1451,622	0,5984	365	1274,64	0,00186709	C.V
Story1	1387,2321	0,9471	300	1288,42	0,00339912	C.V

• **Commentaire**

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.2.5.7 Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

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.

- Le moment de renversement, M_r , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité, M_s , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$).

Avec :

$$\begin{cases} M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \\ M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \end{cases}$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

M_s : moment stabilisant qui tient compte

du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau i .

W_i : poids de niveau i .

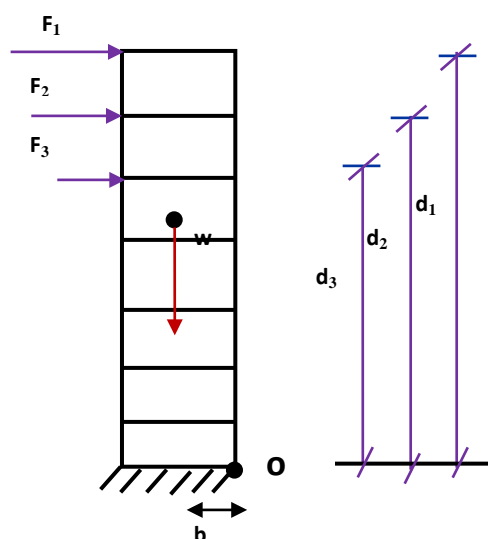


Figure IV.12: distribution des forces sismiques

a)moment de renversement

➤ **Sens X-X :**

Tableau IV.16: moment de renversement pour chaque étage dans le sens x-x

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi) KN.m
Story11	359,18	31,41	11281,8438
Story10	415,4	28,73	11934,442
Story9	541,67	26,05	14110,5035
Story8	612,7	23,37	14318,799
Story7	693,5	20,69	14348,515
Story6	780,39	18,01	14054,8239
Story5	831,39	15,33	12745,2087
Story4	907,71	12,65	11482,5315

Story3	989,46	9,65	9548,289
Story2	1198,66	6,65	7971,089
Story1	1227,01	3,00	3681,03
somme	/	/	125477,075

➤ Sens YY'

Tableau IV.17: moment de renversement pour chaque étage dans le sens y-y

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi) KN.m
Story11	80,87	31,41	7000,3467
Story10	96,54	28,73	11909,7342
Story9	113,1	26,05	15111,605
Story8	232,39	23,37	16999,1043
Story7	317,56	20,69	17742,9164
Story6	406,69	18,01	17500,1369
Story5	482,36	15,33	16423,9488
Story4	574,43	12,65	14641,4895
Story3	698,05	9,65	11860,3325
Story2	816,64	6,65	8476,356
Story1	923,42	3,00	3865,26
somme			141531,23

b) Calcul du centre de gravité de la structure

Tableau IV.18 : coordonnées de centre de gravité de la structure

Etage	XCM(m)	YCM(m)	X _G (m)	Y _G (m)
Story11	10,819	5,536	10,0910	5,5777
Story10	10,829	5,541		
Story9	10,829	5,541		
Story8	10,83	5,541		
Story7	10,831	5,542		
Story6	10,831	5,542		
Story5	10,831	5,542		
Story4	10,551	5,64		
Story3	10,624	5,641		

Story2	11,522	5,644		
Story1	11,52	5,645		
somme	120,017	61,355		

c) moment stabilisateur

On a :

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G = 22,80 - 10,0910 = 12,70\text{m} \\ b_y = L_y - Y_G = 11,50 - 5,5777 = 5,92\text{m} \end{cases}$$

Tableau IV.19: moment stabilisateur

	W(KN)	b(m)	Ms(KN.m)
Sens X-X	15575,53	12,70	197809,231
sensY-Y	15575,53	5,92	92207,1376

d)Verification au renversement

Tableau IV.20: vérification au renversement

	Ms	Mr	Ms/Mr	observation
Sens X-X	197809,231	125477,075	1,57	C.V
sensY-Y	92207,137	57183,9503	1,62	C.V

• **Commentaire**

- Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L'ouvrage est donc stable au renversement (**Ms > 1,5 Mr**). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

e)Vérification des sollicitations normales : (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.

On fait la vérification pour le poteau le plus sollicité, les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.21 : vérification de l'effort normal pour les poteaux

Etage	Poteau	Section	N (KN)	v	Observation
s-sol	C22	50 x50	1023,16	0,163	≤ 0.3 C.V
Rdc	C22	50x50	909,87	0,145	≤ 0.3 C.V
1	C22	50x50	779,68	0,124	≤ 0.3 C.V
2	C22	50x50	653,59	0,104	≤ 0.3 C.V
3	C22	45x45	565,96	0,111	≤ 0.3 C.V
4	C22	45x45	480,68	0,094	≤ 0.3 C.V
5	C22	45x45	397,76	0,078	≤ 0.3 C.V
6	C22	45x45	316,88	0,062	≤ 0.3 C.V
7	C22	40x40	236,47	0,059	≤ 0.3 C.V
8	C22	40x40	156,07	0,039	≤ 0.3 C.V
9	C22	40x40	78,32	0,019	≤ 0.3 C.V

- **Commentaire**

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

IV.2.6. Etude de bloc B

IV.2.6.1 L'effort tranchant a la base

Les efforts tranchants à la base suivant les 2 directions sont donnés par l'ETABS :

$$V_{x_{dyn}} = 1417,55 \text{ KN}$$

$$V_{y_{dyn}} = 1505,62 \text{ KN}$$

IV.2.6.2 Estimation empirique de la période fondamentale

➤ Pour le sens transversal X-X :

$H_N = 33,74 \text{ m}$, $d_x = 20,80 \text{ m}$ avec $C_T = 0,05$

$T = \min(0,69 \text{ s}; 0,66 \text{ s})$ donc $T = 0,66 \text{ s}$

On a : $T_2 = 0,5 \text{ s}$ (tableau 4.7 du RPA99/version 2003).

$T_2 \leq T = 0,66 \text{ s} \leq 3 \text{ s} \implies D_x = 2,5 \times 0,882 (0,5 / 0,66)^{2/3}$

Donc : le facteur d'amplification dynamique moyen selon le sens X-X est : $D_x = 1,83$

➤ Pour le sens longitudinal Y-Y :

$H_N = 33,74 \text{ m}$, $d_x = 14,85 \text{ m}$ avec $C_T = 0,05$

$T = \min(0,69 \text{ s}; 0,78 \text{ s})$ donc $T = 0,69 \text{ s}$

On a : $T_2 = 0,5 \text{ s}$ (tableau 4.7 du RPA99/version 2003).

$T_2 \leq T = 0,69 \text{ s} \leq 3 \text{ s} \implies D_x = 2,5 \times 0,882 (0,5 / 0,69)^{2/3}$

Donc : le facteur d'amplification dynamique moyen selon le sens Y-Y est : $D_y = 1,78$.

IV.2.6.3 Vérification de la participation des éléments résistants au contreventement

Tableau IV.22: Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales

	Voile (KN)	Poteau (KN)	Voile %	Poteau %
charge	7548,97	14901,5	33,63	66,37

➤ La force sismique a la base : On appliquant l'équation :

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

Avec : $W = 17562,7665 \text{ KN}$: poids total de la structure B.

Tableau IV.23: Résumé des résultats pour le bloc B

Paramètres	Résultats
A	0,15
$D_x ; D_y$	1,83; 1,78
Q	1,2
R	3,5
W	17562,7665KN

IV.2.6.4 Vérification des exigences de RPA99/2003

$V_{x\text{ stat}}(\text{KN})$	$V_{y\text{ stat}}(\text{KN})$
1652,90	1607,74

➤ **Résolution des forces sismiques de calcul : (RPA99/version2003 (art 4.3.6)**

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.24: vérification de la résultante des forces sismiques a la base

	$V_{\text{statique}}(\text{KN})$	$V_{\text{Dynamique}}(\text{KN})$	$0,8V_{\text{stat}}(\text{KN})$	$0,8 V_{\text{stat}} < V_{\text{dyn}}$
Sens X-X	1652,90	1417,55	1322,32	C.V
Sens y-y	1607,74	1505,62	1286,19	C.V

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure de **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$V_{\text{dyn}} > 0,8 V_{\text{stat}}$ donc la condition est vérifiée.

IV.2.6.5 Vérification des déplacements latéraux inter – étage

➤ **Sens longitudinale**

Tableau IV.25: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens x-x

Sens X-X							
story	δ_{ex}^k (cm)	R	δ^K (cm)	δ^{k-1} (cm)	Δ^k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Observation
Story 11	2,1323	3,5	7,46305	6,49495	0,9681	2,68	C.V
Story 10	1,8557	3,5	6,49495	6,048	0,44695	2,68	C.V
Story 9	1,728	3,5	6,048	5,6385	0,4095	2,68	C.V
Story 8	1,611	3,5	5,6385	5,4054	0,2331	2,68	C.V
story 7	1,5444	3,5	5,4054	5,0211	0,3843	2,68	C.V
Story 6	1,4346	3,5	5,0211	4,704	0,3171	2,68	C.V
Story 5	1,344	3,5	4,704	4,3099	0,3941	2,689	C.V
Story 4	1,2314	3,5	4,3099	3,63125	0,67865	3,00	C.V

Story 3	1,0375	3,5	3,63125	3,1612	0,47005	3,00	C.V
Story 2	0,9032	3,5	3,1612	1,45565	1,70555	3,65	C.V
Story 1	0,4159	3,5	1,45565	0	1,45565	3,00	C.V

➤ **Sens transversal :**

Tableau IV.26: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens y-y

Sens YY							
story	δ_e^k (cm)	R	δ^K (cm)	δ^{k-1} (cm)	Δ^k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Observation
Story 11	2,2333	3,5	7,81655	6,81555	1,001	2,68	C.V
Story 10	1,9473	3,5	6,81555	6,0935	0,72205	2,68	C.V
Story 9	1,741	3,5	6,0935	5,495	0,5985	2,68	C.V
Story 8	1,57	3,5	5,495	4,97945	0,51555	2,68	C.V
story 7	1,4227	3,5	4,97945	4,53985	0,4396	2,68	C.V
Story 6	1,2971	3,5	4,53985	4,0446	0,49525	2,68	C.V
Story 5	1,1556	3,5	4,0446	3,52905	0,51555	2,689	C.V
Story 4	1,0083	3,5	3,52905	3,0842	0,44485	3,00	C.V
Story 3	0,8812	3,5	3,0842	2,65755	0,42665	3,00	C.V
Story 2	0,7593	3,5	2,65755	1,05455	1,603	3,65	C.V
Story 1	0,3013	3,5	1,05455	0	1,05455	3,00	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.2.6.6 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (RPA 99/V 2003. Art5-9)

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal :

Tableau IV.27: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens x-x

Etage	P_k (KN)	Δkx (cm)	hk(cm)	Vkx	θkx	< 0,1
Story 11	1538,42382	0,9681	268	231,51	0,02400444	C.V
Story 10	1571,10682	0,44695	268	434,81	0,00602602	C.V
Story 9	1571,10682	0,4095	268	617,96	0,00388476	C.V
Story 8	1574,75025	0,2331	268	782,39	0,00175064	C.V
story 7	1579,3737	0,3843	268	929,21	0,00243729	C.V
Story 6	1579,3737	0,3171	268	1059,22	0,00176425	C.V
Story 5	1579,3737	0,3941	268	1172,2	0,00198132	C.V
Story 4	1587,35414	0,67865	300	1268,48	0,00283084	C.V
Story 3	1635,59874	0,47005	300	1345,07	0,00190526	C.V
Story 2	1643,68904	1,70555	365	1398,26	0,00549292	C.V
Story 1	1702,61575	1,45565	300	1417,55	0,00582793	C.V

➤ Sens transversal

Tableau IV.28: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens y-y

Etage	P_k (KN)	Δky (cm)	hk(cm)	Vky(KN)	Θky	< 0,1
Story 11	1538,42382	1,001	268	276,44	0,02078617	C.V
Story 10	1571,10682	0,72205	268	507,47	0,00834119	C.V
Story 9	1571,10682	0,5985	268	703,47	0,00498758	C.V
Story 8	1574,75025	0,51555	268	876,14	0,0034576	C.V
story 7	1579,3737	0,4396	268	1027,27	0,00284112	C.V
Story 6	1579,3737	0,49525	268	1158,23	0,00251988	C.V
Story 5	1579,3737	0,51555	268	1271,1	0,00239024	C.V
Story 4	1587,35414	0,44485	300	1364,79	0,00172465	C.V
Story 3	1635,59874	0,42665	300	1437,77	0,00161785	C.V
Story 2	1643,68904	1,603	365	1488,02	0,00485123	C.V
Story 1	1702,61575	1,05455	300	1505,62	0,00397509	C.V

- **Commentaire**

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.2.6.7 Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

a) Moment de renversement

➤ Sens X-X :

Tableau IV.29:moment de renversement pour chaque étage dans le sens x-x

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi) KN.m
Story 11	231,51	31,41	7271,73
Story 10	434,81	28,73	12492,09
Story 9	517,96	26,05	13492,858
Story 8	782,39	23,37	18284,45
story 7	929,21	20,69	19225,35
Story 6	1008,22	18,01	18158,04
Story 5	1172,2	15,33	17969,82
Story 4	1206,48	12,65	15261,97
Story 3	1297,07	9,65	12516,72
Story 2	1398,26	6,65	9298,43
Story 1	1417,55	3,00	4252,65
somme	/	/	148224,108

➤ Sens Y-Y :

Tableau IV.30 : moment de renversement pour chaque étage dans le sens y-y

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi) KN.m
Story 11	103,44	31,41	3249,0504
Story 10	168,47	28,73	4840,1431
Story 9	215,46	26,05	5612,733
Story 8	326,14	23,37	7621,8918
story 7	397,27	20,69	8219,5163
Story 6	461,23	18,01	8306,7523
Story 5	612,1	15,33	9383,493
Story 4	808,79	12,65	10231,1935
Story 3	1065,77	9,65	10284,6805
Story 2	1178,58	6,65	7837,557
Story 1	1291,62	3,00	3874,86
somme			79461,8709

b) Calcul du centre de gravité de la structure

Tableau IV.31 : coordonnées de centre de gravité de la structure

Etage	XCM(m)	YCM(m)	X_G(m)	Y_G(m)
Story11	7,773	6,222	7,8026	6,1829
Story10	7,793	6,194		
Story9	7,793	6,194		
Story8	7,796	6,191		
Story7	7,8	6,189		
Story6	7,8	6,189		
Story5	7,8	6,189		
Story4	7,807	6,184		
Story3	7,817	6,164		
Story2	7,823	6,158		
Story1	7,827	6,138		
Somme	85,829	68,012		

c) **moment stabilisateur** : On a :
$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G = 20,80 - 7,8026 = 12,99\text{m} \\ b_y = L_y - Y_G = 14,85 - 6,1829 = 8,66\text{m} \end{cases}$$

Tableau IV.32 : moment stabilisateur

	W(KN)	b(m)	Ms(KN.m)
Sens X-X	17562,7665	12,99	228140,337
sensY-Y	17562,7665	8,66	152093,558

d) Vérification au renversement**Tableau IV.33 : Vérification au renversement**

	Ms	Mr	Ms/Mr	observation
Sens X-X	228140,337	148224,108	1,54	C.V
sensY-Y	152093,558	79461,8709	1,91	C.V

e) Vérification des sollicitations normales : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

On fait la vérification pour le poteau le plus sollicité :

Tableau IV.34 : Vérification de l'effort normal des poteaux

Etage	Poteau	Section	N (KN)	v	Observation
s.sol	C18	50 x50	925,99	0,148	≤ 0,3 C.V
Rdc	C18	50x50	800,28	0,128	≤ 0,3 C.V
1	C18	50x50	699,24	0,111	≤ 0,3 C.V
2	C18	50x50	601,07	0,096	≤ 0,3 C.V
3	C18	45x45	518,96	0,102	≤ 0,3 C.V
4	C18	45x45	439,68	0,086	≤ 0,3 C.V
5	C18	45x45	362,27	0,071	≤ 0,3 C.V
6	C18	45x45	286,28	0,056	≤ 0,3 C.V
7	C18	40x40	211,45	0,052	≤ 0,3 C.V
8	C18	40 x 40	138,27	0,034	≤ 0,3 C.V
9	C18	40 x 40	65,72	0,016	≤ 0,3 C.V

- **Commentaire**

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

IV.3 dimensionnement du joint sismique

Le règlement parasismique algérien préconise que tout bâtiment ayant une longueur importante qui dépasse les 25m doit comporter un joint sismique.

