



République algérienne démocratique et populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Université Djilali Bounaama

-Khemis Miliana-

جامعة الجيلالي بونعامة خميس مليانة

Faculté des sciences et de la technologie

كلية العلوم و التكنولوجيا

Département de la technologie

قسم التكنولوجيا

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

*Etude de la stabilité d'une structure en
béton armée implanté à différents zones*

Réalisé par :

- ❖ Bouachri Mohammed Kamal Eddine
- ❖ Boutouchent Aymen

Soutenu le 12-10-2021 devant les jurés composé de :

- | | |
|----------------------------|-----------|
| ❖ Dr Ali Ben Yahia Khoudja | Président |
| ❖ Dr Tahenni Touhami | Examineur |
| ❖ Mr Tahi Mohamed | Encadreur |

PROMOTION 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH le tout puissant qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail. On veut exprimer toute nos reconnaissance à l'encadreur de mémoire, Mr TAHI MOHAMED. Nous le remercions de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

Nos sincères remerciements vont à tous les professeurs, conférenciers, et toutes les personnes qui ont orienté leurs réflexions par leurs mots, écrits, conseils et critiques et ont accepté de nous rencontrer et de répondre à nos questions au cours de nos recherches.

Nous remercions également le Dr Benlekhal Noureddine pour sa formation et son assistance tout au long de la préparation du mémoire de fin d'études.

À tous ces conférenciers, nous adressons nos remerciements, notre respect et notre gratitude.



Dédicace

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A mes chères sœurs et mon petit frère Mohamed pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,

A mon binôme Aymen boutouchent ,

A mes chères frères Khayro , Oussama , Hicham , Hido, Hichem , A tous mes amis dont je n'ai pas cité les noms et tout mes camarades des quartier pour leurs appui et leurs encouragement,

A toute ma famille tous ceux qui porte le nom Bouachri ,Bensmaili et Boutouchent pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,

*A ma chère grand-mère qui nous a quitté à cause de la pandémie
(ربي يرحمها)*

A ma promotion de Génie-civil

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infaillible,

Merci d'être toujours là pour moi.

Kamel



Dédicace

*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail
Aux Personnes les plus chères au monde, mes chers parents pour
leurs amour et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre
mon objectif, que Dieu me les garde*

*A mes chères sœurs et mon frère pour leurs encouragements
permanents, et leur soutien moral,*

A mon binôme Kamel Bouachri,

*A mes chères frères Khayro , Oussama , Hicham , Hido ,Hichem ,
Abdou et tout mes amis pour leurs appui et leurs
encouragement,*

A tout ma famille Boutouchent

A ma promotion de Génie-civil

*Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et
le fruit de votre soutien infailible,*

Merci d'être toujours là pour moi.

Aymen

ملخص

تنقسم الأراضي الجزائرية إلى خمس مناطق (05) لزيادة النشاط الزلزالي، وينتج عن هذا التقسيم تعديلات وتغييرات هيكلية للمبنى على حسب كل منطقة زلزالية.

الهدف من هذا العمل هو دراسة استقرار البناء الخرساني المسلح المكون من طابق أرضي بالإضافة إلى خمسة طوابق للاستخدام السكني. لتحقيق هذا الهدف، اخترنا المناطق الزلزالية الثلاثة I و IIa و III (اختيار عشوائي) ودرسنا نفس المبنى مع مقارنة التحليل الزلزالي باستخدام برنامج ETABS ومعايير الاستقرار التي تتطلبها قواعد الزلازل الجزائرية RPA 99 / الإصدار 2003 وكذلك حساب تقوية العناصر الهيكلية والأساسات في كل منطقة. تظهر نتائج الدراسة أن المبنى الذي يقع في المنطقة III يعرض قوى زلزالية وانحرافات أرضية عالية مع زيادة في كمية تقوية العناصر الهيكلية، لا سيما الجدران الداعمة، مقارنة بالمنطقة IIa و I.

في الواقع، لضمان سلوك ديناميكي جيد للمبنى، فإن إضافة الجدران الداعمة أمر مهم للغاية، من أجل ضمان ليونة مناسبة للهيكل، وهي جودة هيكلية أساسية في المناطق ذات الزلازل العالية.

Résumé

Le territoire algérien est divisés en cinq zones (05) pour augmenter l'activité sismique, et cette division entraîne des modifications et des changements structurels du bâtiment en fonction de chaque zone sismique.

L'objectif de ce travail est d'étudier la stabilité d'une structure en béton armé de rez-de-chaussée et de cinq étages à usage résidentiel. Pour atteindre cet objectif, nous avons sélectionné les trois zones sismiques I, IIa et III (sélection aléatoire) et étudié le même bâtiment avec une comparaison de l'analyse sismique utilisant le logiciel ETABS et les critères de stabilité requis par les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 comme ainsi que le calcul de la résistance des éléments structurels et des fondations dans chaque zone. Les résultats de l'étude montrent que le bâtiment situé dans la zone III présente des forces sismiques et des déflexions au sol élevées avec une augmentation du degré de renforcement des éléments structuraux, en particulier les voiles de contreventement, par rapport à la zone IIa et I.

En effet, pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment, l'ajout de murs porteurs est très important, afin d'assurer une bonne ductilité de la structure, qui est une qualité structurelle essentielle dans les zones à forte sismicité.

Abstract

Algerian lands are divided into five zones (05) to increase seismic activity, and this division results in modifications and structural changes to the building according to each seismic zone.

The objective of this work is to study the stability of a ground floor plus five storey reinforced concrete structure for residential use. To achieve this goal, we selected the three seismic zones I, IIa and III (random selection) and studied the same building with a comparison of seismic analysis using ETABS software and the stability criteria required by the Algerian Seismic Rules RPA 99/version 2003 as well as calculating the strengthening of the structural elements and foundations in each zone. The results of the study show that the building located in zone III exhibits high seismic forces and ground deflections with an increase in the amount of strengthening of structural elements, especially the bearing walls, compared to zone IIa and I.

In fact, to ensure a good dynamic behavior of the building, the addition of bearing walls is very important, in order to ensure proper ductility of the structure, which is an essential structural quality in areas with high seismicity.

SOMMAIRE

Introduction Générale

Introduction Générale	P01
-----------------------------	-----

Chapitre I : Généralités sur les Séismes

I.1.Généralités sur les Séismes	P03
---------------------------------------	-----

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

II.1.Présentation de l'ouvrage	P15
II.2. Eléments de l'ouvrage	P16
II.3.Caractéristique des matériaux	P19
II.4.Hypothèse de calcul	P24

Chapitre III : Pré dimensionnement de l'ouvrage

III.1.Introduction.....	P27
III.2.Pré dimensionnement des planchers.....	P27
III.3.Evaluation des charges.....	P29
III.4.Les portiques	P33
III.5.Les voiles	P46

Chapitre IV : Calcul des éléments secondaires

Introduction

IV.1.Acrotère.....	P49
IV.2.Etude des Planchers.....	P57
IV.3.Etude des Balcons.....	P77
IV.4.Escalier	P84
IV.5.Poutre Palière	P98

Chapitre V : Etude dynamique

V.1. Présentation logiciel ETABS	P108
V.2.Fonctionnalités	P109
V.3.Etude sismique	P112
V.4.Calcul et présentation des résultats	P123
V.5.Conclusion	P148

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1. Introduction	P150
VI.2. Ferrailage des poteaux	P150
VI.3. Ferrailage des poutres	P167
VI.5. Ferrailage des voiles	P184
VI.6. Conclusion	P204

Chapitre VII : Etude du fondations

VII.1. Introduction	P206
VII.2.Classification des fondations	P206
VII.3.Calcul des longrines	P208
VII.4.Voile périphérique	P211
VII.5.Semelle isolée	P212
VII.6.Semelle filante	P214
VII.7.Etude du radier générale	P216

Conclusion Générale

Conclusion Générale	P232
----------------------------------	-------------

Références

Annexe

Liste des figures

Chapitre I : Généralités sur les séismes

Figure I.1	Séisme de Boumerdès 21 Mai 2003	P3
Figure I.2	Différentes ondes sismiques	P4
Figure I.3	Origine des Ondes Sismiques	P5
Figure I.4	Les Ondes de Volume et Les Ondes de Surface	P6
Figure I.5	Carte sismicité de nord algérien	P11
Figure I.6	Carte zonage sismique en Algérie	P12

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

Figure II.1	Principaux termes relatif à un escalier	P17
Figure II.2	Schéma des murs intérieurs et extérieurs	P17
Figure II.3	diagramme contraintes-déformations à l'ELU	P20
Figure II.4	diagramme contraintes-déformation à l'ELS	P21
Figure II.5	Diagramme de contrainte – déformation	P23

Chapitre III : Pré dimensionnement de l'ouvrage

Figure III.1	Plancher en corps creux	P29
Figure III.2	Coupe plancher terrasse inaccessible	P30
Figure III.3	Coupe plancher étage courant	P31
Figure III.4	Coupe de mur extérieur	P32
Figure III.5	Poutre porteuse	P34
Figure III.6	Forme du poteau central	P39
Figure III.7	Détail du poteau le plus sollicité	P39
Figure III.8	Section réduite des poteaux	P43
Figure III.9	Coupe de voile en élévation	P46

Chapitre IV : Calcul des éléments non structureaux

Figure IV.1	Schéma statique de l'acrotère	P49
Figure IV.2	La section de l'acrotère pour ferailage	P51
Figure IV.3	Position de centre de pression	P53
Figure IV.4	Ferailage de l'acrotère	P56
Figure IV.5	Plancher en corps creux	P57
Figure IV.6	Corps creux	P57
Figure IV.7	Schéma d'une poutrelle	P58
Figure IV.8	Dimensions de la poutrelle	P58
Figure IV.9	Schéma statique de la travée poutrelle	P62
Figure IV.10	Schéma statique des poutrelles	P63
Figure IV.11	Schéma des moments fléchissant	P65
Figure IV.12	Diagramme des moments et des efforts tranchant ELU	P69
Figure IV.13	Diagramme des moments et des efforts tranchant ELS	P70
Figure IV.14	Ferailage des poutrelles	P75
Figure IV.15	Disposition constructive des armatures de la table de compression	P77
Figure IV.16	Schéma statique du balcon	P77
Figure IV.17	Dimension des balcon	P78

Figure IV.18	Schéma de ferrailage de balcon	P83
Figure IV.19	La forme et les éléments d'escalier	P84
Figure IV.20	Schéma statique d'escalier	P86
Figure IV.21	Charge revenant aux escaliers	P88
Figure IV.22	Diagramme de T_a L'ELU	P89
Figure IV.23	Diagramme de M_{Fa} L'ELU	P89
Figure IV.24	Diagramme de T	P91
Figure IV.25	Diagramme de M_F	P91
Figure IV.26	Schéma du Ferrailage des escaliers	P96
Figure IV.27	Schéma du Ferrailage des escaliers (vue en élévation)	P97
Figure IV.28	Chargement de la poutre palière	P98
Figure IV.29	Diagramme des efforts interne a L'E.L.U	P100
Figure IV.30	Diagramme des efforts interne a L'E.L.S	P100
Figure IV.31	Ferrailage de la poutre palière en travée et en appuis	P106

Chapitre V : Etude dynamique

Figure V.1	Spectre de réponse de la structure Zone I,IIa,III	P117
Figure V.2	Modèle initial sans voiles	P124
Figure V.3	Comportement des trois premiers modes du premier modèle	P125
Figure V.4	Modèle avec voiles	P132
Figure V.5	Comportement des trois premiers modes du deuxième modèle	P133
Figure V.6	Evaluation des effets du second ordre	P143

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI.1	Zone nodale	P151
Figure VI.2	Axes et files des poutres dans le bâtiment étudié	P168
Figure VI.3	Sollicitation due aux voiles	P184
Figure VI.4	Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	P185
Figure VI.5	Disposition des armatures verticales dans les voiles	P185
Figure VI.6	Vue en plan du disposition des voiles	P188
Figure VI.7	Vue en plan du voile plein en U	P189
Figure VI.8	Vue en plan du voile plein en L	P194
Figure VI.9	Schéma ferrailage du voile plein en L Zone I	P202
Figure VI.10	Schéma ferrailage du voile plein en L Zone IIa	P202
Figure VI.11	Schéma ferrailage du voile plein en L Zone III	P203
Figure VI.12	Schéma ferrailage du voile plein en U Zone I	P203
Figure VI.13	Schéma ferrailage du voile plein en U Zone IIa	P203
Figure VI.11	Schéma ferrailage du voile plein en U Zone III	P204

Chapitre VII : Calcul des fondations

Figure VII.1	Fondations superficielles	P206
Figure VII.2	Ferrailage des longrines	P211
Figure VII.3	Ferrailage du voile périphérique	P212
Figure VII.4	Disposition des semelle isolée	P212
Figure VII.5	Dimensions de la semelle isolée	P213
Figure VII.6	Semelle filante	P214
Figure VII.7	Schéma statique du bâtiment	P220

Figure VII.8	Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité	P222
Figure VII.9	Ferraillage du radier en Travée et sur Appuis	P226
Figure VII.10	Ferraillage des nervures sens X-X	P229
Figure VII.11	Ferraillage des nervures sens Y-Y	P229

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités sur les séismes

Tableau I.1	Intensité de séisme et leurs effets	P7
Tableau I.2	Séismes célèbres et conséquences	P8
Tableau I.3	Les séismes en Algérie	P9
Tableau I.4	Les règles parasismiques en Algérie	P10
Tableau I.5	Zonage sismique	P12

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

Tableau II.1	Caractéristiques mécaniques des aciers	P22
--------------	--	-----

Chapitre III : Pré dimensionnement de l'ouvrage

Tableau III.1	Les charges permanentes terrasse inaccessible	P29
Tableau III.2	Les charges permanents étage courant	P30
Tableau III.3	Charges permanente et surcharge du plancher terrasse en dalle pleine	P31
Tableau III.4	Charge permanente et surcharge des planchers courants en dalle pleine	P32
Tableau III.5	Les charges permanentes de mur extérieur	P32
Tableau III.6	Charges permanente du mur intérieur	P33
Tableau III.7	Charges d'exploitation des éléments	P33
Tableau III.8	Dégression des charges d'exploitation	P38
Tableau III.9	Résultat de la loi de dégression de notre bâtiment	P38
Tableau III.10	Dimensions de poteau central	P45

Chapitre IV : Calcul des éléments non structureaux

Tableau IV.1	Calcul des efforts internes des poutrelles a deux travées	P69
Tableau IV.2	Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travées	P72
Tableau IV.3	Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis	P72
Tableau IV.4	Charges permanente et surcharge du plancher terrasse en dalle pleine	P78
Tableau IV.5	Charge permanente et surcharge des planchers courants en dalle pleine	P78
Tableau IV.6	Valeur de coef m	P79
Tableau IV.7	Charge permanentepalliasse	P86
Tableau IV.8	Charge permanentepalier	P87
Tableau IV.9	Caractéristiques géométriques et mécaniques	P92

Chapitre V : Etude dynamique

Tableau V.1	Facteur de qualité Q de la structure	P121
Tableau V.2	Récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment	P122
Tableau V.3	Vérification des périodes dans les trois zones sismiques	P126
Tableau V.4	Pourcentage de participation massique (Zone I , IIa , III).	P127
Tableau V.5	Calcul de la force sismique. (Zone I , IIa , III)	P128
Tableau V.6	Vérification de la résultante des forces sismique de calcul	P128
Tableau V.7	Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (Zone I).	P129

Tableau V.8	Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (Zone I).	P129
Tableau V.9	Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (Zone IIa).	P129
Tableau V.10	Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (Zone IIa).	P130
Tableau V.11	Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (Zone III)	P130
Tableau V.12	Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (Zone III)	P130
Tableau V.13	Vérification des périodes dans les deux zones sismiques	P134
Tableau V.14	Pourcentage de participation massique (Zone I , IIa , III).	P135
Tableau V.15	Vérification du coefficient du comportement dans le sens Verticale (Zone I , IIa , III)	P136
Tableau V.16	Vérification du coefficient du comportement dans le sens X (Zone I)	P136
Tableau V.17	Vérification du coefficient du comportement dans le sens X (Zone IIa)	P136
Tableau V.18	Vérification du coefficient du comportement dans le sens X (Zone III)	P136
Tableau V.19	Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y(Zone I)	P137
Tableau V.20	Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y(Zone IIa)	P137
Tableau V.21	Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y(Zone III)	P137
Tableau V.22	Vérification des périodes dans les trois zones sismiques	P138
Tableau V.23	Pourcentage de participation massique (Zone I , IIa , III)	P138
Tableau V.24	Calcul de la force sismique	P139
Tableau V.25	Vérification de la résultante des forces sismique de calcul	P139
Tableau V.26	Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (Zone I)	P140
Tableau V.27	Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (Zone I)	P140
Tableau V.28	Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (Zone IIa)	P141
Tableau V.29	Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (Zone IIa)	P141
Tableau V.30	Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (Zone III)	P142
Tableau V.31	Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (Zone III)	P142
Tableau V.32	Vérification de l'effet P- Δ sens X (Zone I)	P144
Tableau V.33	Vérification de l'effet P- Δ sens Y (Zone I)	P145
Tableau V.34	Vérification de l'effet P- Δ sens X (Zone IIa)	P145
Tableau V.35	Vérification de l'effet P- Δ sens Y (Zone IIa)	P145
Tableau V.36	Vérification de l'effet P- Δ sens X (Zone III)	P145
Tableau V.37	Vérification de l'effet P- Δ sens Y (Zone III)	P145
Tableau V.38	Vérification du coefficient du comportement dans le sens Verticale (Zone I , IIa , III)	P147
Tableau V.39	Vérification du coefficient du comportement dans le sens X (Zone I)	P147
Tableau V.40	Vérification du coefficient du comportement dans le sens X (Zone IIa)	P147
Tableau V.41	Vérification du coefficient du comportement dans le sens X (Zone III)	P147
Tableau V.42	Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y (Zone I)	P148
Tableau V.43	Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y (Zone IIa)	P148
Tableau V.44	Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y (Zone III)	P148

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.1	As min RPA	P153
Tableau VI.2	Section d'armatures des poteaux Zone I ,IIa , III sous (N_{max} , M_{corr})	P154
Tableau VI.3	Section d'armatures des poteaux Zone I ,IIa , III sous (M_{max} , N_{corr})	P154
Tableau VI.4	Section d'armatures des poteaux Zone I ,IIa , III sous (N_{max} , M_{corr})	P155
Tableau VI.5	Section d'armatures des poteaux Zone I sous (M_{max} ,N_{corr})	P155

Tableau VI.6	Section d'armatures des poteaux Zone II sous (M_{max}, N corr)	P156
Tableau VI.7	Section d'armatures des poteaux Zone III sous (M_{max}, N corr)	P156
Tableau VI.8	Section d'armatures des poteaux Zone I, IIa, III sous (N_{max}, M corr)	P157
Tableau VI.9	Section d'armatures des poteaux Zone I, IIa, III sous (M_{max}, N corr)	P157
Tableau VI.10	Ferraillage des poteaux en Zone I	P158
Tableau VI.11	Ferraillage des poteaux en Zone IIa	P158
Tableau VI.12	Ferraillage des poteaux en Zone III	P158
Tableau VI.13	Vérifications des contraintes Zone I, IIa, III sous (N_{max}, M corr)	P159
Tableau VI.14	Vérifications des contraintes en Zone I, IIa, III sous (M_{max}, N corr)	P160
Tableau VI.15	Vérification de sollicitation normale en Zone I	P161
Tableau VI.16	Vérification de sollicitation normale en Zone IIa	P161
Tableau VI.17	Vérification de sollicitation normale en Zone III	P161
Tableau VI.18	Vérification de contrainte de cisaillement des poteaux en Zone I, IIa, III	P163
Tableau VI.19	Choix d'armatures transversales des poteaux en Zone I, IIa, III	P164
Tableau VI.20	Espacement maximale selon RPA99 /Version 2003 en Zone I	P165
Tableau VI.21	Espacement maximale selon RPA99 /Version 2003 en Zone IIa, III	P165
Tableau VI.22	Schéma de ferraillage des poteaux en Zone I	P165
Tableau VI.23	Schéma de ferraillage des poteaux en Zone IIa	P166
Tableau VI.24	Schéma de ferraillage des poteaux en Zone III	P166
Tableau VI.25	Caractéristiques géométriques des poutres	P168
Tableau VI.26	Ferraillage des poutres porteuse Zone I, IIa, III (situation durable)	P169
Tableau VI.27	Ferraillage des poutres porteuse Zone I (situation accidentelle)	P170
Tableau VI.28	Ferraillage des poutres porteuse Zone IIa (situation accidentelle)	P170
Tableau VI.29	Ferraillage des poutres porteuse Zone III (situation accidentelle)	P171
Tableau VI.30	Ferraillage des poutres non porteuse Zone I, IIa, III (situation durable)	P171
Tableau VI.31	Ferraillage des poutres non porteuse Zone I (situation accidentelle)	P172
Tableau VI.32	Ferraillage des poutres non porteuse Zone IIa (situation durable)	P172
Tableau VI.33	Ferraillage des poutres non porteuse Zone III (situation durable)	P173
Tableau VI.34	Choix des armatures pour les poutres principaux	P173
Tableau VI.35	Ferraillage des poutres porteuse Zone I (situation accidentelle)	P174
Tableau VI.36	Ferraillage des poutres porteuse Zone II (situation accidentelle)	P174
Tableau VI.37	Ferraillage des poutres porteuse Zone III (situation accidentelle)	P175
Tableau VI.38	Ferraillage des poutres non porteuse (situation durable)	P175
Tableau VI.39	Ferraillage des poutres non porteuse Zone I (situation accidentelle)	P176
Tableau VI.40	Ferraillage des poutres non porteuse Zone IIa (situation accidentelle)	P176
Tableau VI.41	Ferraillage des poutres non porteuse Zone III (situation accidentelle)	P177
Tableau VI.42	Vérification des Condition de non fragilité	P177
Tableau VI.43	Vérification des poutres porteuse a L'ELS	P178
Tableau VI.44	Vérification des poutres non porteuse a L'ELS	P178
Tableau VI.45	Vérification de l'effort tranchant	P179
Tableau VI.46	Les armatures transversals	P180
Tableau VI.47	Caractéristiques des poutres	P182
Tableau VI.48	Ferraillage des poutres porteuse	P183
Tableau VI.49	Ferraillage des poutres non porteuse	P183
Tableau VI.50	Les efforts internes des voiles en U	P189
Tableau VI.51	Vérification de la contrainte de compression sous ($G + Q \pm E$)	P189
Tableau VI.52	Caractéristique des voiles (zone tendu et comprimée)	P190
Tableau VI.53	La force de traction résultante Tronçon AB	P191
Tableau VI.54	La force de traction résultante Tronçon BC	P191
Tableau VI.55	Calcul de At (section totale de ferraillage)	P192
Tableau VI.56	Vérification de A min exigés par RPA	P192
Tableau VI.57	Ferraillage des voiles en U	P193