La disposition des joints sismiques peut coïncider avec les joints de dilatation ou de rupture, ils doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement. Les joints doivent être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger.

Ils sont disposés de façon :

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes.
- A séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométrie et /ou de rigidités et de masses inégales et simplifier les formes complexes en plan des bâtiments.

IV.3.1.justification de la largeur du joint sismique

Notre bâtiment a un longueur de 26,60 m selon le sens transversal.

Selon le **RPA 99/2003 (art 5.8)** deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

Avec : δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Pour notre structure on a les déplacements maximaux au niveau du sommet (9^{ème} étage) :

$$\text{Bloc A : } \delta_1 = 1,74 \text{ cm}$$

$$\text{Bloc B : } \delta_2 = 2,23 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = 15 + (1,74 + 2,23) = 54,7\text{mm} \geq 40 \text{ mm.}$$

Donc pour plus de sécurité on adoptera un joint sismique de **15 cm**.

IV.4 Conclusion

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées, donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée pour les deux blocs après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

CHAPITRE V

Calcul des éléments structuraux

V.1 Introduction

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ses éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul du ferrailage sont imposées par le **BAEL91**, et le **RPA99 V 2003** de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

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 les quelles les actions avaient leurs valeurs.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- _ Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux plans.

- _ Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un plan.

- _ Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul plan.

V.2 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 que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

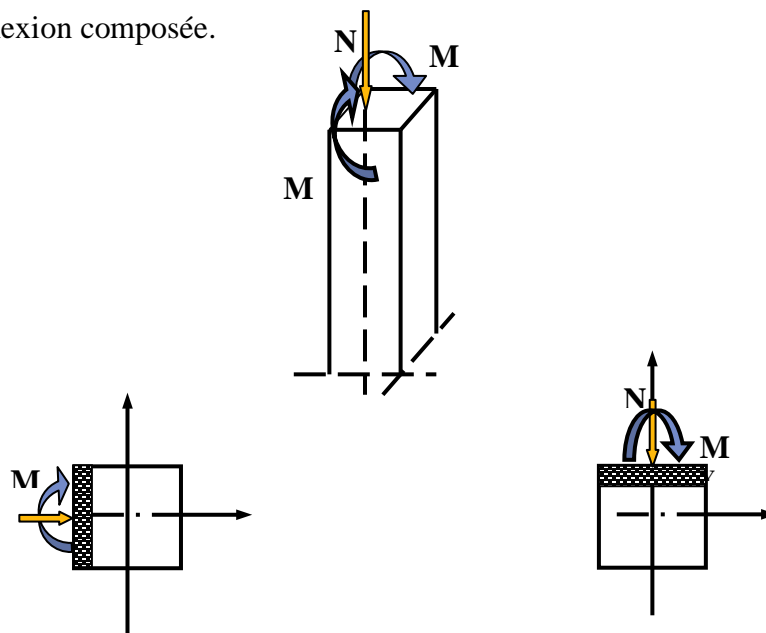


Figure V.1:représentation des sollicitations dans un poteau

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

• **Constraints Caractéristiques des matériaux**

Tableau V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

• **les combinaisons d'action :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Selon BAEL 91** (situation durable)

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

ELS $G + Q$

➤ **Selon RPA 99** (situation accidentelle)

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

V.2.1 Ferrailage longitudinale

Le ferrailage des poteaux sera le même pour les deux blocs A et B

• **Recommandations de l'RPA99/V2003 :**

✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.

✓ Leur pourcentage minimal est : $0,8\%$ zone *IIa*.

✓ Leur pourcentage maximal :

$$\begin{cases} 4\% b.h \dots\dots\dots \text{zone courante.} \\ 6\% b.h \dots\dots\dots \text{zone recouvrement.} \end{cases}$$

✓ Le diamètre minimum des armatures longitudinales est : 12mm.

✓ La longueur minimale des recouvrements : $40\phi_l$

- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) .
- ✓ La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la fig. ci-dessus

$$h' = \text{Max} (h/6, b1, h1, 60\text{cm}).$$

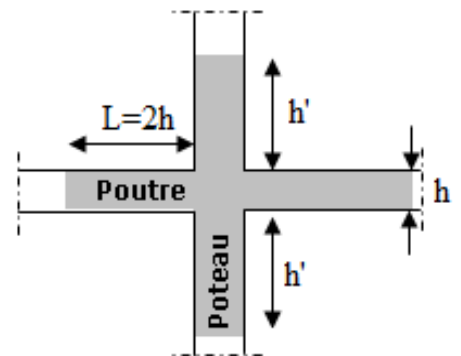


Figure V.2. : zone nodale

• **Recommandations du «BAEL99/V2003» :**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max \left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton=b× h. (b = h = côtes du poteau, d = h-c).

✓ **Ferrailage minimum d'après le CBA93 :**

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$$

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suit :

Zone 1 : S-Sol ; RDC ; 1er et 2^{ème} étage: poteaux (50 x50).

Zone 2 : 3^{ème} ; 4^{ème} ; 5^{ème} et 6^{ème} étage : poteaux (45x45).

Zone 3 : 7^{ème} ; 8^{ème} et 9^{ème} étage : Poteaux (40x40)

Tableau V.2: Ferrailage maximale et minimale

Niveau	Section	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement

Zone 1	50x50	5,00	125	2,86	20	100	150
Zone 2	45x45	4,05	101,25	2,30	16,2	81	121,5
Zone 3	40x40	4,00	80	1,81	12,8	64	96

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci après :

- N_{max} et M correspondant.
- N_{min} et M correspondant.
- M_{max} et N correspondant.

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable :

Tableau V.3: Les sollicitations obtenues par ETABS

Niveau		N_{min}	N_{max}	M_{max}
	Combinaison	G+Q+E_x	ELU	G+Q+E_y
		MAX		MAX
Zone1 (50x50)	N(KN)	-1421,97	799,48	-251,65
	M_{corr} (KN.m)	1,89	43,98	116,30
Zone 2 45X45	Combinaison	08G+EX	ELU	G+Q+EY
		MAX		MAX
	N (KN)	-783,71	31,37	-251,53
	M_{corr} (KN.m)	7,08	11,03	90,73
Zone 3 40X40	Combinaison	08G+EX	ELU	G+Q+EY
		MAX		MAX
	N(KN)	-338,62	67,69	-73,82
	M_{corr} (KN.m)	8,22	8,73	57,32

V.2.1.1 Exemple de calcul

✓ **Combinaison fondamentale (situation durable) a l'ELU**

Soit un poteau de Zone1 (50x50) cm² :

- $N_{max}=799,48KN.$
- $M_{corr} = 43,98KN.m.$

$b = 50cm ; h = 50 cm ; d = 47,5cm ;$

$c = 2,5 cm ; \sigma_{sc} = 348 MPa$

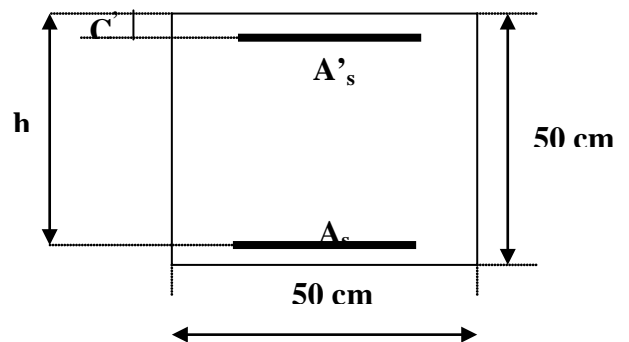


Figure V.3: Représentation schématique du Poteau (50x50)

✓ **Calcul de l'excentricité**

$$e_1 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{43,98}{799,48} = 5,50 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{h}{2} - \dot{c} = \frac{50}{2} - 2,5 = 22,5 \text{ cm}, e_1 < e_2 \rightarrow N \text{ est appliqué entre les armatures,}$$

✓ **Vérifications des conditions**

$$N(d - c') - M_1 \leq (0,337 - 0,81 c'/h) b \cdot h \cdot \sigma_b$$

Si la condition est vérifiée on va calculer en flexion simple car en flexion composée

$$\text{Nous avons : } A' = A_1$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

Avec : A_1 : sections d'armature en flexion simple

$$M_1 = N(e_1 + h/2 - c) = 799,48 \times (0,055 + 0,225) = 223,85 \text{ KN.m}$$

$$N(d - c') - M_1 = 799,48(0,475 - 0,025) - 223,85 = 135,91 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$(0,337 - 0,81 c'/h) b \cdot h \cdot \sigma_b = (0,337 - 0,81 \times 0,025 / 0,50) 0,50 \times 0,50 \times 14,2 \times 10^3 = 1052,57 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

(1) < (2) → Section partiellement comprimée.

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment $M_A = 223,85 \text{ kN.m}$ puis sera ramené en flexion composée.

➤ **En flexion simple**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{223,85 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,475^2 \times 14,2} = 0,139$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,34$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050)10^{-4} = 0,278$$

$$\mu_{lu} = 0,278$$

$$\text{On a : } \mu_{lu} \geq \mu_{bu} \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,139 < 0,278 \quad \text{méthode simplifiée}$$

$$z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,435$$

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

$$A_u = M_{ua} / z_b \sigma_s = 223,85 \times 10^3 / 0,435 \times 348 \dots \dots \dots A_u = 14,78 \text{ cm}^2$$

➤ **En flexion composé**

$$A' = A_1 = 0$$

$$A = A - \frac{N}{f_{ed}} = 14,78 - \frac{799,48 \times 10^3}{100 \times 348} = -8,19 \text{ cm}^2$$

$$A_u = -8,19 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_u = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures finales**

$$A_f = \max (A_{\text{calculée}}; A_{\text{BAEL}}; A_{\text{RPA}}; A_{\text{CBA}})$$

$$A_f = \max (0; 5,00; 20,00; 2,86) = 20,00 \text{ cm}^2$$

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL** (section rectangulaire).

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Ferrailage longitudinal

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RP} (cm ²)	Choix des barres
(s-sol+RDC+1 ^{er} +2 ^è ^{me}) étage	N _{max} =799,48	M _{cor} = 43,98	50x50	0	2,86	20	12T16
	N _{min} = -1421,97	M _{cor} = 1,89		20,56			
	N _{cor} = -251,65	M _{max} = 116,30		10,92			
(3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème}) étage	N _{max} =31,37	M _{cor} = 11,03	45x45	0	2,30	16,2	12T14
	N _{min} = -783,71	M _{cor} = 7,08		2,14			
	N _{cor} = -251,53	M _{max} =90,73		4,36			
(+7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème}) étage	N _{max} =67,69	M _{cor} = 8,73	40x40	0	1,81	12,8	12T12
	N _{min} = -338,62	M _{cor} = 8,22		7,97			
	N _{cor} = -73,82	M _{max} =57,32		4,5			

V.2.1.2 Choix des armatures des poteaux

Tableau V.5: choix des armatures longitudinales

Niveau	Section	A _{S(cal)} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix des armateurs	A _{adop} (cm ²)
(ssol+RDC+1 ^{er} +2 ^{ème}) étages	(50x50)	20,56	2,86	20,00	12T16	24,13
(3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème}) étage	(45x45)	4,36	2,30	16,20	12T14	18,47
(+7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème}) étage	(40 x40)	7,97	1,81	12,80	12T12	13,57

V.2.2 Ferrailage transversal

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \implies \lambda_g \text{ (L'élancement géométrique du poteau)} = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

✓ Espacement des armatures transversales :(Art7.4.2.2.RPA99/V2003)

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $St \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15\text{cm}) \dots\dots\dots$ en zone IIa
- Dans la zone courante : $St' \leq 15\phi_1 \dots\dots\dots$ en zone IIa

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

- **8 cm** en zone nodale et **12 cm** en zone courante.