Tableau VI.58	Vérification des contraintes de cisaillement	P193
Tableau VI.59	Les efforts internes des voiles en L	P194
Tableau VI.60	Vérification de la contrainte de compression sous $(G + Q \pm E)$	P195
Tableau VI.61	Caractéristique des voiles (zone tendu et comprimée)	P196
Tableau VI.62	La force de traction résultante Tronçon AB	P196
Tableau VI.63	La force de traction résultante Tronçon BC	P197
Tableau VI.64	Calcul de A_t (section totale de ferrailage)	P197
Tableau VI.65	Vérification de A_{min} exigés par RPA	P198
Tableau VI.66	Ferrailage des voiles en L	P198
Tableau VI.67	Vérification des contraintes de cisaillement	P199
Tableau VI.68	Caractéristique des voiles Zone I	P200
Tableau VI.69	Caractéristique des voiles Zone IIa	P200
Tableau VI.70	Caractéristique des voiles Zone III	P200
Tableau VI.71	Ferrailage des voiles Zone I	P201
Tableau VI.72	Ferrailage des voiles Zone IIa	P201
Tableau VI.73	Ferrailage des voiles Zone III	P202

Chapitre VII : Calcul des fondations

Tableau VII.1	Rapport des charges verticales sur $\alpha(F)a$ L'ELU	P209
Tableau VII.2	Section d'armature calculé	P209
Tableau VII.3	Rapport des charges verticales sur $\alpha(F)a$ L'ELS	P210
Tableau VII.4	Choix d'armatures du longrine	P210
Tableau VII.5	les charges recevez par les semelles isolées	P213
Tableau VII.6	Moments à L'ELU et L'ELS	P215
Tableau VII.7	Ferrailage de la dalle du radier	P224
Tableau VII.8	Vérification a L'ELS duFerrailage de la dalle	P224
Tableau VII.9	Vérification a L'ELS du Ferrailage de la dalle	P225
Tableau VII.10	Choix d'armatures sens X-X	P225
Tableau VII.11	Choix d'armatures sens Y-Y	P227
Tableau VII.12	Espacement des armatures transversales	P227
Tableau VII.13	Choix des armatures transversales	P227

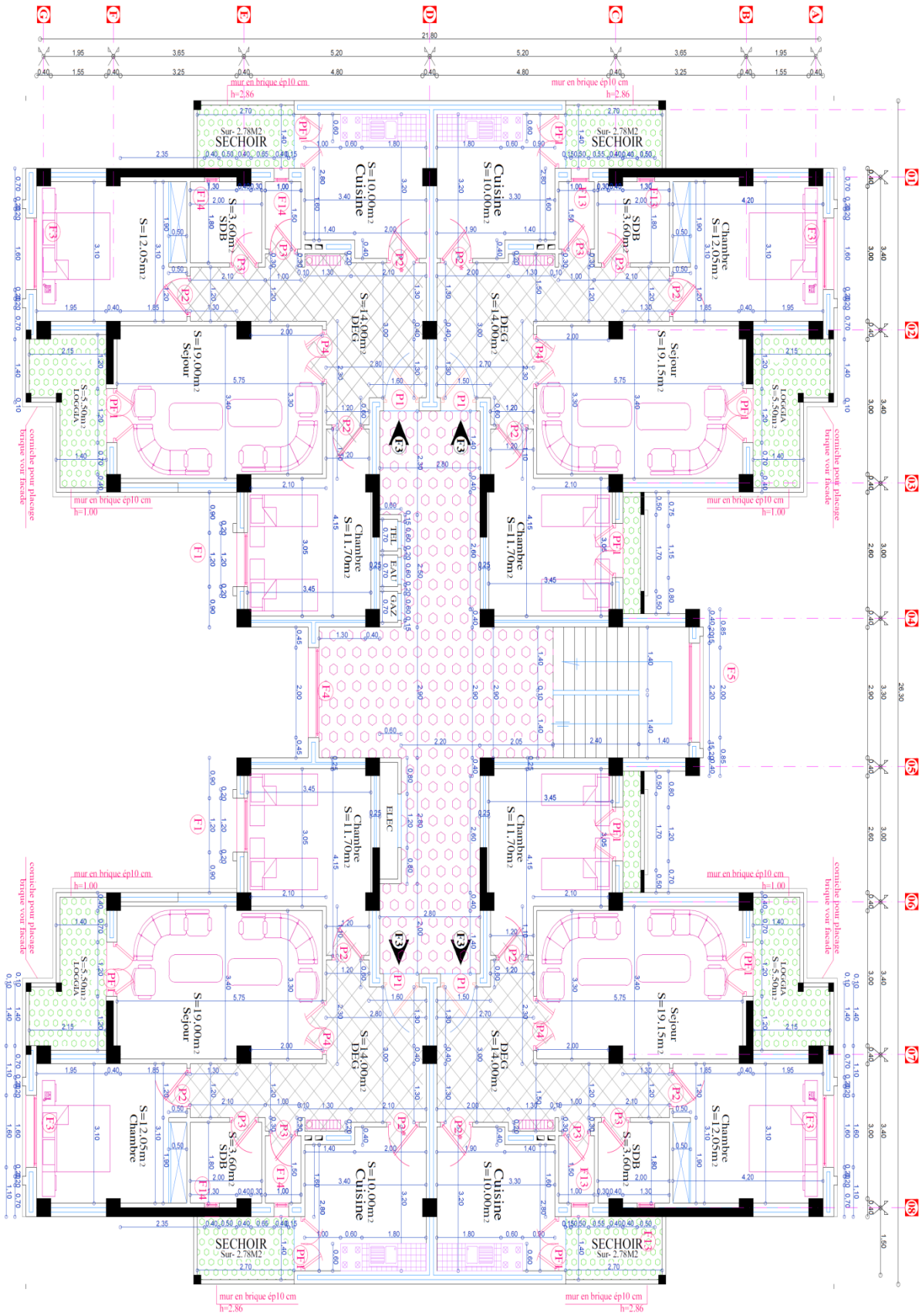
LISTE DES SYMBOLES

- 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.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
- 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.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.

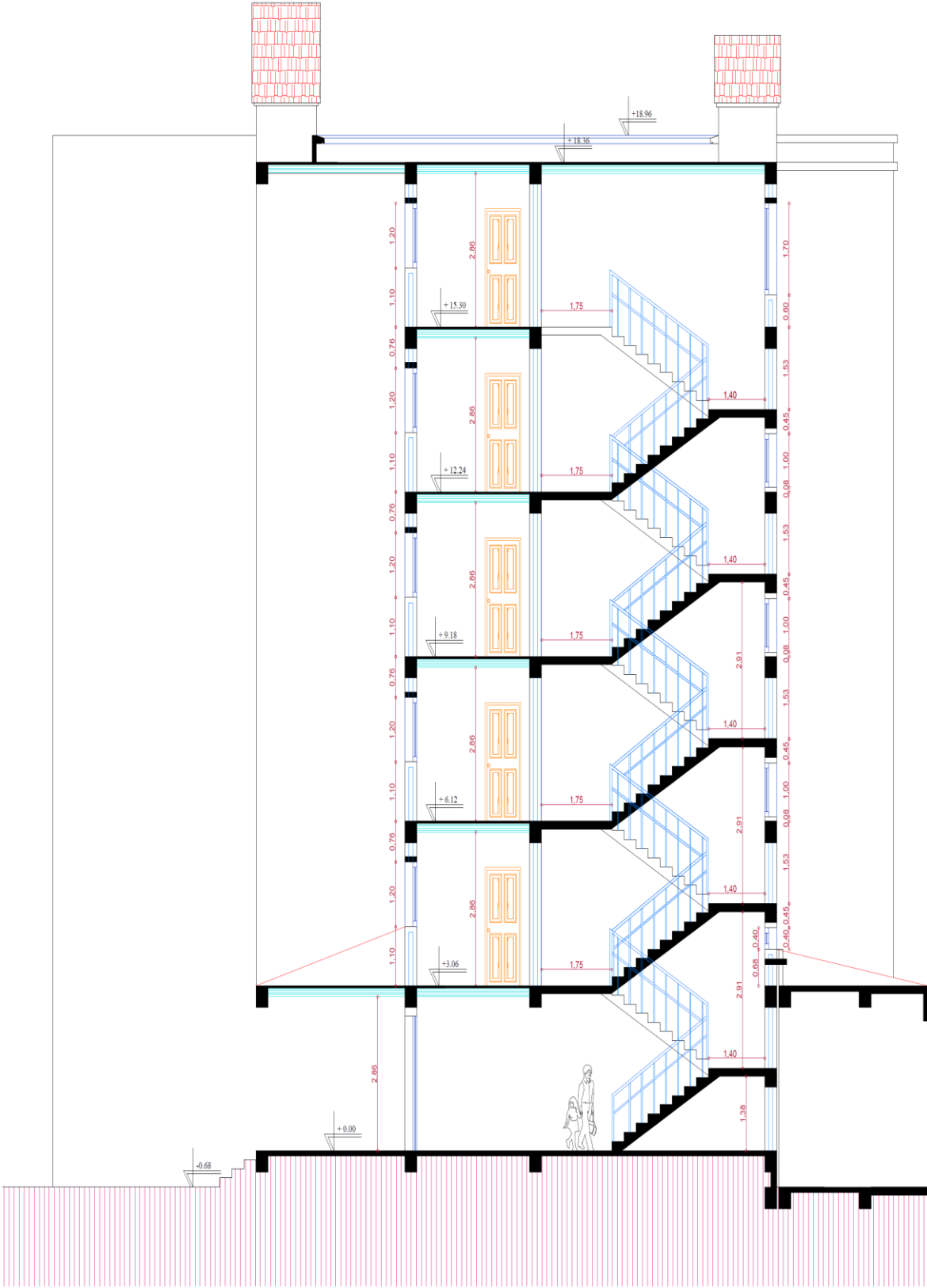
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Plan d'architecture