La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ 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 $10 \phi_t = 8\text{cm}$

• Vérification du poteau à l'effort tranchant

On prend l'effort tranchant maximal et on le généralise pour tous les poteaux.

$$V_{u \max} = 24,33 \text{ KN}$$

• Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24,33 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,50} = 0,097 \text{ MPa.}$$

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

• Exemple de calcul

✓ Zone courante :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 3}{0,5} = 4,2 < 5 \quad 3 < 4,2 < 5 \quad \Longrightarrow \quad \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{0,12 \times 3,75 \times 24,33 \times 10^{-3}}{0,5 \times 400} = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad 4\text{HA8}$$

La quantité minimale des armatures transversales est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0,3\% \text{ (RPA99/2003)} \quad \Longrightarrow \quad \frac{2,01}{12 \times 50} = 0,335\% > 0,30\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ Zone nodale :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 3}{0,5} = 4,2 < 5 \quad 3 < 4,2 < 5 \quad \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{0,08 \times 3,75 \times 24,33 \times 10^{-3}}{0,5 \times 400} = 0,36 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad 4\text{HA8}$$

La quantité d'armatures transversales minimale est : $\frac{2,01}{8 \times 50} = 0,502\% > 0,30 \dots\dots \text{vérifiée}$

$$\frac{A_t}{t.b} > 0,3\% \text{ (RPA99/2003)} \quad \Longrightarrow \quad \frac{2,01}{8 \times 50} = 0,502\% > 0,30 \dots\dots \text{vérifiée}$$

Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

➤ Zone courante

Tableau V.6 : armatures transversal (zone courante)

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 (MPa)	Choix	A _{ado} (cm ²)	% cal	% min
50x50	24,33	12	0,54	4,2	3,75	0,097	4HA8	2,01	0,335	0,30
45x45	25,35	12	0,63	4,16	3,75	0,125	4HA8	2,01	0,372	0,30
40x40	29,98	12	0,84	4,69	3,75	0,187	4HA8	2,01	0,418	0,30

➤ Zone nodale

Tableau V.7: Armature transversale (Zone nodale)

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 MPA	Choix	A _{ado} (cm ²)	% cal	% Min
50x50	24,33	8	0,36	4,20	3,75	0,502	4HA8	2,01	0,502	0,30
45x45	25,35	8	0,42	4,16	3,75	0,558	4HA8	2,01	0,558	0,30
40x40	29,98	8	0,56	4,2	3,75	0,628	4HA8	2,01	0,628	0,30

V.2.3 Vérification

a) Vérification des contraintes dans le beton

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

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

- Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec } : I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau V.8 : Vérification des contraintes

Zone	M _{ser} (kn.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (Mpa/m)	σ _{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
1	1,35	24,13	329889,59	19,29	3,76	0,725	15	Vérifiée
2	5,10	18,47	226695,86	17,00	2,24	0,380	15	Vérifiée
3	6,91	13,57	134702,04	14,71	5,12	0,750	15	Vérifiée

b) Contraintes tangentielles: (Art7.4.3.2.RPA99/2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots \text{si} \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots \text{si} \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g (\text{L'élanement géométrique du poteau}) = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Vérification des contraintes de cisaillement

Poteaux	L _f (m)	λ _g	ρ _d	V (KN)	τ _u (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
50x50	2,1	4,2	0,04	24,33	0,108	1	Vérifier
45x45	1,87	4,16	0,04	25,35	0,139	1	Vérifier
40x40	1,87	4,69	0,04	29,98	0,208	1	Vérifier

a) Vérification au flambement

Nous considérons le poteau le plus sollicité pour la vérification au flambement :

$$N_{\max} = 799,48 \text{ KN.}$$

$$L_f = 0,7 l_0 = 2,1 \text{ m}$$

$$I_{XX} = I_{YY} = 0,0052 \text{ m}^4$$

$$B = 0,25 \text{ m}^2$$

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{l_f}{i} ; \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0,0052}{0,25}} = 0,144 \text{ m}$$

$$i_{xx} = i_{yy} = 0,144 \longrightarrow \lambda_{xx} = \lambda_{yy} = 14,58$$

$$\Delta = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,20(\lambda/35)^2} \dots\dots\dots si \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots\dots\dots si 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$0 < \lambda < 50 \quad \Rightarrow \quad \Delta = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$$

On vérifie que ;

$$Br \geq \frac{N_{max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)} = \frac{799,48}{0,82 \left(\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right)} = 44,32 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$Br = [(50 - 2,5)(50 - 2,5)] = 2256,25 \text{ cm}^2 \geq 44,32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

b) Vérification de l'effort normal ultime

D'après **CBA93 (Art.8.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{ultim} = \Delta \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- Δ : Coefficient en fonction de l'élanement λ.
- B_r : section réduite du béton.
- A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

• **Calcul de N_{ultim} :**

$$N_{ul} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0,82 \left[\frac{0,2256 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 21,30 \times 10^{-4} \frac{400}{1,15} \right] \cdot 10^3 = 4180,718 \text{ KN}$$

$$N_{ultim} = 4180,718 \text{ KN} > N_{max} = 799,48 \text{ KN} \dots\dots\dots$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.10: Vérification de l'effort normal ultime

Poteau	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	A (cm ²)	N _{max} (kN)	N _{ultim} (kN)	Vérification
RDC	50x50	3,65	2,55	14,58	21,30	799,48	4180,718	Vérifiée

Remarque :

La section des armatures pour les poteaux sera la même pour les deux blocs A et B.

V.2.4 Schéma de ferrailage

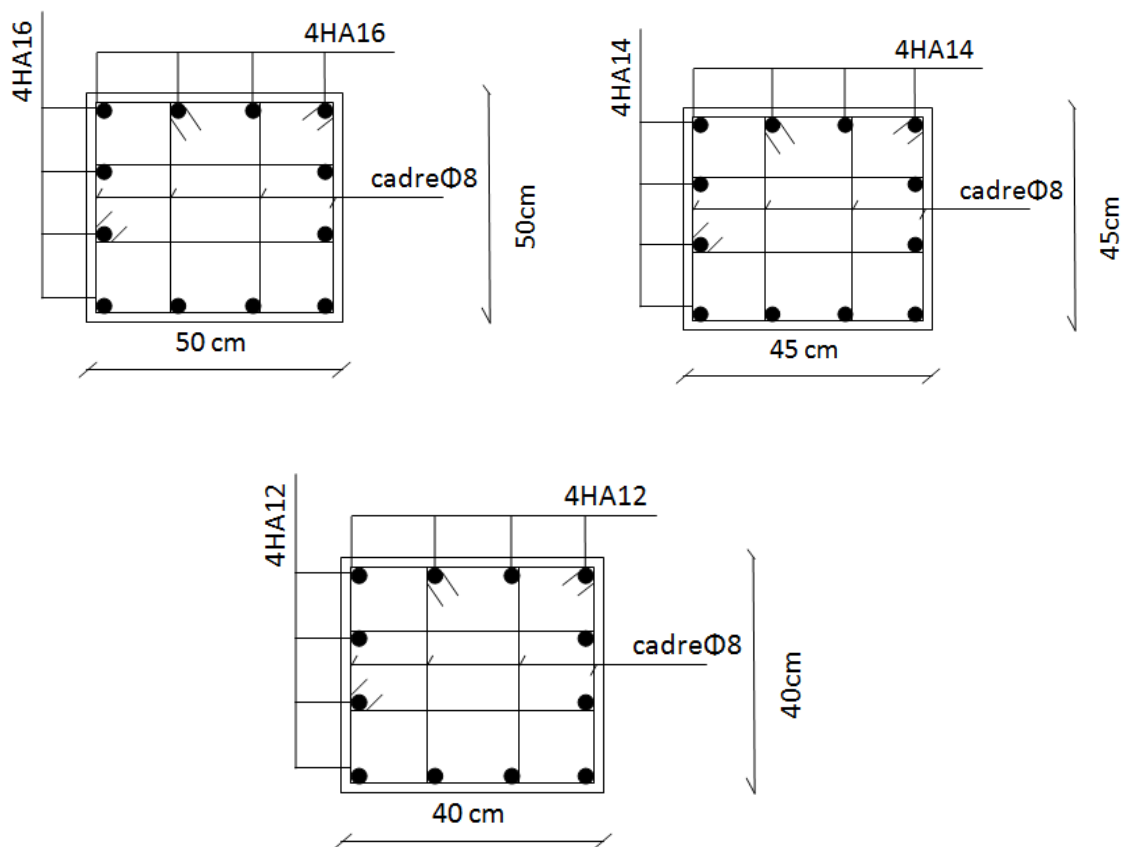


Figure V.4 : schéma de ferrailage des poteaux pour les blocs A et B.

V.3 Ferrailage des poutres principal "Bloc A"

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime « **E.L.U** », puis vérifiées à l'état limite de service « **E.L.S** ».

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage, on doit respecter le pourcentage minimal imposé par le « **RPA99** » en zone IIa .

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

Tableau V.11: combinaisons de charges

/	Selon BAEL 91	Selon le RPA
E.L.U	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q \pm E$
E.L.S	$G + Q$	$0.8G \pm E$

V.3.1 Recommandation du RPA99 (Version 2003)

A) Armatures longitudinales : (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en tout la section $\implies A_{\min} = 0.5\% b.h$
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - $A_{\max} = 4\% b.h$ En zone courante.
 - $A_{\max} = 6\% b.h$ En zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40 Ø**en zone II_a
- L’ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d’angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

B) Armatures transversales selon RPA99 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{l_{max}}; \frac{b}{10}\right)$$

- La quantité des armatures transversales minimales est de : **At = 0.003.S.b**
- L’espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - _ Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de (h/4, 12φ, 30 cm) ;
 - _ En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l’appui ou de l’encastrement.

C) Caractéristiques des poutres et des matériaux :

Tableau V.12 : Caractéristiques des poutres et des matériaux utilisé

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)	f c28 (Mpa)	f e (Mpa)	fissuration
Poutre principale	45	30	2,5	42,5	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire	40	30	2,5	37,5	25	400	Peu préjudiciable

V.3.2 Recommandation du BAEL 91

a) Armatures longitudinales

➤ Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité

Comme suit :

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

• **Calcul des armatures**

Dans le cas d'une flexion simple, on procède de la manière suivante :

On calcule les moments réduits :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

Avec :

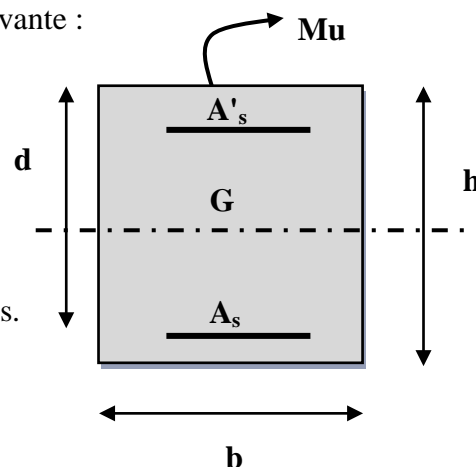
A_s : section des aciers tendus ou le moins comprimés selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion supporté par la section.

$\gamma_b = 1,15$, $\theta = 0,85$ **Si la combinaison est accentuelle**

$\gamma_b = 1,5$, $\theta = 1$ **Si la combinaison est fondamentale**



V.3.3 Exemple de calcul pour le bloc A:

Les poutres travaillent à la **flexion simple**. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul **ETABS**.

Tableau V.13: Tableau des sollicitations

	ELU		Situation accidentelle		ELS		Effort Trenchant(ELU)
	Combinaison		Combinaison		Combinaison		
Combinaison	1,35G+1,5Q (kN.m)		G+Q±E (kN.m) 0,8G±E (kN.m)		(G+Q) (kN.m)		Vmax (kN)
Position	$M_{travé}$	M_{app}	$M_{travé}$	M_{app}	$M_{travé}$	M_{app}	95,3
P.P (30*45)	36,69	54,17	137,51	152,72	26,72	39,22	
P.S (30*40)	47,8	61,37	98,73	112,20	34,35	44,11	54,99

V.3.3.1 Calcul des armatures longitudinales

✓ Poutres principales (30x45)

➤ Ferrailage sous la combinaison : 1.35G+1.5Q

• Ferrailage en travée

$$\theta = 1, \gamma_b = 1,5, \gamma_s = 1,15$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{utravée}} 36,69 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}} 26,72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{36,69 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,425)^2 \times 14,2} = 0,047$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{36,69}{26,72} = 1,37$$

$$\mu_{lu} = 0,288, \quad \mu_{bu} = 0,047 < 0,288 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,047 < 0,288 \quad \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,425(1 - 0,6 \times 0,047) = 0,305 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$A_l = \frac{36,69 \times 10}{0,305 \times 348} = 3,45 \text{ cm}^2$$

• Ferrailage sur appuis

$$M_u = 54,17 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 39,22 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{54,17 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,425)^2 \times 14,2} = 0,070$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = 0,292, \mu_{bu} = 0,070 < 0,292 \implies A' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$\mu_{bu} < 0,275 \implies \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,425(1 - 0,6 \times 0,074) = 0,407m$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{56,83 \times 10}{0,406 \times 348} \text{ (cm)} = 3,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = \left(0,23 \times 300 \times 425 \times \frac{2,1}{400} \right) \rightarrow A_{min} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A^{ap}, A^{tr} \geq 1,54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage sous les combinaisons sismiques :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{array} \right.$$

• **Ferraillage en travée :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 21,74 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 137,51 \text{ KN.m} \\ M_{ser} = 26,72 \text{ KM.m} \end{array} \right.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{137,51 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,425)^2 \times 21,74} = 0,11$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 5,14$$

$$\mu_{lu} = 1,58 \quad ; \quad \mu_{bu} = 0,11 < 1,58 \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,11 < 0,275 \quad \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,425(1 - 0,6 \times 0,078) = 0,396m$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{137,51 \times 10}{0,396 \times 400} = 8,68 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage sur appuis**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 21,74 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_u = 152,72 \text{KN.m} \\ M_{ser} = 39,22 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{152,72 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,425)^2 \times 21,74} = 0,129$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 3,89$$

$$\mu_{lu} = 1,15, \mu_{bu} = 0,129 < 0,736 \implies A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,129 < 0,275 \implies \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,425(1 - 0,6 \times 0,129) = 0,392 \text{m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$A_t = \frac{152,72 \times 10}{0,392 \times 400} = 9,73 \text{cm}^2$$

➤ **Condition du BAEL91/99**

$$A_{min} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A^a, A^t \geq 1,54 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Condition du RPA99/2003**

$$A_{min} = 0,5\% b.h = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{cm}^2$$

❖ **Armature final**

Sur appui :

$$A^a = \max(3,82; 9,73) \text{ cm}^2 = 9,73 \text{ cm}^2 \text{ on adopte: } (3HA16 + 3HA14)$$

$$\rightarrow A_{ap} = 10,65 \text{ cm}^2$$

En Travée :

$$A^t = \max(3,45; 8,68) \text{ cm}^2 = 8,68 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } (3HA16 + 2HA14) \rightarrow A_{tr} \\ = 9,11 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de RPA

En Appuis : $A_s = 3HA14 + 3HA16 + 3HA16 = 16,68 \text{ cm}^2 \geq A_{RPA} = 6,75 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$

En Travée : $A_s = 3HA16 + 3HA16 + 2HA14 = 14,14 \text{ cm}^2 \geq A_{RPA} = 6,75 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$

➤ Vérification a l'ELS

La Fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification a faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

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

La contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

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

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit:

Calcul de la position de l'axe neutre :
$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Calcul du moment d'inertie :
$$I = \frac{by^3}{3} + 15.[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

Avec :

A_s : section d'armatures tendue.

A'_s : section d'armatures comprimées.

$\eta = 15$: coefficient d'équivalence.