Vue en plan étage courant



Vue en élévation du bâtiments



Introduction Générale

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

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

Puisque l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle est une région à forte activité sismique. La réponse sismique d'un site dépend très fortement de la rigidité dynamique des différentes couches de sols qui le constituent ainsi que leurs épaisseurs. La classification des sites selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 /v2003) est basée sur des données géotechniques et géophysiques. Le territoire Algérien est divisé en cinq zones (05) de sismicité croissante. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

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

Ce projet de fin d'études portera d'une part sur l'étude structurale d'un ouvrage.

Cette étude se compose de six parties :

- La première partie entame la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment,
- La deuxième partie le prédimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.
- La troisième partie a été consacrée aux éléments non structuraux (les poutrelles, escalier, dalles pleines et l'acrotère).
- La quatrième partie portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS 9.
- La cinquième partie comprend le ferrailage des différents éléments structuraux de la structure (poteaux, poutres, voiles)
- La sixième partie portera sur l'étude de l'infrastructure.

Une conclusion générale a été effectuée à la fin de ce travail.

Généralités sur les séismes



Généralités sur les Séismes

I.1 Introduction

L'Algérie se situe sur une frontière active de plaques au niveau de la convergence de l'Afrique et de l'Eurasie. Ces plaques se rapprochent à une vitesse de l'ordre de 6 millimètres par an, ce qui génère une accumulation importante de contraintes. Lorsque ces contraintes deviennent trop fortes, certaines failles peuvent être mises en mouvement. Le déplacement rapide des bords de la faille génère alors des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface. Les principales failles actives sont localisées au niveau de la chaîne de montagne nord-africaine (Atlas). Le mouvement relatif des bords de la faille tel qu'il a été enregistré par les sismomètres montre un raccourcissement cohérent avec le mouvement global des plaques. Pour le moment, la faille qui est à l'origine du séisme du 21 mai 2003 n'est pas identifiée. Compte tenu des premières informations sismologiques, la prolongation orientale de la faille majeure connue localement (faille de Thenia) pourrait avoir été activée lors de ce séisme.

I.2. C'est quoi un séisme ?

Le séisme est un secousse ou succession de secousses plus au moins violentes du sol. ce dernier résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre qui provoque un glissement de deux compartiments le long d'une faille. Ces secousses peuvent être imperceptibles où très destructrices.



Figure I.1 : Séisme de Boumerdès 21 Mai 2003



I.3. Origine du séisme

Les séismes peuvent être d'origines artificielles comme ceux induits par l'activité humaine (tires d'explorations sismiques, essais nucléaires souterrains), ou d'origines naturelles comme les séismes tectoniques, les séismes volcaniques et les séismes d'effondrements.

On retiendra que seuls les séismes d'origine tectonique, c'est-à-dire liés aux déplacements relatifs des plaques terrestres peuvent avoir des longueurs de ruptures suffisantes pour que leur magnitude soit élevée et justifie d'une politique de prévention visant la résistance aux oscillations (Le préfet des côtes d'Armor, 2011).

I.4. Ondes sismiques

Les ondes sismiques, ou ondes élastiques, sont des mouvements vibratoires qui se propagent à travers un milieu matériel et peuvent le modifier irréversiblement si leur amplitude est suffisante. Elles sont générées par un événement initial, généralement un séisme. L'impulsion de départ déplace les atomes du milieu, qui en poussent d'autres avant de reprendre leur place, ces déplacements oscillatoires se propageant ensuite de proche en proche. Un séisme émet des ondes sismiques dans toutes les directions .

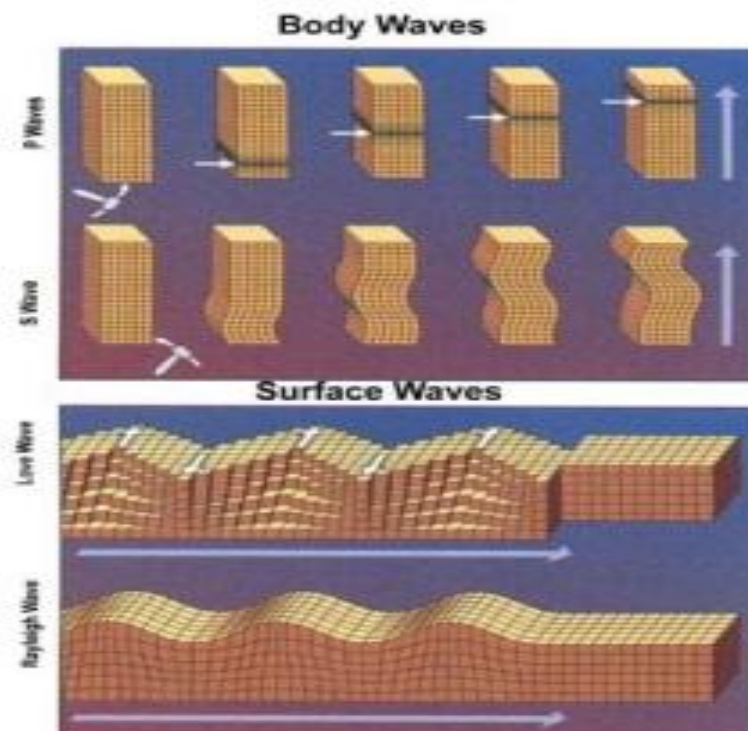


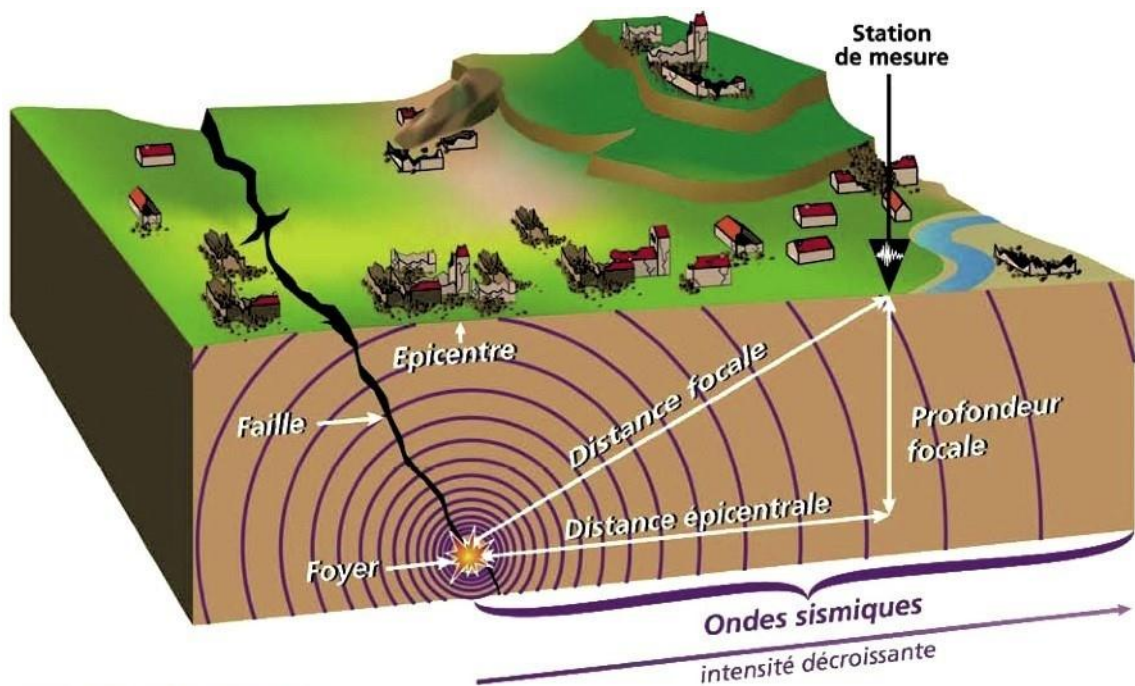
Figure I.2 : Différentes ondes sismiques.



I.4.1. Origine des Ondes Sismique

Le point d'origine d'un tremblement de terre est appelé hypocentre ou foyer, il peut se trouver entre la surface et moins 700 km en dessous de la surface terrestre. On parle souvent aussi de l'épicentre qui est le point situé à la surface de la terre, à la verticale du foyer

La secousse sismique se propage sous forme d'ondes sismiques. Ces dernières sont des ondes élastiques qui peuvent traverser un milieu sans le modifier durablement. Il existe deux types d'ondes sismiques : les ondes de volume et les ondes de surface.



Source: Préfecture des Hautes-Alpes

Figure I.3 : Origine des Ondes Sismiques

I.4.a. Ondes de Volume

Elles se propagent dans la masse terrestre depuis la source, elles sont réfléchies et/ou réfractées par les limites de couches de sol de densités différentes et par la surface. Ce sont des ondes qui provoquent les déformations des constructions courantes sous l'effet des forces d'inertie (leurs fréquences d'oscillation sont proches de celles des constructions qu'elles peuvent mettre en résonance) (DSPR, 2008). Les ondes sismiques sont classées en deux catégories, *ondes primaires (P)* et *ondes secondaires (S)*.