Les résultats de vérification des contraintes sont regroupés dans les tableaux suivant :

Tableau V.14: Les résultats de vérification des contraintes

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
P principale En travées	26,72	10,65	152904,85	16,60	17,47	2,90	15	C.V

P	39,22	9,11	136844,39	15,64	28,66	4,48	15	C.V
principale								
En appuis								

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A 5-1.2)**

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

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

$$V_u = T_{max} = 95,3 \text{ KN} \quad \tau_u = \frac{95,3 \times 10^3}{30 \times 42,5 \times 100} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,74 < \bar{\tau}_u = 3,33 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad \frac{45}{450} = 0,1 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \frac{10,65}{30 \times 42,5} = 0,0083 \leq \frac{4,20}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{10 \cdot M_{a_{ser}}} \quad \longrightarrow \quad 0,1 \geq \frac{26,72}{10 \times 39,22} = 0,068 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Avec:

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b : La largeur de la poutre.

$M_{t_{service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a_{service}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

V.3.3.2 Calcul des armatures transversales

➤ Calcul du diamètre

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{l_{max}}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{45}{35}; 1,6; \frac{30}{10}\right) = \min(1,29; 1,6; 3) = 1,29 \text{ cm}$$

$\phi_t \leq 1,29 \text{ cm}$, On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ Calcul de l'espacement Selon RPA₉₉

-En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\right) \text{ cm} = \min(11,25; 19,2; 30) = 11,25 \text{ cm}$

soit $St = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,2 \text{ cm}$ soit $St = 15 \text{ cm}$.

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

- Zone nodale $A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$

- Zone courante $A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

➤ Recouvrement des barres longitudinales

Selon le (RPA₉₉/Version₂₀₀₃), la longueur de recouvrement dans la zone II est :

$L_r = 40\phi_l \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 \rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

-Longueur de la zone nodale

$h' = 2 \times h = 90 \text{ cm}$RPA 99 / version 2003

V.3.3.3 Schémas de ferrailage de la poutre principal

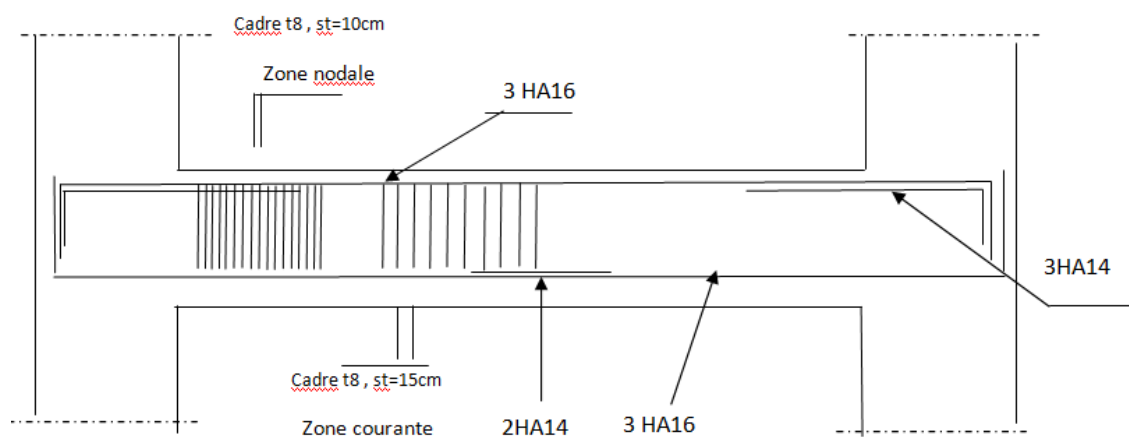


Figure V.5 : schéma de ferrailage de la poutre principale.

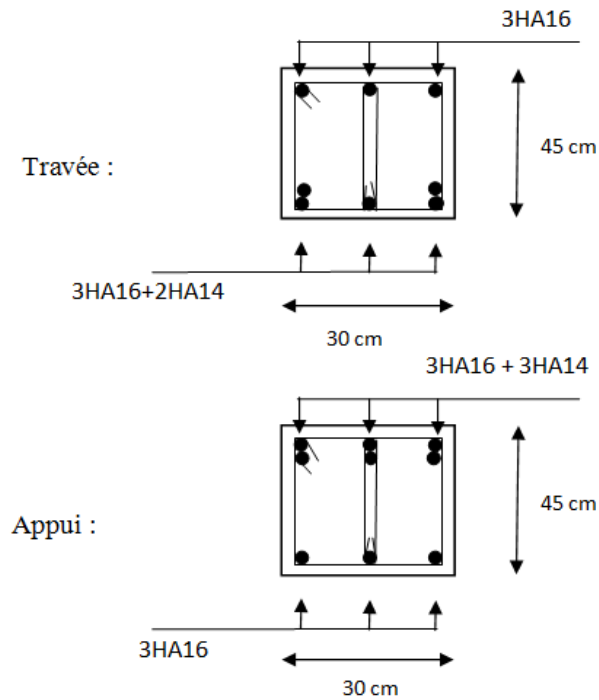


Figure V.6: Coupe transversale de la poutre principale.

V.4 Ferrailage de la poutre secondaire "Bloc A"

On a suivi les mêmes étapes de calcul pour le ferrailage des poutres secondaires et les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

V.4.1 Armatures longitudinales

Tableau V 15: résultats de calcul de Ferrailage des poutres secondaires

Type de Combinaisons	Travée				Appuis			
	A_{cal} cm^2	A_{RPA} cm^2	A_{ado} cm^2	choix des armatures	A_{cal} cm^2	A_{RPA} cm^2	A_{choisi} cm^2	choix des armatures
ELU	3,84	6,00	7,70	3HA14 + 2HA14	4,35	6,00	9,11	3HA16+ 2HA14
ACC	7,05				8,08			

V.4.2 Armatures transversales

Tableau V.16 : Armatures transversales

Diamètre de l'armature	Espacement selon RPA99/2003	
$\phi_t = 8\text{mm}$	Zone nodal	Zone courante
	St = 10 cm	St = 15 cm

V.4.3 Vérifications

Les résultats de vérification des contraintes sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.17: vérifications des contraintes

	<i>Mser</i> (KN.m)	<i>As</i> (cm ²)	<i>I</i> (cm ⁴)	<i>Y</i> (cm)	<i>K</i> (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
P secondaires <i>En travées</i>	34,35	7,70	108856,00	7,37	31,55	2,32	15	C.V
P secondaires <i>En appuis</i>	44,11	9,11	125725,35	7,73	35,08	2,72	15	C.V

a) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A 5-1.2)

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$V_u = T_{max} = 54,99 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \tau_u = \frac{54,99 \times 10^3}{30 \times 37,5 \times 100} = 0,48\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,48 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

b) Vérification de la flèche

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad 0,103 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{bxd} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \longrightarrow \quad 0,0068 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{10.M_{a_{ser}}} \quad \longrightarrow \quad 0,103 \geq 0,0778 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

c) Recouvrement des barres longitudinales :

Selon le (RPA99/Version2003), la longueur de recouvrement dans la zone II est :

$L_r = 40\phi_l \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 \rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

✓ Longueur de la zone nodale

$h' = 2 \times h = 80 \text{ cm}$RPA 99 / version 2003

V.4.4 Schémas de ferrailage de la poutre secondaire

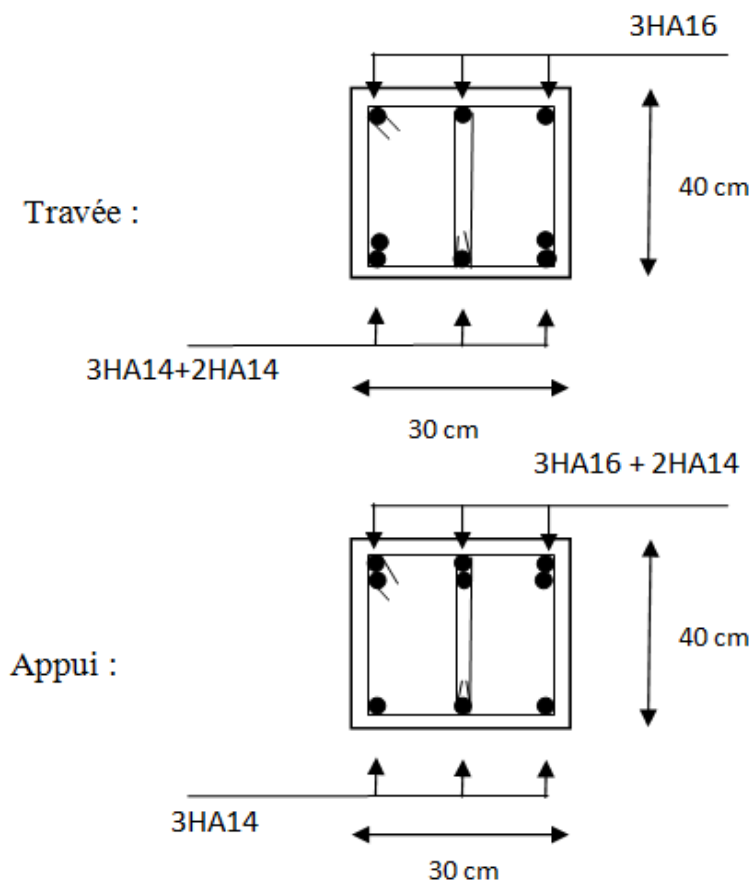
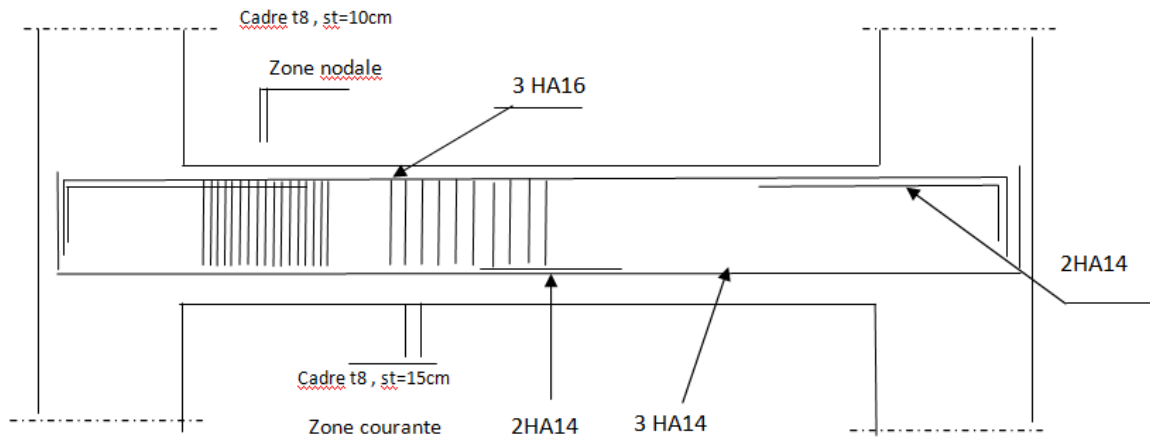


Figure V.7:schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

V.5 Ferrailage de la poutre principale "Bloc B"

Les sollicitations sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.18: Tableau des sollicitations

	ELU		Situation accidentelle		ELS		Effort Trenchant (ELU)
Combinaisons	1,35G+1,5Q (kN.m)		G+Q±E (kN.m) 0,8G±E (kN.m)		(G+Q) (kN.m)		Vmax (kN)
Position	M _{travée}	M _{appui}	M _{travée}	M _{appui}	M _{travée}	M _{appui}	88,15
P.P (30*45)	32,8	56,83	99,59	120,32	23,20	41,21	
P.S (30*40)	30,95	37,25	78,85	96,32	22,21	26,82	45,41

V.5.1 Calcul des armatures longitudinales :

On a la section des poutres principale égale a $(30 \times 45) \text{cm}^2$

➤ **Ferrailage a L'ELU :**

• **Ferrailage en travée :**

$$\theta = 1, \gamma_b = 1,5, \gamma_s = 1,15$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\begin{cases} M_u = 32,80 \text{ KN.m} \\ M_{ser} = 23,20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32,80 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,425)^2 \times 14,2} = 0,043$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{32,80}{23,20} = 1,41$$

$$\mu_{lu} = 0,30, \quad \mu_{bu} = 0,043 < 0,30 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,043 < 0,275 \quad \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,425(1 - 0,6 \times 0,043) = 0,414m$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$A_l = \frac{32,80 \times 10}{0,414 \times 348} = 2,28cm^2$$

• **Ferraillage en appuis :**

$$M_u = 56,83 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = 41,21 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{56,83 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,425)^2 \times 14,2} = 0,074$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = 0,292, \quad \mu_{bu} = 0,074 < 0,292 \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

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

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,425(1 - 0,6 \times 0,074) = 0,406m$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{56,83 \times 10}{0,406 \times 348} (cm) = 4,02cm^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = \left(0,23 \times 300 \times 425 \times \frac{2,1}{400} \right) \rightarrow A_{min} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A^{ap}, A^{tr} \geq 1,54cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage sous les combinaisons sismiques :**

$$\begin{cases} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{cases}$$

- **Ferraillage en travée :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 21,74 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}$$

$$\begin{cases} M_u = 99,59 \text{KN.m} \\ M_{ser} = 23,20 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{99,59 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,425)^2 \times 21,74} = 0,08$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 4,29$$

$$\mu_{lu} = 1,29 \quad ; \quad \mu_{bu} = 0,08 < 1,29 \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,08 < 0,275 \quad \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,425(1 - 0,6 \times 0,08) = 0,405 \text{m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{99,59 \times 10}{0,405 \times 400} = 6,15 \text{cm}^2$$

- **Ferraillage sur appuis**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 21,74 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}$$

$$\begin{cases} M_u = 120,32 \text{KN.m} \\ M_{ser} = 41,21 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{120,32 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,425)^2 \times 21,74} = 0,102$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 2,92$$

$$\mu_{lu} = 0,82, \mu_{bu} = 0,102 < 0,82 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,102 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,425(1 - 0,6 \times 0,102) = 0,398m$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$A_l = \frac{120,32 \times 10}{0,398 \times 400} = 7,56 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition du BAEL91/99 :**

$$A_{min} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A^a, A^t \geq 1,54 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Condition du RPA99/2003 :**

$$A_{min} = 0,5\% b.h = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature final :**

Sur appui :

$$A^a = \max(7,56; 4,02) \text{ cm}^2 = 7,56 \text{ cm}^2 \text{ on adopte: } (3HA16 + 2HA14)$$

$$\rightarrow A_{ap} = 9,11 \text{ cm}^2$$

En Travée :

$$A^t = \max(2,28; 6,15) \text{ cm}^2 = 6,15 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } (3HA14 + 3HA12) \rightarrow A_{tr}$$

$$= 8,01 \text{ cm}^2$$

V.5.1.1 Vérification

➤ **Vérification de RPA :**

$$\text{En Appuis : } A_s = 3HA16 + 2HA14 + 3HA14 = 13,37 \geq A_{RPA} = 6,75 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

$$\text{En Travée : } A_s = 3HA16 + 3HA14 + 3HA12 = 14,04 \text{ cm}^2 \geq A_{RPA} = 6,75 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

➤ **Vérification a l'ELS :**

La Fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification a faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

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

Les résultats de vérification des contraintes sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.19: Les résultats de vérification des contraintes