I.4.b. Ondes de Surface

Elles sont générées par l'arrivée des ondes de volume à la surface du globe. Plus le séisme est profond, moins elles sont puissantes. Elles concernent les couches superficielles des sols. Les ondes de surfaces sont cassées en deux catégories, Onde de Love (L) et ondes de Rayleigh (R) (DSPR, 2008). Ces ondes ont un contenu fréquentiel qui concerne certaines structures, mais leur influence sur les constructions courantes est négligeable .

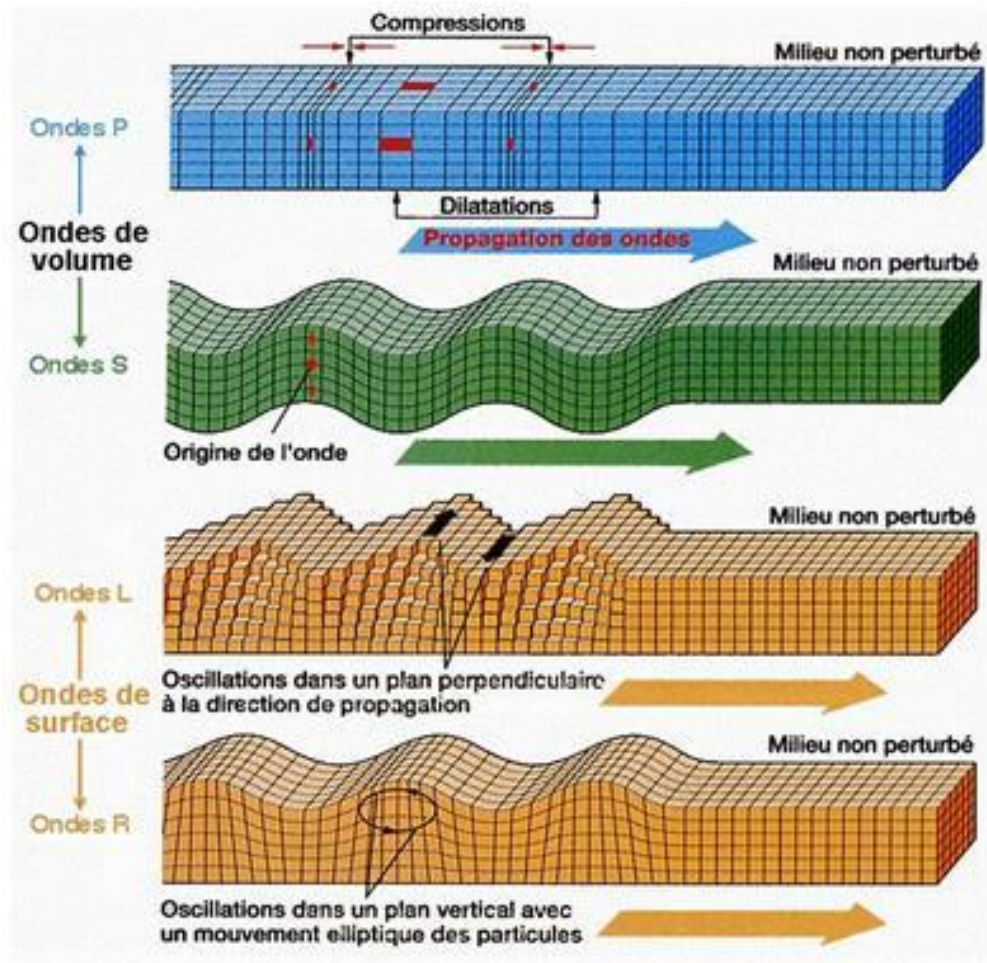


Figure I.4 : Les Ondes de Volume et Les Ondes de Surface

I.5.Action sismique

Le séisme est caractérisé par trois mouvements indépendants, suivant deux directions horizontales et une direction verticale. Ces mouvements agissent sur les surfaces en contact avec le sol.



Chacun de ces mouvements est défini par :

- Un ou plusieurs spectres de repense à la surface du sol, en champ libre, valable pour les deux directions horizontales et la direction verticale :

* Spectre élastique si la structure doit être maintenue dans le domaine élastique.

* Spectre de dimensionnement, assorti du coefficient de comportement approprié.

- Une accélération nominale horizontale au sol qui définit le niveau de calage à fréquence infinie du spectre pour les deux directions horizontales.

- Une accélération verticale au sol égale à :

70% de l'accélération horizontale, pour les bâtiments à risque normal.

2/3 de l'accélération horizontale, pour les bâtiments à risque spécial.

Dans le cas où le rapport du sol retient plusieurs sites, il y a lieu de prendre en compte l'enveloppant des spectres correspondants.

I.5.1. Intensité et magnitude d'un séisme

La notion de magnitude est incomparablement supérieure à celle d'intensité : pour un même tremblement de terre, il y'a de très nombreuses intensités, mais il n'existe qu'une seule magnitude.

I.5.1.1. Intensité

L'intensité caractérise la sévérité de la secousse au sol. Elle est estimée en un lieu à partir des effets produits par ce séisme, qu'ils soient seulement observés ou ressentis par l'homme (réveil, chute d'objet, fissures...) ou qu'ils aient causé des dégâts plus ou moins importants aux constructions selon leur vulnérabilité (capacité à résister au secousses sismiques). On parle alors d'effets macrosismiques

Tableau I.1: Intensité de séisme et leurs effets

Degré	Description	Degré	Description
I	Non ressenti	VIII	Dégâts importants
II	Rarement ressenti	IX	Destructions
III	Faiblement ressenti	X	Destructions généralisées
IV	Largement ressenti	XI	Catastrophe
V	Fortement ressenti	XII	Changement du paysage
VI	Dégâts légers		
VII	Dégâts significatifs		



I.5.1.2. Magnitude

La notion de magnitude a été introduite en 1935 par le sismologue américain Richter. Elle caractérise l'énergie libérée par la rupture de la faille dans la zone épiscopentrale. Les relations entre magnitude et intensité sont complexes et dépendent notamment de la profondeur du foyer. À magnitude égale, les dégâts à l'épicentre sont d'autant plus importants que la profondeur du foyer est faible. Corrélativement, la zone des dégâts est moins étendue.

Tableau I.2 : Séismes célèbres et conséquences.

Localité	Date	Magnitude	Observation
Chili	22/05/1960	8.5	Graves dommages notamment sur les hôpitaux, il fut ressenti jusqu'aux environs de 900 km de l'épicentre.
Alaska	28/03/1964	8.4	Sinistre de l'hôpital El mendorf, un nombre significatif de bâtiments scolaires furent touchés parmi lesquels les écoles de Denali Grade School, Anchorage High School et Gouvernement Hill Grade School. De nombreux dégâts sont la conséquence de plusieurs glissements de terrain. Il fut ressenti jusqu'à 700 km aux alentours de l'épicentre.
Mexico	19/03/1985	8.1	Le groupe hospitalier de la ville de Mexico fut touché de façon très importante, de nombreux bâtiments stratégiques furent sinistrés, par exemple on peut noter le Centro Medico Nacional, l'Hôpital Général de la Secrétariat de la Salud. De même, plusieurs établissements scolaires furent aussi touchés par les secousses, ainsi que les bâtiments assez « vieux » présentant de fortes charges et une mauvaise structure résistante.
Kobe	17/01/1995	7.2	Plusieurs dizaines de milliers de bâtiments rencontrent des problèmes de fissures, et beaucoup sont détruits notamment à cause d'incendies postérieurs au tremblement de terre (du fait des dommages au niveau des réseaux gaz, électricité, eau). Nous rencontrons aussi des problèmes sur les bâtiments stratégiques.



Le Tableau suivant présente les séismes majeurs qui frappent l'Algérie durant la période entre 1365 et 2003.

Tableau I.3 : Les séismes en Algérie.

Lieu	Date	Intensité maximale	Magnitude	victimes
Alger	03 janvier 1365	X	/	Plusieurs
Alger	10 mars 1673	/	/	/
Alger	03 février 1716	X	/	20000
Oran	09 octobre 1790	X	/	2000
Blida	02 mars 1825	X	/	7000
Djidjelli	22 aout 1856	X	/	/
Mitidja	02 janvier 1867	X-XI	7.5	100
Autres	16 novembre 1869	IX	6.5	30
El-kala	29 novembre 1887	IX-X	/	20
Gouraya	15 janvier 1891	X	4.5	38
S-El-Ghouzlan	24 juin 1910	X-VIII	6.6	81
M'sila	12 février 1946	VII – VIII	5.6	264
El Asnam	09 septembre 1954	X-XI	6.7	1234
M'sila	21 février 1960	VIII-IX	5.6	47
El Asnam	10 octobre 1980	IX	7.3	2633
Constantine	27 octobre 1985	VIII	6.0	5
Tipaza	29 octobre 1989	VIII	6.0	22
Mascara	18 aout 1994	VII	5.6	172
Ain benian	04 septembre 1996	VII	5.7	172
Ain Témouchent	22 décembre 1999	VII	5.8	/
Beni-ouartilane	10 novembre 2000	VI	5.4	02
boumerdès	21 mai 2003	X-XI	6.8	2278



I.6. Réglementation parasismique

Les règles parasismiques visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisantes pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Afin de pouvoir établir un dimensionnement suivant les probabilités d'occurrence sismique, il a été établi par la réglementation parasismique un zonage de sismicité classifiant les différentes zones d'un pays où les règles parasismiques sont applicables. Il s'agit en fait des zones où il y a risque d'avoir un jour un tremblement de terre.

Un code sismique de la construction, est «de mettre à la disposition des intervenants dans l'acte de bâtir des règles minimales pour protéger la vie en particulier et celle sociale qui taxe sévèrement l'économie non seulement de la zone touchée par le séisme mais nationale. Le Tableau suivant présente l'évolution de la réglementation parasismique Algérienne en fonction de séisme.

Tableau I.4 : Les règles parasismiques en Algérie.

année	localité	Règlement
1716	Alger	Mesures parasismiques – Dey Chaouch Alger
1954	Orléan	Recommandations de constructions parasismiques AS55
1980	El-Asnam	Addenda 02/82 au PS 69
1985	Constantine	Règles parasismiques Algériennes RPA 81et 83
1989	Tipaza	Révision en RPA88
1999	Ain Témouchent	Révision du zonage en RPA99
2003	Boumerdès	Révision du RPA99 en RPA2003



I.7. Carte de sismicité du nord Algérien

Le nord algérien est frappé régulièrement par des séismes parfois importants mais souvent modérés à faibles. Par ailleurs, les séismes modérés à fort génèrent bien souvent des cataclysmes (El Asnam 10 Octobre 1980, Boumerdes 21 Mai 2003) difficiles à surmonter car notre pays, à l'instar des beaux autres, reste encore mal préparé pour affronter de tels cataclysmes

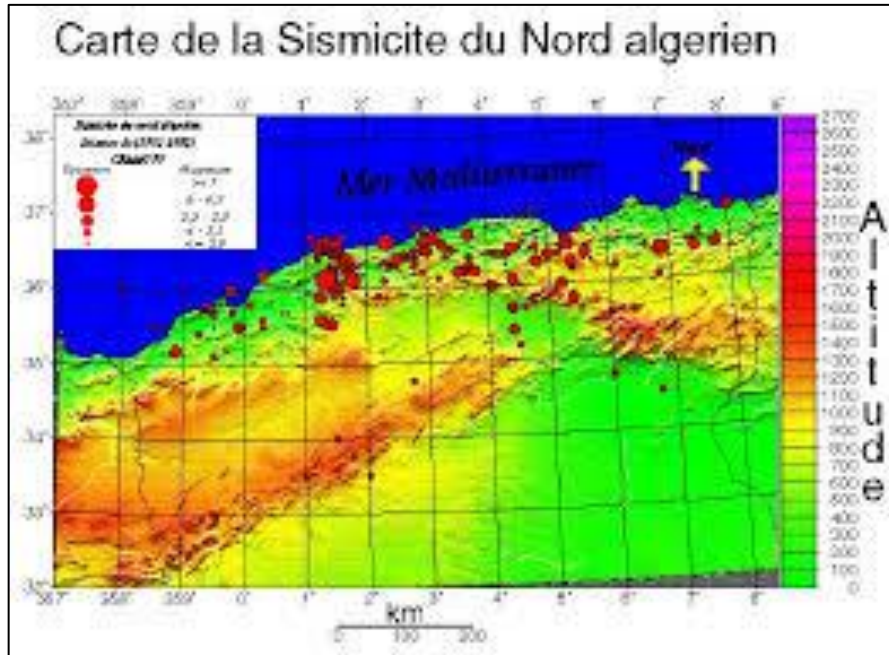


Figure I.5 : Carte sismicité de nord algérien

I.8. Zonage sismique

La réponse sismique d'un site dépend très fortement de la rigidité dynamique des différentes couches de sols qui le constituent ainsi que leurs épaisseurs. La classification des sites selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 /v2003) est basée sur des données géotechniques et géophysiques à travers les valeurs moyennes et spécialement la vitesse d'onde de cisaillement sur les 20 premiers mètres.

La pratique géotechnique de terrain est loin d'être en mesure de caractériser un site. Une investigation géotechnique doit nous renseigner sur la nature des différentes couches constituant le site et donner les caractéristiques physiques et dynamiques (densité, épaisseurs, rigidité, V_s , rapport d'impédance, ...) en se basant sur les essais in situ et de laboratoire. En zone sismique, le comportement dynamique du sol doit être évalué afin de prédire les conséquences en surface libre.



Le territoire Algérien est divisé en cinq zones (05) de sismicité croissante, défini sur la carte des zones de sismicité qui précise cette répartition sur les 48 wilayas d'Algérie (RPA99/v2003).

Tableau I.5 : Zonage sismique

Zone	Nature de sismicité
0	sismicité négligeable
I	séismicité faible
IIa et IIb	séismicité moyenne
III	séismicité élevée

La figure suivante présente le zonage sismique en Algérie

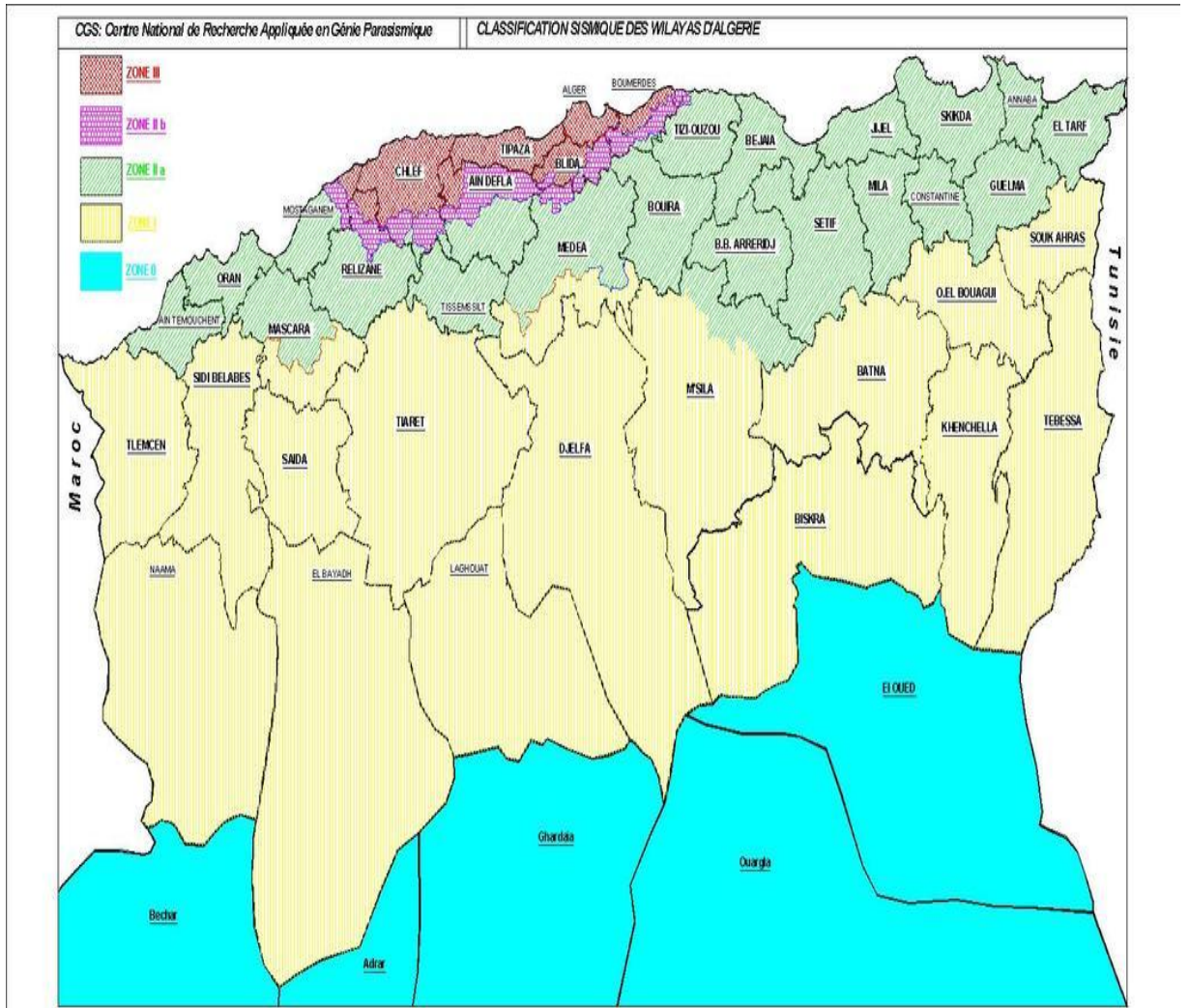


Figure I.6: Carte zonage sismique en Algérie



I.9. Caractérisation du sol

I.9.1. Classification du sol

Selon la disponibilité des différents résultats des essais, le site sera classé dans la catégorie la plus appropriée. En cas de doute, classer dans la catégorie immédiatement la plus défavorable. Les conditions de site qui nécessitent des investigations approfondies sont les suivantes :

- Présence de sols instables sous les actions sismiques telles que : sols liquéfiables, sols faiblement cimentés, anciens remblais. Présence de sols vaseux ou d'argile avec une très forte teneur en matière organique sur une épaisseur de plus de 3 m. présence d'argile très plastique (indice de plasticité $I_p > 75$) sur une épaisseur de plus de 6 m.
- Présence sur une épaisseur de plus de 30 m d'une couche d'argile molle à moyennement raide (RPA99/v2003).

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

- Catégorie S_1 (site rocheux) Roches ou autres formations géologiques caractérisées par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s \geq 800$ m/s.
- Catégorie S_2 (site ferme) Dépôts de sable et de graviers très denses ou d'argile sur-consolidée sur 10 ou 20 m d'épaisseur, ou les deux ou même temps avec $V_s \geq 400$ m/s.
- Catégorie S_3 (site meuble) Dépôts de sable et de graviers de densité moyenne ou d'argile moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.
- Catégorie S_4 (site très meuble) Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle. Dépôts d'argile molle à moyennement raide. Pour les deux types la vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s \leq 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Chapitre II :

Présentation de l'ouvrage



Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul

Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur totale de bâtiment),
- Ses éléments constitutifs : éléments structuraux et non structuraux,
- Les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage.

II.1 Présentation de l'ouvrage

Le présent projet consiste à étudier la stabilité d'une structure (**R+5**) à usage d'habitation, contreventé par des voiles. L'ouvrage est classé dans le « **groupe d'usage 2** » et implanté à Sidi Lakhdar, ville située en **ZONE IIa**, de sismicité moyenne, selon le règlement parasismique algérien **RPA99/version2003**.

II.1.1 Caractéristiques De L'ouvrage

a. Dimensions en élévation

* Hauteur totale (superstructure).....	18.36m.
* Hauteur RDC.....	3.06 m.
* Hauteur de 1 ^{ème} étage courant.....	3.06 m.
* Hauteur de 2 ^{ème} étage courant.....	3,06 m.
* Hauteur de 3 ^{ème} étage courant.....	3,06 m.
* Hauteur de 4 ^{ème} étage courant.....	3.06 m.
* Hauteur de 5 ^{ème} étage courant.....	3,06 m.

b. Dimensions en plan

* Largeur en plan.....	22 m.
* Longueur en plan.....	23.3 m.

II.1.2 Classification du bâtiment:

Le projet est un ouvrage classé dans le «groupe 2», car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m selon RPA 99.



II.2 Elements de l'ouvrage

II.2.1 Ossature

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles.

D'après le RPA 99 version 2003, pour toute structure dépassant une hauteur de 14m, en zone IIa, son contreventement est assuré par ce qui suit :

- **Contreventement par voiles** : composé des éléments verticaux « voiles » en béton armé. Les disposés dans les deux sens, transversal et longitudinal, ils assurent :
 - D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).
 - Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

Ainsi ils minimisent les effets de torsion.

II.2.2 Plancher

Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Ils doivent être conçus d'une façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges,
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages,
- Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement,

Dans notre projet les planchers sont constitués de corps creux et des dalles pleines.