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
P principales En travées	23,20	8,01	124604,62	14,87	18,15	2,70	15	C.V
P principales En appuis	41,21	9,11	136844,40	15,64	30,11	4,70	15	C.V

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A 5-1.2) :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa}$$

$$V_u = T_{max} = 88,15 \text{ KN} \quad \tau_u = \frac{88,15 \times 10^3}{30 \times 42,5 \times 100} = 0,69\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,69 < \bar{\tau}_u = 3,33 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad \frac{45}{450} = 0,1 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \frac{8,01}{30 \times 42,5} = 0,0063 \leq \frac{4,20}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{10.M_{a_{ser}}} \rightarrow 0,1 \geq \frac{23,20}{10 \times 41,21} = 0,056 \dots\dots\dots C.V$$

V.5.2 Calcul des armatures transversales :

a) Calcul du diamètre

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{l_{max}}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{45}{35}; 1,6; \frac{30}{10}\right) = \min(1,29; 1,6; 3) = 1,29 \text{ cm}$$

$\phi_t \leq 1,29 \text{ cm}$, On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

b) Calcul de l'espacement Selon RPA₉₉ :

-En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\right) \text{ cm} = \min(11,25; 19,2; 30) = 11,25 \text{ cm}$

soit **St = 10cm.**

-En zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,2 \text{ cm}$ soit **St = 15cm.**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

- **Zone nodale** $A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$

- **Zone courante** $A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

c) Recouvrement des barres longitudinales :

Selon le (RPA₉₉/Version₂₀₀₃), la longueur de recouvrement dans la zone II est :

$$L_r = 40\phi_l \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 \rightarrow L_r = 64 \text{ cm} ; \text{ on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

-Longueur de la zone nodale

$$h' = 2 \times h = 90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA } 99 / \text{ version } 2003$$

V.5.3 Schémas de ferrailage de la poutre principale :

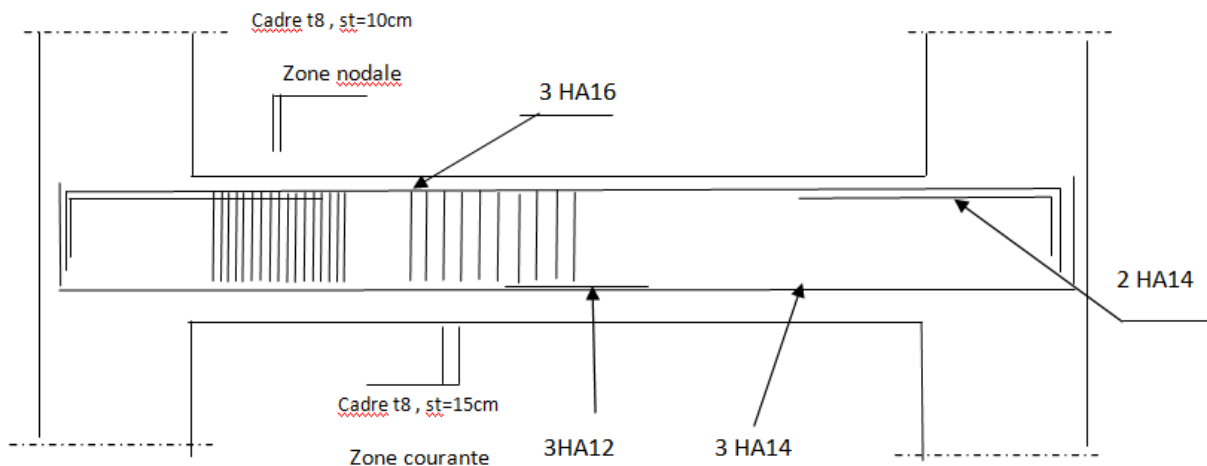


Figure V.8: schéma de ferrailage de la poutre principale

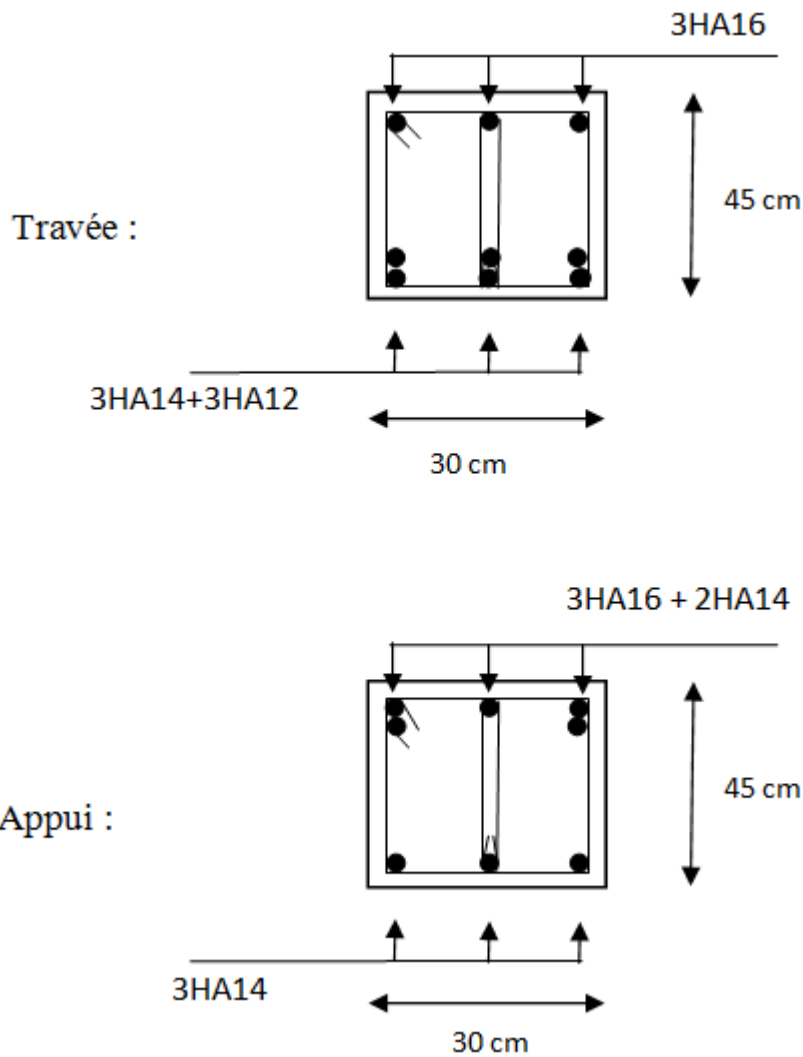


Figure V.9: Coupe transversale la poutre principale

V.6.Ferraillage de la poutre secondaires "Bloc B"

On a suivi les mêmes étapes de calcul pour le ferraillage des poutres secondaires et les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

V 6.1 Armatures longitudinales

Tableau V.20 : choix des armatures longitudinales

Type de Combinaisons	Travée				Appuis			
	A_{cal} cm^2	A_{RPA} cm^2	A_{adop} cm^2	choix des armatures	A_{cal} cm^2	A_{RPA} cm^2	A_{adop} cm^2	choix des armatures

ELU	2,45	6,00	6,03	3HA16	2,96	6,00	8,01	3HA14+3 HA12
ACC	5,83				6,84			

V.6.2 Armatures transversales

Tableau V.21 : Armatures transversales

Diamètre de l'armature	Espacement selon RPA99/2003	
$\phi_t = 8\text{mm}$	Zone nodal	Zone courante
	St = 10 cm	St = 15 cm

V.6.3 Vérification

➤ **Vérifications des contraintes dans le béton :**

Tableau V.22 : vérifications des contraintes

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
P secondaires En travées	22,21	6,03	76047,88	12,31	29,20	3,60	15	C.V
P secondaires En appuis	26,82	8,01	93767,62	13,78	28,60	3,95	15	C.V

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A 5-1.2)**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa}$$

$$V_u = T_{max} = 45,41 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \tau_u = \frac{45,41 \times 10^3}{30 \times 37,5 \times 100} = 0,40\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,40 < \bar{\tau}_u = 3,33 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad 0,103 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{bxd} \leq \frac{4,20}{f_e} \rightarrow 0,0054 \leq 0,0105 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{10.M_{a_{ser}}} \rightarrow 0,103 \geq 0,082 \dots\dots\dots C.V$$

V.6.4 Recouvrement des barres longitudinales

Selon le (RPA₉₉/Version₂₀₀₃), la longueur de recouvrement dans la zone II est :

$$L_r = 40\phi_l \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 \rightarrow L_r = 64 \text{ cm} \quad ; \text{ on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

Longueur de la zone nodale

$$h' = 2 \times h = 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003}$$

V.6.5 Schémas de ferrailage de la poutre secondaire

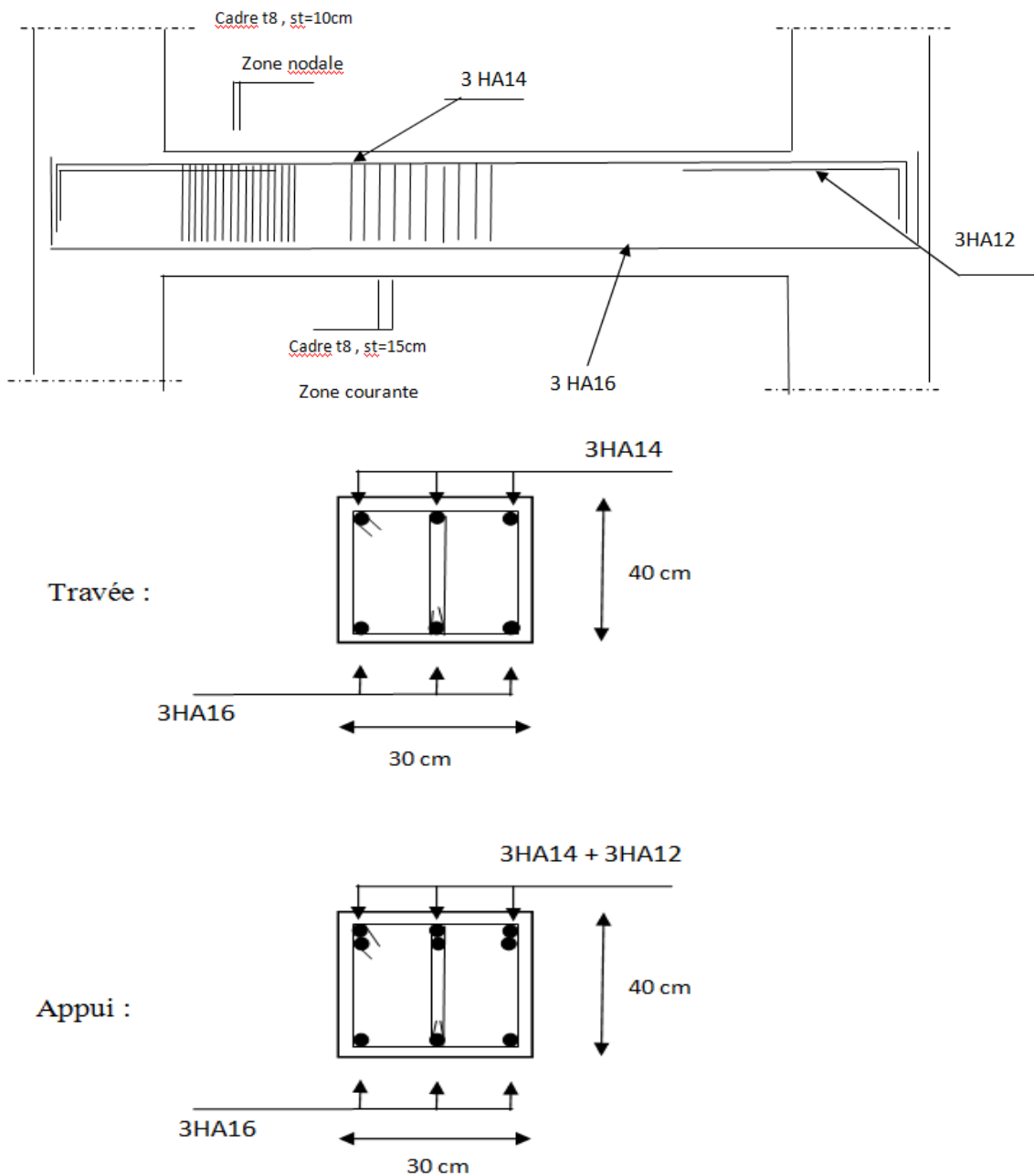


Figure V.10: schéma de ferrailage des poutres secondaires.

V.7 Ferrailage des voiles "Bloc A"

V.7.1.Introduction

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieures à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement avec effort tranchant .

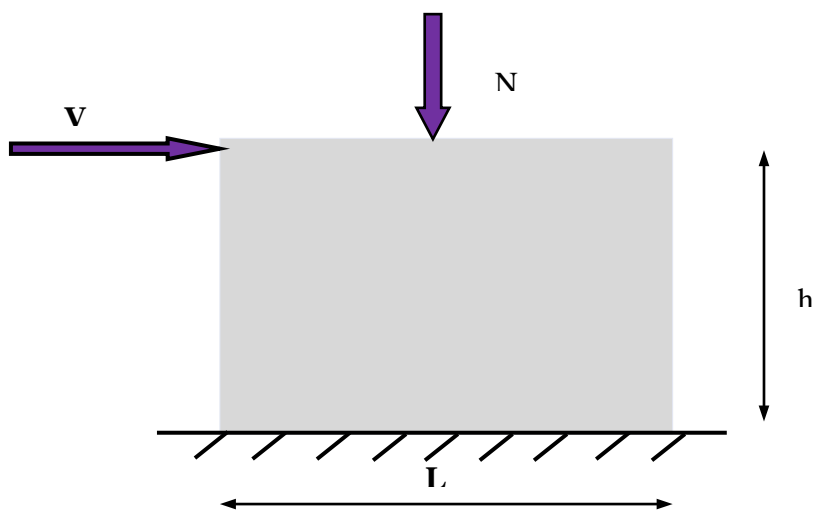


Figure V.11 : sollicitations appliquées sur les voiles

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en 03 zones :

- **zone I** : S-sol, RDC, 1 et 2ème étage.
- **zone II** : 3, 4,5 et 6ème étage.
- **zone III** : 7,8 et 9ème étage.

V.7.2. Recommandations du RPA99/2003

a) Armatures verticales

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/v2003 :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

c) Armatures transversales

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :
$$S \leq 1.5 e$$
$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées 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 égales à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

d) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Armatures de potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.7.3 Combinaisons de calcul

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA 99**), les combinaisons à considérer, cas d'une structure contreventée par voiles et portiques sont les suivantes :

➤ Selon BAEL 91 :

$$\begin{cases} \text{ELU} : 1,35 G + 1,5 Q \\ \text{ELS} : G + Q \end{cases}$$

➤ Selon le RPA 99/2003 :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

A. Présentation de la méthode de calcul :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

B : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

NB : L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

On distingue 3 cas

1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte.

2^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

3^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

- Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

V.7.4 Exemple de calcul

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile **V1** de longueur $L = 1,5\text{m}$ et d'épaisseur $e = 20\text{ cm}$.

V.7.4.1 Détermination des sollicitations :

$$N = -941,92\text{KN}$$

$$M = 642,4\text{KN.m}$$

$$V = 224,48\text{ kN}$$

$$B = L \times e = 0,3\text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 0,056\text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = 0,75\text{m}$$

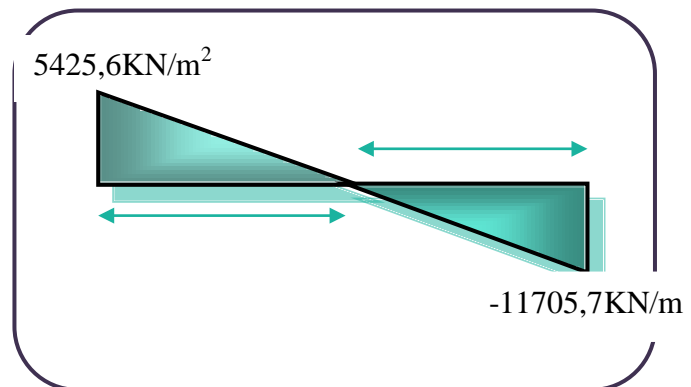


Figure V.12 : diagramme des contraintes d'une Section partiellement tendue

D'où :

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{-914,92}{0,3} + \frac{642,4 \times 0,75}{0,056} = 5463,83\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{-914,92}{0,3} - \frac{642,4 \times 0,75}{0,056} = -11743,30\text{KN/m}^2$$

→ La section est partiellement tendue

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{5463,83}{5463,83 + 11743,30} \times 1,5 = 0,75\text{m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{11743,30}{2} \times 0,20 \times 0,75 = 878\text{kN}$$

V.7.4.2 Armatures verticales

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{878 \times 10}{400} = 21,95\text{cm}^2$$

$$(A_v / \text{ml}) / \text{Face} = (21,95/0,75)/2 = 14,63\text{ cm}^2 \text{..(par nappe)}$$

➤ **Armatures minimales**

$$A_{\min} = \max\left(0.2\%L e, 0.23 \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right)$$

e : épaisseur du voile.

L_T : longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \max(6,00 ; 3,62) = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$(A_{\min} / ml) / \text{Face} = (6,00 / 0,75) / 2 = 4,00 \text{ cm}^2 / (\text{par nappe})$$

V.7.4.3 Armatures de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 224,48 \times 10}{400} = 8,64 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc } A_{sv} = \text{Max}(A_v ; A_{\min}) = 21,95 \text{ cm}^2 / \text{face}$$

Le ferrailage adopté :

En zone d'about : **Soit 4HA16** ($A_s=8,04 \text{ cm}^2$)

En zone courante : **Soit 9HA16** ($A_s=18,10 \text{ cm}^2$)

Donc A_s adopté est: $A_s = 26,51 / \text{face}$.

➤ **Espacement**

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

En zone d'about : $S_{ta} \ S_t = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ cm}$

V .7.4.4 Armatures horizontales

D'après le BAEL91/99 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{26,51}{4} = 6,62 \text{ cm}^2$

D'après le RPA : $A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 20 \times 150 = 4,5 \text{ cm}^2$

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% B\right) = 6,62 \text{ cm}^2$$

Soit 15HA10= 11,78 cm² / nappe avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

V .7.4.5 Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : $4\phi 8$

V.7.4.6 Vérification

➤ Vérification des contraintes de cisaillement selon le RPA99

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5MPa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 224,48 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 1.5} = 1,16 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \text{ condition vérifiée}$$

➤ Selon le BAEL

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{224,48 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 1.5} = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ condition vérifiée}$$

➤ Vérification à l'ELS

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{451,01 \times 10^{-3}}{0.20 \times 1,5 + (15 \times 53,02 \times 10^{-4})} = 1,18MPa$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.23: ferrailage vertical des voile

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	Av (cm ²)
Zone I	N ^{min}	-1027,7	42,15	-2863,67	-3987,67	EC	12,85
	N ^{max}	-313,77	78,83	2096,97	-5,17	EC	0
	M ^{max}	-941,92	642,4	5425,60	-11705,7	EC	21,95
Zone II	N ^{min}	-484,63	141,63	272,97	-3503,83	EC	6,57
	N ^{max}	15,88	102,35	1417,60	-1311,73	EC	2,46
	M ^{max}	-159,80	173,07	1774,93	-284,28	EC	5,33
Zone III	N ^{min}	-272,19	65,86	29,17	-1785,43	EC	3,40
	N ^{max}	67,92	83,46	1339,2	-888,4-	EC	1,66
	M ^{max}	-237,79	126,32	1604,97	-1763,57	EC	3,31

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{\max} ; N^{\min} ; M^{\max} .

Tableau V.24: choix des barres du voile

Choix des barres / nappe													
Zone	A_v (cm ²)	A_{vj} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A_H (cm ²)	$A_{H\text{adop}}$ (cm ²)	choix	St (cm)
I	21,95	8,64	6,00	21,95	26,51	9HA16	15	4HA16	7	6,62	11,78	15HA10	20
II	6,57	3,37	6,00	6,57	14,70	9HA12	15	4HA12	7	4,50	11,78	15HA10	20
III	3,40	1,66	6,00	6,00	14,70	9HA12	15	4HA12	7	4,50	11,78	15HA10	20

NB : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

Tableau V.25: vérification des contraintes de cisaillement a l'ELS

Zone	Vérification de contraintes de cisaillement							vérification à l'ELS			
	V	τ_b	$\bar{\tau}_b$	OBS	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
I	224,48	1,16	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,83	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	451,01	1,18	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
II	87,66	0,45	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,32	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	323,30	0,85	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
III	43,26	0,16	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,16	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	149,08	0,39	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

V.8 ferrailage des voiles "Bloc B"

V.8.1 Exemple de calcul

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile le plus sollicité **V7** de longueur $L=2,1\text{m}$ et d'épaisseur $e = 20\text{cm}$.

V.8.1.1 Détermination des sollicitations

$$N = -909,94\text{KN}$$

$$M = 1095,76\text{KN.m}$$

$$V = 343,16\text{ kN}$$

$$B = L \times e = 0,42\text{m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 0,154\text{m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = 1,05\text{ m}$$

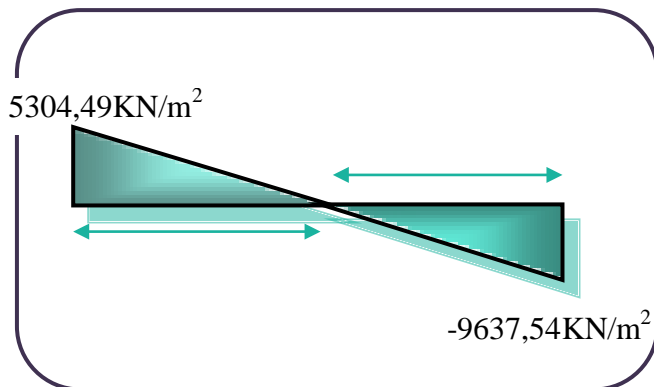


Figure V.13: diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue.

D'où :

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{-909,94}{0,42} + \frac{1095,76 \times 1,05}{0,154} = 5304,49\text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} - \frac{Mv}{I} = \frac{909,94}{0,42} - \frac{1095,76 \times 1,05}{0,154} = -9637,54\text{ kN/m}^2$$

La section est partiellement tendue :

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{5304,57}{9637,61 + 5304,57} \times 2,1 = 0,75\text{m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{5304,57}{2} \times 0,20 \times 0,75 = 397,84\text{ kN}$$

V.8.1.2 Calcul du ferrailage

➤ Armatures verticales

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{397,84 \times 10}{400} = 25,25\text{ cm}^2$$

$$(A_v / ml) / \text{Face} = (25,25/0,75)/2 = 16,83\text{ cm}^2. \text{ (Par nappe).}$$

➤ Armatures minimales

$$A_{\min} = \max\left(0,2\% e L, 0,23 \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right)$$

e : épaisseur du voile.

L_T : longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \max(8,04 ; 5,07) = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$(A_{\min} / ml) / \text{Face} = (8,04 / 0,75) / 2 = 5,36 \text{ cm}^2. (\text{par nappe}).$$

➤ **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4V}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 343,16 \times 10}{400} = 13,21 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc } A_s = \text{Max}(A_v; A_{\min}) = \max(25,25; 8,04) = 25,25 \text{ cm}^2 / \text{face}$$

Le ferrailage adopté :

En zone d'about : **Soit 8HA14** ($A_s=12,32 \text{ cm}^2$)

En zone courante : **Soit 10HA14** ($A_s=15,39 \text{ cm}^2$)

Donc A_s adopté : $A_s = 27,71 / \text{face}$.

➤ **Espacement**

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min(1,5e; 30) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{En zone d'about : } S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 7,5 \text{ cm}$$

➤ **Armatures horizontales**

$$\text{D'après le BAEL91/99 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{27,71}{4} = 6,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA : } A_H = 0,15 \% B = 0,0015 \times 20 \times 210 = 6,30 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4}; 0,15 \% B\right) = 6,92 \text{ cm}^2$$

Soit 15HA10 = 11,78 cm² / nappe avec un espacement $S_t=20\text{cm}$.

➤ **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : $4\phi 8$

V.8.2 Vérification

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement selon le RPA99**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5MPa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 343,16 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 2,1} = 1,27 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5MPa$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \text{ condition vérifiée}$$

➤ Selon le BAEL

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{343,16 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 2,1} = 0,90 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ condition vérifiée}$$

➤ Vérification à l'ELS

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton.

A: section d'armature adoptée.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{922,85 \times 10^{-3}}{0,20 \times 2,1 + (15 \times 55,42 \times 10^{-4})} = 1,83MPa$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.26: Ferrailage verticale du voile

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	section	F (kN)	Av (cm ²)
Zone I	N ^{min}	-1279,53	85,60	-2464,19	-3628,81	EC	352,28	15,99
	N ^{max}	-389,66	23,66	-765,54	-1090,07	EC	1915,95	4,87
	M ^{max}	-909,94	1095,76	5304,49	-9637,54	PC	2205,12	25,25
Zone II	N ^{min}	-920,42	73,66	-1690,39	-2692,56	EC	92,62	11,51
	N ^{max}	-236,93	159,23	519,08	-1647,32	PC	-1415	4,32

	M^{max}	-655,27	266,76	254,53	-3374,88	PC	1178,02	8,86
Zone III	N^{min}	-446,57	68,17	-599,52	-1527,00	EC	55,82	5,58
	N^{max}	-60,88	16,60	-32,03	-257,88	EC	-759,91	0,78
	M^{max}	-325,38	220,69	726,58	-2276,01	PC	768,97	5,97

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max} .

			Choix des barres / nappe										
Zone	A_v (cm ²)	A_{vj} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
I	25,25	13,21	8,04	25,25	27,71	10HA14	15	8HA14	7	6,92	11,78	15HA10	20
II	11,51	6,26	8,04	11,51	20,36	10HA12	15	8HA12	7	6,30	11,78	15HA10	20
III	5,97	4,04	8,04	8,04	20,36	10HA12	15	8HA12	7	6,30	11,78	15HA10	20

Tableau V.27: Choix des barres du voile

NB : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

Tableau V.28: Les vérifications à ELS et des contraintes de cisaillements

Vérification de contraintes de cisaillement								verification à l'ELS			
Zone	V	τ_b	$\bar{\tau}_b$	OBS	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
I	343,16	1,27	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,9	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	922,85	1,83	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
II	162,74	0,6	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,43	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	666,05	1,32	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
III	105,04	0,4	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,28	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	323,42	0,64	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

V.8.3 Schéma de ferrailage

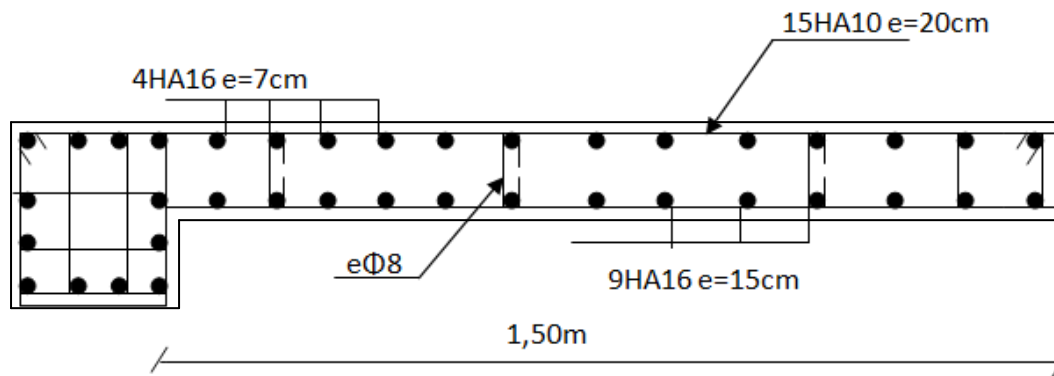


Figure V.14: Exemple de ferrailage du voile V1

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage qui sont les charges verticales et les charges sismique horizontales qui doivent être transmises aux fondations (au sol), cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

On distingue deux types de fondations :

- Fondation superficielles : elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.
- Fondations profondes : elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

VI.2 Etude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol a donnée la valeur de 2,0 bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}) pour une profondeur de 1,8 m.

VI.3 Choix du type de fondation

Pour les fondations on fait les calculs pour le bloc le plus sollicité.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation et sa profondeur.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- Semelles isolée.
- Radier général.

Nous propos en premier lieu des semelles.

VI.4 Semelle isolé

❖ Bloc A

La surface de la semelle isolée sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

On a : $\sum Fz = 19998 \text{ KN}$ et $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow S_1 \geq \frac{19998}{200} = 99,99 \text{ m}^2$$

On a la surface totale du bloc A est : $S_{\text{bat}} = 252 \text{ m}^2$.

On doit prendre la surface de la semelle du poteau le plus sollicité.

$$N_{\text{max}} = 1023,16 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad S_1 = \frac{1023,16}{200} = 5,11 \text{ m}^2$$

On prend $S_1 = 5,20 \text{ m}^2$ qui est la surface de la semelle.

n_{pot} : nombre de poteau pour la structure est de 28.

$$S_{\text{totale}} = S_1 \times n_{\text{pot}} = 5,20 \times 28 = 145,6 \text{ m}^2$$

➤ Conclusion

La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter pour le radier général.

Ce type de fondation Présent plus avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

❖ Bloc B

On a : $\sum Fz = 22450,47 \text{ KN}$ et $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow S_1 \geq \frac{22450,47}{200} = 112,25 \text{ m}^2$$

On a la surface totale du bloc B est : $S_{\text{bat}} = 195,68 \text{ m}^2$.