II.2.3 Escaliers

L'escalier est un élément en béton armé qui permet de relier deux niveaux différents de construction. consentant la conception, on a choisi un escalier à marches droites pour faciliter l'exécution.

Il constitue deux volées, un palier de repos et un palier d'arrivée. Les escaliers sont coulés sur place.

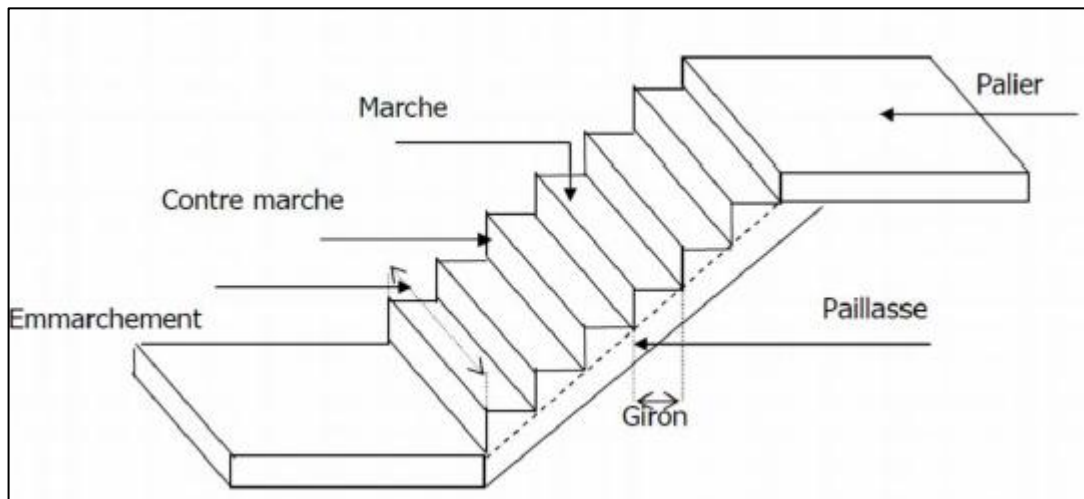


Figure II.1 : Principaux termes relatif à un escalier

II.2.4 Maçonnerie

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en brique creuse.

➤ Murs extérieurs (façade)

Ils sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

➤ Murs intérieurs (cloisons)

Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

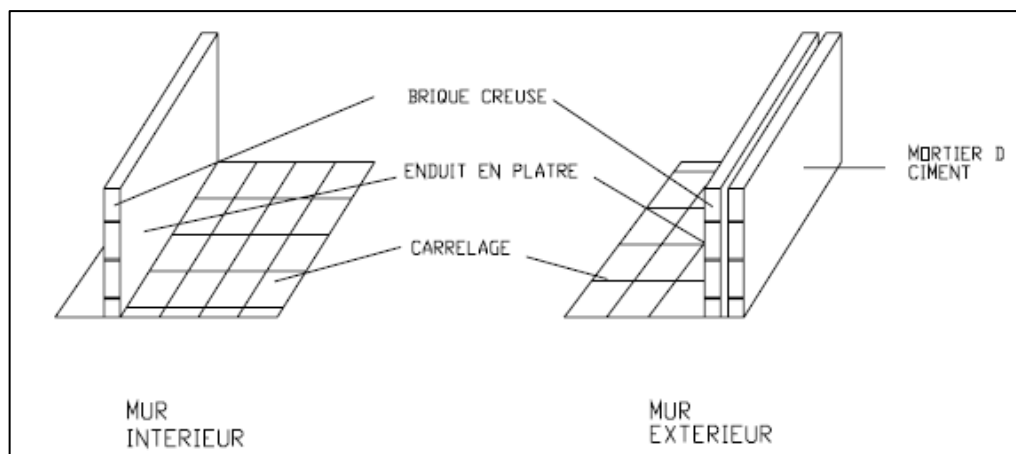


Figure II.2 : Schéma des murs intérieurs et extérieurs

II.2.5 Revêtement

- Céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Carrelage de 2 cm pour différents planchers et escalier.



- Enduit de plâtre pour les cloisons et plafonds ($e = 2 \text{ cm}$).
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

II.2.6 L'acrotère

Au niveau de terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

II.2.7 Coffrage

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

II.2.8 Fondations

a-Définition

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

b -Fonctions des fondations

Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

c- Différents types de fondations

Ø Les fondations superficielles

Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur : Semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

d- Facteurs de choix de type de fondation

- **La nature de l'ouvrage à fonder** : pont, bâtiment d'habitation,...
- **La nature du terrain** : connaissance du terrain par sondages et définition des Caractéristiques.

- pour notre structure on a un **Radier Générale**



- **Le site** : urbain ; montagne, bord de mer,...
- **La mise en œuvre des fondations** : terrain sec, présence de l'eau,...

II.3 Caractéristiques Des Matériaux

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

II.3.1 Béton

Le béton est un matériau composite aggloméré constitué d'une partie inerte appelée couramment granulats, et d'une partie active liant (ciment).

a. Caractéristiques Physique et Mécaniques du Béton

➤ Masse Volumique

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la mode de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 Kg/m³

➤ Coefficient de dilatation α

Sa valeur moyenne est sensiblement la même pour les deux matériaux :

- Pour l'acier ($\alpha = 11 \times 10^{-6}$).
- Pour le béton ($\alpha = 10 \times 10^{-6}$).

➤ Retrait Hygrométrique

Au cours de sa vie les bétons subissent une variation de son volume lorsque le béton conserve dans une atmosphère sèche, il diminue de volume c'est le retrait.

➤ Résistances caractéristiques

• Résistance à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours notée f_{c28} . (le béton tendu est négligé par hypothèse).

La résistance du béton utilisé est de **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

Cette caractéristique est déterminée en laboratoire par des essais de compression sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16cm de diamètre et 32cm de hauteur)

Résistance à la traction

Cette dernière est notée f_{tj} et elle est égale à :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} [1]$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$



b. Contraintes limites

b.1 état limite ultime

Est notée f_{bu} tel que

$$f_{bu} = \frac{m \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

m : Coefficient de minoration a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton :

- $m = 0.85$ pour une section rectangulaire ou en T.
- $m = 0.8$ pour une section circulaire ou trapézoïde.

γ_b : coefficient de sécurité de béton :

- $\gamma_b : 1,5$ dans le cas des situations durables ou transitoires.
- $\gamma_b : 1,15$ pour les combinaisons accidentelles
- $\theta = 1$ dans le cas général quand la durée d'application des charges considérée est $>$ à 24 heures,
- $\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures,
- $\theta = 0,85$ lorsqu'elle est inférieure à 1 heure
-

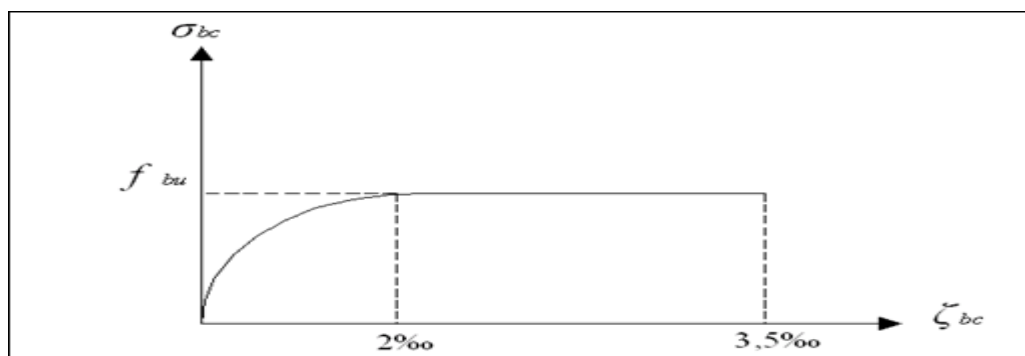


Figure II.3 : diagramme contraintes-déformations à l'ELU

b.2 état limite service :

Est donné par $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

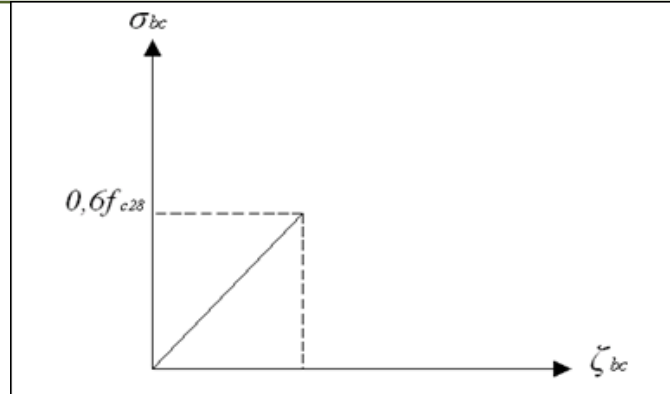


Figure II.4 : diagramme contraintes-déformation à l'ELS

c. module de déformation longitudinale

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91 modifier 99**.

c.1 Le module de déformation instantanée :

Fc 28 = 25 MPa

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'où : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

c.2 Le module de déformation différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ d'ou : } E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

→ On a choisit le module de déformation **Instantanée**

d. Coefficient de poisson

$\nu = 0.20$ pour le calcul des déformations pour un béton non fissuré (E.L.S)

$\nu = 0$ pour le calcul des déplacements pour un béton fissuré (E.L.U)

II.3.2 Acier

L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi Bien en traction qu'en compression.

Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène

Les armatures utilisées sont de types :

Acier de haute adhérence '**HA**' :

Ce sont des aciers de type 1 de nuance. FeE 40 caractérisées par :

-La limite élastique : 400 MP

-La contrainte de rupture 480 MPa

-L'allongement est de l'ordre de 10 ‰



a. Caractéristiques mécaniques des aciers

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques mécaniques des aciers

Tableau II.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers

Type	Nuance	Limite élastique f_e (MPa)	ε_{es} ‰	Emploi
Barre HA	FeE40	400	1.74	Emploi courant
Rond liss	FeE22	215	0.935	Emploi courant
	FeE24	235	1.02	Épingles de levage des pièces préfabriquées
Treillis	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	2.261	Treillis soudés uniquement emploi courant
	$\phi > 6\text{mm}$	441	1.917	

b. Module d'élasticité de l'acier

$$E_s = 2.10^5 \text{MPa}$$

c. Contrainte limite de l'acier

c.1 Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ε_s : déformation (allongement) relative de l'acier. $\varepsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{aciers naturels}$$

$$\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s \quad \text{aciers écrouis}$$

avec :

γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{en situation courante } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \text{en situation accidentelle } \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$



c.2 Contrainte limite de service (ELS) :

Les contraintes limites de l'acier σ_s sont données en fonction de l'état limite d'ouverture des fissures.