On doit prendre la surface de la semelle du poteau le plus sollicité.

$$N_{\text{max}} = 1088,3 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad S_1 = \frac{1088,3}{200} = 5,44 \text{ m}^2$$

On prend $S_1=5,45 \text{ m}^2$ qui est la surface de la semelle.

n_{pot} : nombres de poteau pour la structure est de 30.

$$S_{\text{totale}} = S_1 \times n_{\text{pot}} = 5,45 \times 30 = 163,5 \text{ m}^2$$

➤ Conclusion

La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter pour le radier général pour le bloc B.

VI.5 Etude du radier général

Un radier est une fondation en dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée.

VI.5.1 Pré dimensionnement du radier

Comme le bloc B est le plus sollicité par rapport au bloc A, on procède au calcul du bloc B puis le ferrailage et les dimensions du radier restent similaires pour tous les deux blocs.

VI.5.1.1 L'épaisseur du radier

A) Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

on a $L_{\text{max}}=4,8\text{m}$ c'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où $0,6 \text{ m} \leq h_r \leq 0,96 \text{ m}$ (1)

B) Condition de la raideur (rigidité)

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\text{max}}^4}{E\pi^4}}$$

Avec :

K : Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenn = 40000 kN/m^3 .

$E = 32164,20 \text{ MPA}$.MPa (module de young du béton).

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40000 \times 4,8^4}{32164,2 \times 3,14^4}} = 68,8 \text{ cm}$$

On prend $h_r=70\text{cm}$

C) Condition de non poinçonnement

La vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour .

✓ **Sous poteau:** $N_{u,pot} = 1088,3\text{kN}$ Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

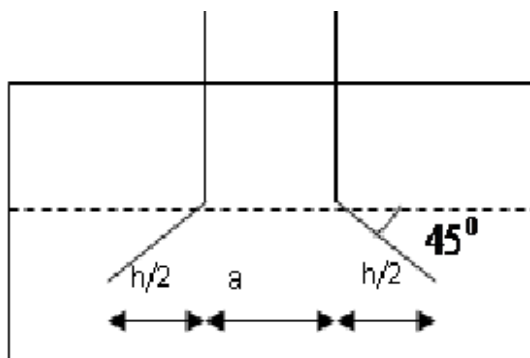


Figure VI. 1: Schéma de transmission des charges.

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0,5 + 0,7) = 4,8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_u \leq \frac{0,045 \times 4,8 \times 0,7 \times 25}{1,5} = 2520 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

✓ **Sous voiles**

$N_{u,voil} = 626,86 \text{ kN}$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité.

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,2 + 2,1 + 0,7 * 2) = 7,4 \text{ m}$$

$$626,86 \leq \frac{0,045 \times 0,7 \times 25 \times 7,4}{1,5} = 3885 \text{ KN}$$

⇒ C.V

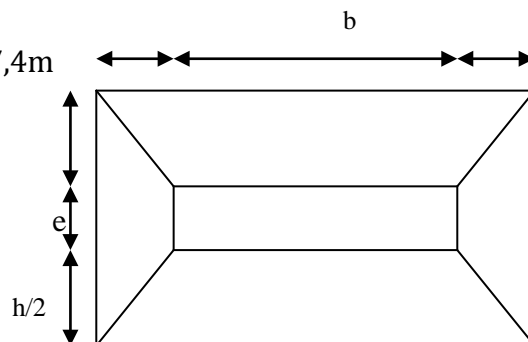


Figure VI. 2: Schéma de transmission des charges.

➤ Conclusion

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier : $h_r = 70\text{cm}$.

D) Calcul des sollicitations

Superstructure: $G = 33012,7\text{KN}$; $Q = 11888,23\text{KN}$

Radier : $G_{\text{rad}} = S_{\text{rad}} \times h_r \times 25 = 195,68 \times 0,7 \times 25 = 3424,4\text{KN}$

$Q_{\text{rad}} = S_{\text{rad}} \times 4 = 195,68 \times 4 = 782,72\text{KN}$

E) Determation des efforts

- ELU: $N_u = 1.35 G_{\text{tot}} + 1.5 Q_{\text{tot}} = 68196,51\text{KN}$
- ELS: $N_s = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 49108,05\text{KN}$

VI.5.2 Caractéristique géométrique du radier

➤ Centre de gravité

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Donc : $X_G = 8,12\text{m}$ $Y_G = 5,76\text{m}$

➤ Moment d'inertie

Le moment d'inertie de radier se calcul comme suit :

$$I_{xx} = \frac{L_x L_y^3}{12} = 3015,5\text{ m}^4 \qquad I_{yy} = \frac{L_y L_x^3}{12} = 5629,4\text{ m}^4$$

VI.5.3 La surface minimale du radier

La surface du radier doit vérifier la condition suivante :

- A l'ELS : $S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{49108,05}{200} = 245,54\text{ m}^2 > 195,68\text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{CNV.}$
- A l'ELU: $S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times 200} = \frac{68196,51}{1,33 \times 200} = 256,37\text{ m}^2 > 195,68\text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{CNV.}$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la surface du radier en lui ajoutant le débord tout autour du radier.

VI.6 Calcul de débordement D

On ajoute au radier un débord D dans les quatre sens talque :

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max\left(\frac{70}{2}; 30cm\right) = 35cm$$

D=40cm donc on adopte **D=1,2m**.

$$S_{\text{déb}} = D \times P = 1,2 \times 59,94 = 71,92$$

Avec : P : périmètre de l'immeuble = 59,94m

Donc la surface finale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 71,92 + 195,68 = \mathbf{267,6m^2}$.

- **A l'ELS:** $S_{\text{rad}} = 267,6m^2 > 245,54m^2$ \implies C.V
- **A l'ELU:** $S_{\text{rad}} = 267,6m^2 > 256,57m^2$ \implies C.V

VI.7 Vérification

VI.7.1 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin d'assurer le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \times Z \times S$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bat}} = 24252,76 \text{KN}$$

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis au soulèvement $F_s = 1.5$

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($Z = 2m$)

S : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 267,6 m^2$)

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 8028 \text{KN} \implies \text{Condition vérifiée (pas de risque de soulèvement)}$$

VI.7.2 Vérification de la stabilité au renversement du radier :

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre .

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre IV.

V : L'effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier = 0,7m

$$M_{Sta,x} = W \times b_x = 24252,76 \times 12,99 = 315043,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = W \times b_y = 24252,76 \times 8,66 = 210028,90 \text{ kN.m}$$

Et

$$M_{Ren,x} = 148224,108 + 1417,55 \times 0,7 = 149216,40 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ren,y} = 79461,8709 + 1291,62 \times 0,7 = 80366,00 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 2,11 > 1,5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 2,62 > 1,5$$

➤ Conclusion

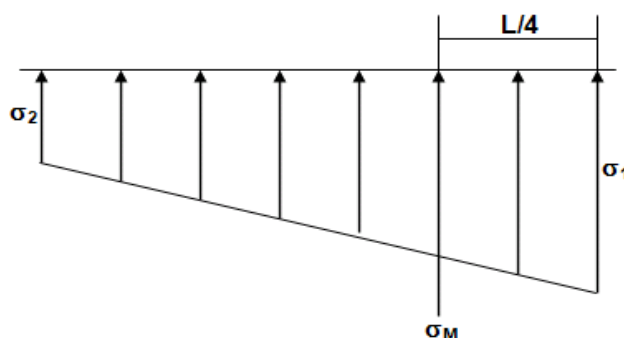
Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1,5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

VI.7.3 Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible. Leurs diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{adm}$$

Avec :



$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

N : effort normal appliqué à la surface de radier

M : moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

B : surface total du radier.

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : moment d'inertie du radier.

Tableau VI.1 : Evaluation et vérification des contraintes sous le radier à ELU, ELS

	ELS		ELU	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
N (KN)	18400,7	18400,73	25576,83	25576,83
M (KN.m)	7360,29	7360,29	10230,73	10230,73
V (m)	5,37	7,58	5,37	7,58
I (m⁴)	3015,5	5629,4	3015,5	5629,4
S	267,6	267,6	267,6	267,6
σ_1 (MPa)	81,86	78,68	113,80	109,35
σ_2 (MPa)	55,65	58,85	77,36	81,80
σ_{moy} (MPa)	75,30	73,72	104,69	102,46
σ_{adm} (MPa)	200	200	200	200
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VI.8 Ferrailage des panneaux du radier

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

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).

VI.8.1 Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

Si $\alpha < 0.4$ le panneau porte dans un seul sens

Si $0.4 < \alpha < 1$ le panneau porte dans les deux sens

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

L_x : La petite portée de panneau

L_y : La grande portée de panneau

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 3,05m$$

$$L_y = 4,80 m$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{305}{480} = 0,63 \quad \text{donc le panneau porte dans les deux sens}$$

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Notre panneau est intermédiaire donc il est encasté aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

✓ Dans le sens de la petite portée L_x :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_x$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5M_x$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_y$$

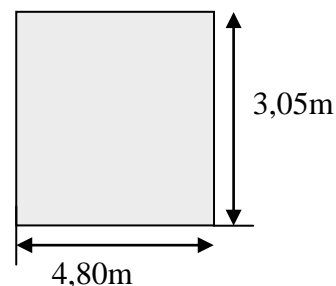


Figure VI.3 : le panneau le plus sollicité

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.5M_x$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{68196,51}{267,6} = 254,84 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{49108,05}{267,6} = \frac{183,51 \text{ kN}}{\text{m}^2}$$

➤ **A l'ELU**

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0,0779 \times 254,84 \times 3,05^2 = 184,68 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,3338 \times 184,68 = 61,65 \text{ kN.m}$$

➤ **A l'ELS**

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0,0831 \times 183,51 \times 3,05^2 = 141,86 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,5004 \times 141,86 = 70,98 \text{ kN.m}$$

Donc les moments en travée et en appuis sont :

➤ **A l'ELU**

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_x = 138,51 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5M_x = -92,34 \text{ kN.m}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_y = 46,23 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui : } M_{ay} = -0,5M_x = -92,34 \text{ kN.m}$$

➤ **A l'ELS**

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_x = 106,40 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5M_x = -70,93 \text{ kN.m}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_y = 53,23 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui : } M_{ay} = -0,5M_x = -70,93 \text{ kN.m}$$

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier

	Petite portée			Grande portée		
	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	184,68	138,51	-92,34	61,65	46,23	-92,34
ELS	141,86	106,40	-70,93	70,98	53,23	-70,93

VI.8.2 Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec: $b = 100$ cm, $h = 70$ cm, $d = 0,9h = 63$ cm.

➤ **Section minimale:**

On doit vérifier que : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \omega_0 \times s \times \frac{(3-\rho)}{2} = \frac{0,0008 \times 100 \times 70 (3-0.63)}{2} = \mathbf{6,63\text{cm}^2}$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A_{\min}} : \text{section minimale d'armature} \\ \mathbf{S} : \text{section totale du béton.} \\ \mathbf{\omega_0} : \text{taux d'acier minimale} = 0.0008 \text{ (acier HA Fe E 400)} \end{array} \right.$

➤ **Espacement maximal (Fissuration préjudiciable)**

$$S_{tx} \text{ et } S_{ty} \leq \text{Min}(2 \cdot h, 25\text{cm}) = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

➤ **Calcul des armatures à L'ELU :****Tableau VI.3: Ferrailage longitudinal et transversal du radier à l'ELU.**

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
M_u (KN.m)	138,51	92,34	46,23	92,34
A_s' (cm ² /ml)	0,00	0,00	0,00	0,00
A_s (cm ² /ml)	6,41	4,25	2,12	4,25
$A_{s \min}$	6,63	6,63	6,63	6,63
Choix des barres	5HA16	5HA16	5HA16	5HA16
A_s adopté	10,05	10,05	10,05	10,05
Espacement	20	20	20	20

➤ **Calcul des armatures à L'ELS :**

Tableau VI.4: Ferrailage longitudinal et transversal du radier à l'ELS.

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En.travée	Sur.appui	En.travée	Sur.appui
M _{ser} (KN.m)	106,40	70,93	53,234	70,93
A _s ' (cm ² /ml)	0,00	0,00	0,00	0,00
A _s (cm ² /ml)	4,90	3,26	2,44	3,25
A _{smin} (cm ² /ml)	6,63	6,63	6,63	6,63
Choix des barres/ml	5HA16	5HA16	5HA16	5HA16
A _s adopté	10,05	10,05	10,05	10,05
Espacement	20	20	20	20

VI.8.3 Verification à l'ELS

On doit verifier que :

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

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)**

Tableau VI.5:tableau de vérification de Contrainte maximale

	Sens	M _{ser} (KN.m)	As(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc}	obs
travée	X-X	106,40	10,05	12,35	4,49.10 ⁵	2,84	C.V
	Y-Y	53,234	10,05	12,35	4,49.10 ⁵	1,43	C.V
appui	X-X	70,93	10,05	12,35	4,49.10 ⁵	1,95	C.V
	Y-Y	70,93	10,05	12,35	4,49.10 ⁵	1,95	C.V

VI.9 Ferrailage du débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L= 1 m, le calcul de Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

Le ferrailage sera fait en flexion simple et en

Fissuration préjudiciable

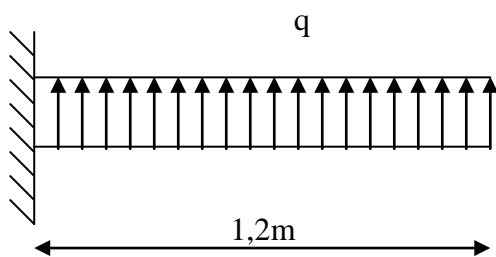


Figure VI.4:Débord du radier

Comme le débord est moins sollicité que la dalle, et afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord

NB :

On adopte le même ferrailage du radier pour le **bloc A**.

VI.10.Schéma de ferrailage

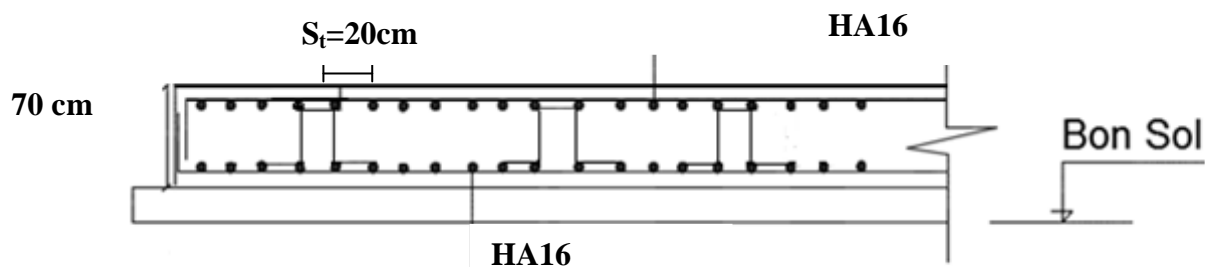
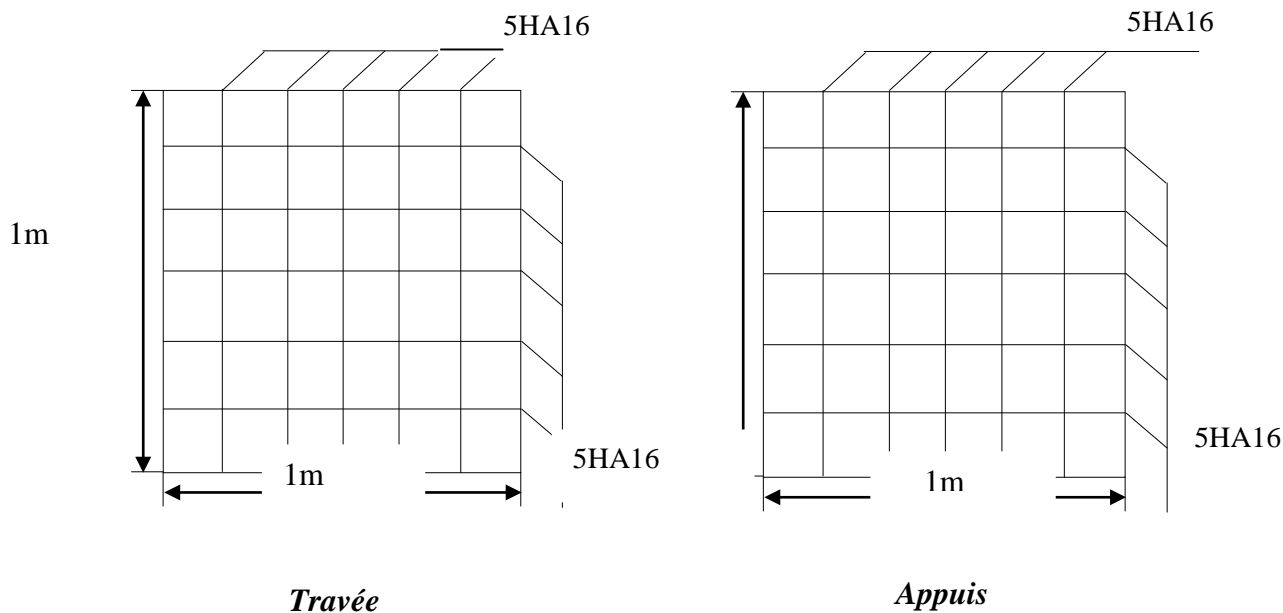


Figure VI.5: schéma de ferrailage du radier pour les blocs A et B

VI.11 Etude de voile périphérique

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VI.11.1 Prés dimensionnement du voile périphérique

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC d'après le (RPA99/V2003), son épaisseur doit être supérieure ou égale à 15 cm.

Donc on opte pour un épaisseur de **20 cm**.

a) Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 19 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C = 0$

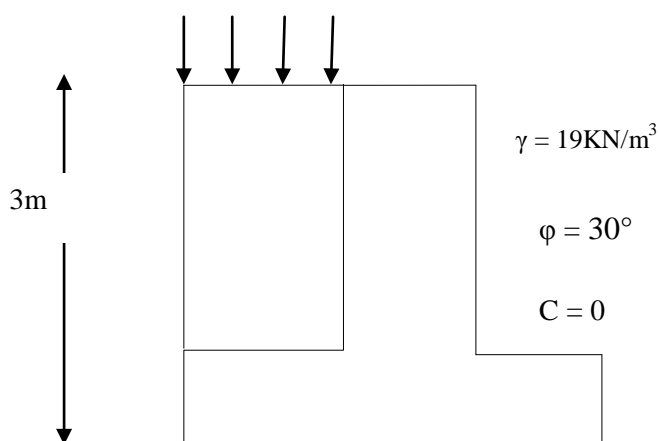


Figure VI.6: Schéma de voile de périphérique

b) Détermination des sollicitations

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

Le voile périphérique est conçu de telle façon à retenir la totalité des poussées des terres.

➤ Poussée due aux terres

$$\sigma_h = k_0 \cdot \gamma_h \cdot H$$

Avec :

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

$$K_0 = \operatorname{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0,33$$

On a $H=3,00\text{m}$ donc:

$$H = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \sigma_h = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$H = 3,00 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \sigma_h = 18,81 \text{ KN/m}^2$$

➤ Poussée due aux surcharges :

Une contrainte éventuelle d'exploitation $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$\sigma_q = k_0 \cdot q = 0,33 \times 10 = 3,3 \text{ KN/m}^2$$

➤ Calcul des contraintes total

• ELU :

$$\sigma_u = 1,35\sigma_{h(0)} + 1,5\sigma_q = 4,95 \text{ KN/m}^2 = \sigma_{\min}$$

$$\sigma_u = 1,35\sigma_{h(3,06)} + 1,5\sigma_q = 30,34 \text{ KN/m}^2 = \sigma_{\max}$$

• ELS :

$$\sigma_s = \sigma_{h(0)} + \sigma_q = 3,3 \text{ KN/m}^2 = \sigma_{\min}$$

$$\sigma_s = \sigma_{h(5,06)} + \sigma_q = 22,11 \text{ KN/m}^2 = \sigma_{\max}$$

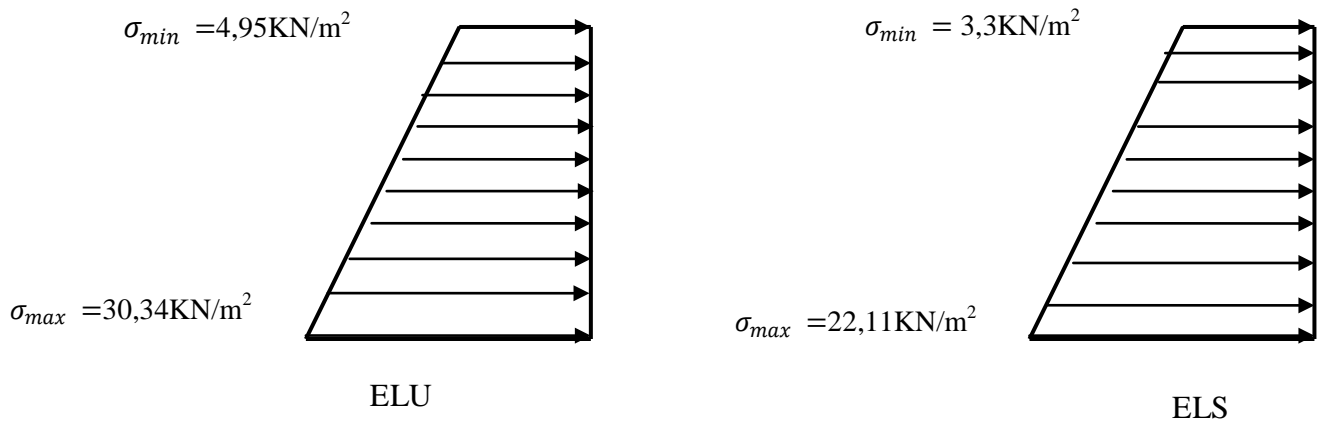


Figure VI.7: diagramme des contraintes

VI.11.2 Ferrailage du voile périphérique

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration préjudiciable.

➤ Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants : (Art A.8.2 :BAEL91 modifiée99)

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui : 0.5

➤ Identification des panneaux :

$$l_x = 3.00 \text{ m}$$

$$l_y = 3,85 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,78; \quad 0.4 < \rho < 1$$

⇒ le panneau travaille dans les deux sens

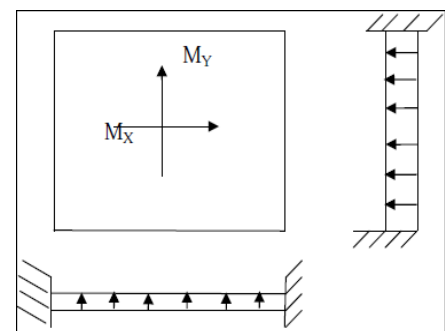


Figure VI.8: Schéma statique d'un voile

Les valeurs de μ_x , μ_y sont données par le BAEL

$$(ELU) \Rightarrow \rho = 0,78 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,058 \\ \mu_y = 0,560 \end{cases}$$

$$(ELS) \Rightarrow \rho = 0,78 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,065 \\ \mu_y = 0,684 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times \sigma_{\max} \times l_x^2 \quad \text{Dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \quad \text{Dans le sens de la grande portée}$$

➤ Evaluation des moments

Tableau VI.6: Moment longitudinal et transversal

	Lx	Ly	ρ	μ_x	μ_y	σ (KN/m ²)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
ELU	3,00	3,85	0,78	0,058	0,560	30,34	15,84	8,87
ELS	3,00	3,85	0,78	0,065	0,684	22,11	12,93	8,84

VI.11.3 Calcul des armatures

❖ Recommandation du RPA (Ferrailage minimal)

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Selon le **RPA2003 (Art. 10.1.2)**, le pourcentage minimal des armatures est de (0,1% B) dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{\min} = 0,1.b.h / 100 = 0,1.20.100 / 100 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Selon le **BAEL 91**, le ferrailage minimal est de :

$$A_{\min} = 0,0008.b.h = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles /m² de HA8.

➤ A l'ELU

Tableau VI.7 : Ferrailage du voile a l'ELU

	Sens x-x (vertical)		Sens y-y (horizontal)	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu(KN.m)	7,92	11,88	4,44	6,65
As(cm)	1,28	2,10	0,72	1,12
As _{min} (cm)	2,00	2,00	2,00	2,00
As adoptée(cm)	5,65	5,65	5,65	5,65
Choix de Φ	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12

➤ A l'ELS

Tableau VI.8 : Ferrailage du voile a l'ELS

	Sens x-x (vertical)		Sens y-y (horizontal)	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Ms(KN.m)	6,46	9,70	4,42	6,63
As (cm)	1,05	1,60	0,71	1,10
As _{min} (cm)	2,00	2,00	2,00	2,00
As adoptée(cm)	5,65	5,65	5,65	5,65
Choix de Φ	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12

➤ Condition de non fragilité

$$b = 1m \quad ; \quad h = 0,2m \quad ; \quad d = 0,9h = 0,18m$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 2,49cm^2 \quad \dots\dots\dots \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

VI.11.4 Armatures transversales

La dalle est coulée sans reprise de bétonnage sur toute l'épaisseur.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$: selon (l'Article A.5.2.2 du CBA 93)

Avec : $\gamma_b = 1,15$ et $\tau_u = \frac{V_u}{bxd}$

$$V_u = P_u \times \frac{L}{2} = 30,34 \times \frac{3,00}{2} = 45,51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{45,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,252 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$ **Condition vérifiée.**

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.11.5 Schéma de ferrailage du voile périphérique :

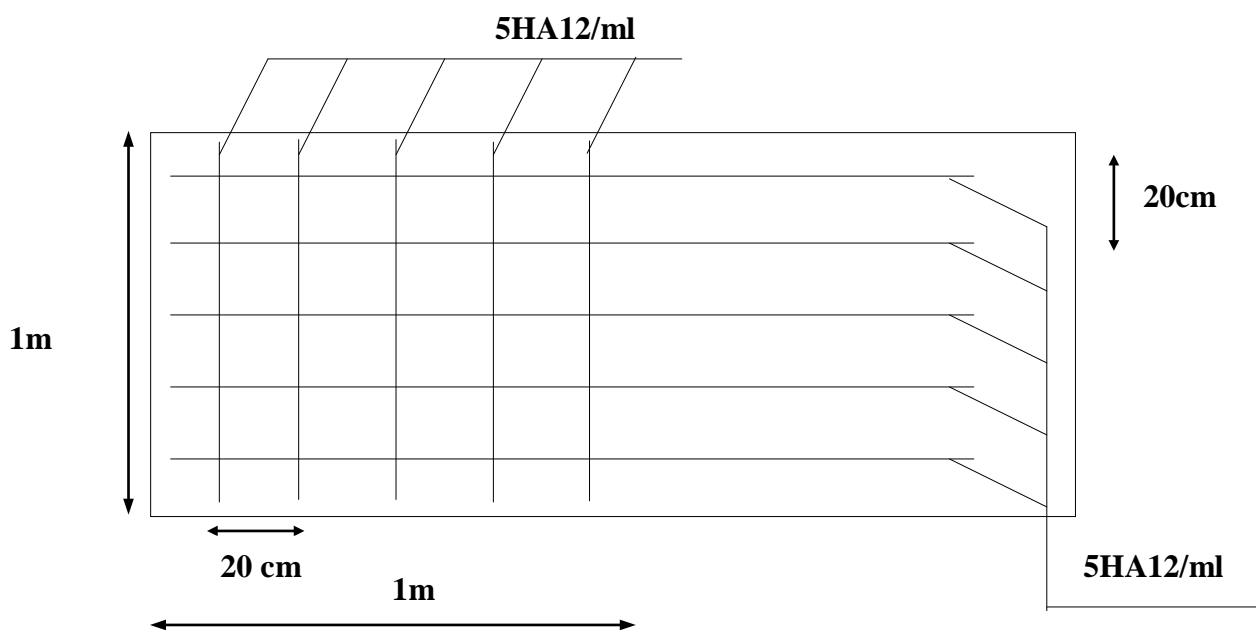


Figure VI.9: Schéma de ferrailage du voile périphérique.



CONCLUSION

Conclusion Générale

En plus de toutes les connaissances que nous a apportées cette formation en génie civil, ce mémoire nous a permis d'améliorer nos connaissances en termes de calcul et pratique. Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Cette expérience nous a aidé à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé ,et l'avantage du choix du système de contreventement pour la stabilité d'une structure vis a vis des séismes et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements indispensables.

Il est important de signaler que cette étude nous a donné une bonne maîtrise des sujets de génie civil, ainsi d'affranchir la vie professionnel avec un bagage nécessaire pour assurer une bonne fonction.

Ce travail est une petite contribution la quelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

- Règle parasismique Algérien (RPA 99).
- Règle BAEL 91
- Règle neige et vent (RNV).
- Formulaire en du béton armé (VICTOR DAVIDOVICI).
- Contreventement des bâtiments par voiles (AMAR CHANTI).
- Cours de bâtiment, RDM, DDS (ENTP, POLYTECHNIQUES).
- Conception et calcul des structures de bâtiments (HENRY THONIER)
- Construire parasismique (MILAN ZACEK)
- Calcul pratique des tours en béton armé (M – DIVER)
- Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGHI).
- Bâtiment en zone sismique (ALBERT FUVTES).
- Ossature de bâtiment (ANDRE COIN)
- Thèses traités.
- Manuel de « Etab».
- Logiciel de Génie Civil.