- **Fissuration peu nuisible** : pas de vérification.
- **Fissuration préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 f_e ; \max (0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta} f_{tj}))$ (MPa)
- **Fissuration très préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2 f_e ; \max (0.8 f_e ; 90\sqrt{\eta} f_{tj}))$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA)

d. Coefficient d'équivalence:

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton

e. Diagramme de contrainte - déformation

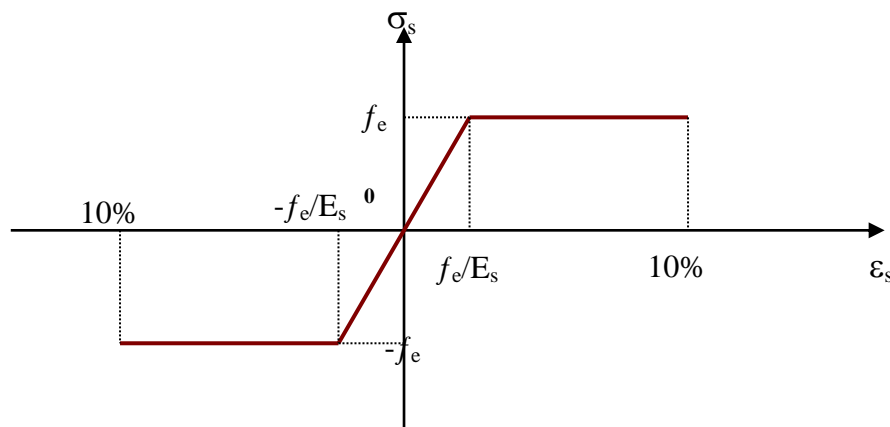


Figure II.5 : Diagramme de contrainte – déformation

σ_s : contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

ϵ_s : L'allongement relatif de l'acier



II.4 hypothèses de calcul :

II.4.1 Etats limites ultimes (ELU)

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

➤ Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

II.4.2 États limites de service (ELS)

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soit :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton

➤ Hypotheses:

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

- Le béton tendu est négligé dans les calculs
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E$).



Conclusion

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

Chapitre III :

Prédimensionnement de l'ouvrage



Pré dimensionnement de l'ouvrage

III.1 Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **CBA93, BAL91 modifier 99** et du **RPA99V2003**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

III.2 Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Le bâtiment étudié, est composé des planchers suivants :

- Plancher en corps creux d'une terrasse inaccessible.
- Plancher en corps creux des étages courants.
- Dalle pleine pour les balcons.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Ainsi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir des conditions suivantes :

III.2.1. Condition de résistance au feu

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe feu
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe feu
- $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe feu

On adopte $e = 16$ cm.

III.2.2. Isolation phonique

Selon les règles CBA 93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On propose une épaisseur de 16 cm.



III.2.3. Résistance à la flexion

III.2.3.1. Plancher à corps creux

D'après BAEL91 modifier 99 [4]

$$\frac{L}{25} < ht < \frac{L}{20}$$

Avec :

e : épaisseur de la dalle de compression + corps creux

L : la distance maximale de la poutre L max = 4,8 m

$$\frac{4,8}{25} < ht < \frac{4,8}{20} \rightarrow 0.192 \text{ m} < ht < 0.24 \text{ m}$$

alors on prend ht = 20 cm

III.2.3.2. Dalle pleine

• Pour les dalles qui reposent sur deux appuis (les balcons) : [4]

on L = 4.8 m

$$\frac{L}{35} < e < \frac{L}{30} \rightarrow \frac{4.8}{35} < e < \frac{4.8}{30}$$

alors 0.137 m < e < 0.16 m → on prend e = 15 cm

❖ **On adopte un plancher d'une épaisseur :**

✓ ht = d + e = 20 cm

✓ d = 16 cm (hauteur du corps creux)

✓ e = 04 cm (épaisseur de la dalle de compression).

❖ **On adopte une dalle pleine:**

✓ e = 15 cm

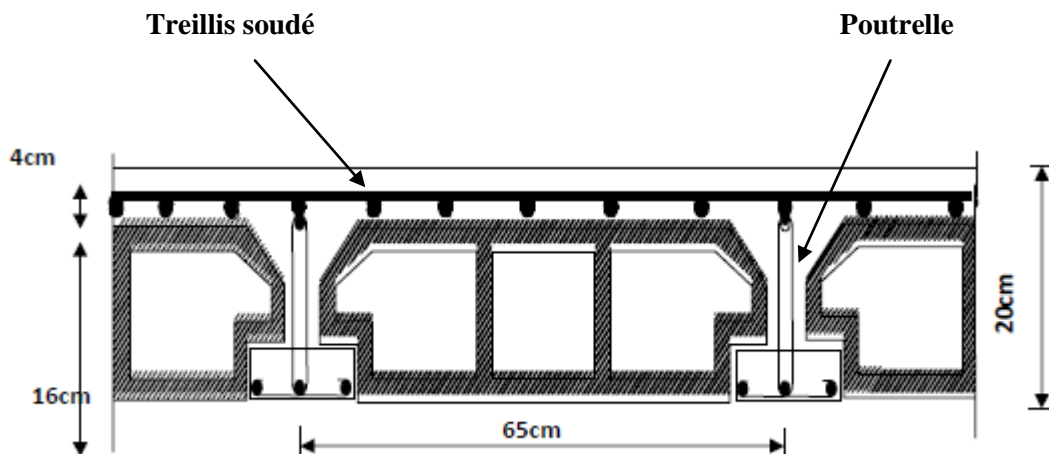


Figure III.1 : Plancher en corps creux

III.3 Evaluation du charges

Evaluation des charges a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque éléments porteurs. Elle permet aussi de déterminer les actions qui s'exercent sur un élément d'ouvrage, afin de procéder à son pré dimensionnement.

III.3.1-Plancher terrasse inaccessible

Tableau III.1: Les charges permanentes terrasse inaccessible [3]

Matériaux	Epaisseur (m)	d (kn/m ³)	G (kn/m ²)
1- Protection en gravillon	0.05	18	0.90
2- Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3- Forme de pente	0.10	24	2.40
4- Isolation liège	0.04	4	0.16
5- Dalle en corps creux	16+4	14.25	2.85
6- Enduit plâtre	0.02	10.50	0.21
		G	6.64kN/m²
		Q	1.00KN/m²

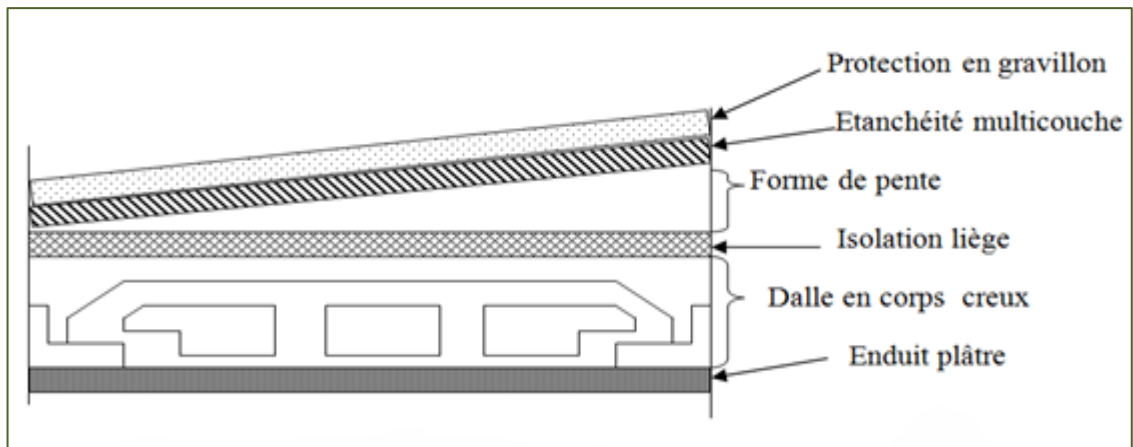


Figure III.2: coupe plancher terrasse inaccessible

III.3.2-Plancher étage courant

Tableau III.2: Les charges permanentes étage courant [3]

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Poids surfacique G (KN/m ²)
1-carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.03	18	0.54
4-Dalle de compression+corps creux	0.20	/	2.85
5-Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6-cloisons légères			1
		G	5.00 KN/m²
		Q	1,50kN/m²

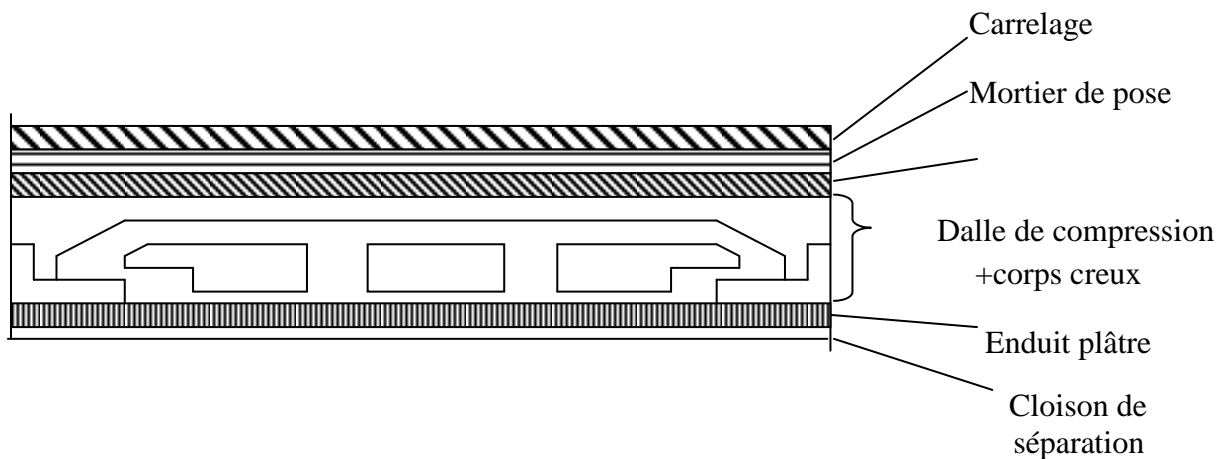


Figure III.3 : coupe plancher étage courant

III .3.2.1 dalle pleine

Les Tableaux présentent la charge permanente et la charge d'exploitation données par le document technique DTR B.C.2.2 et appliquées sur le plancher terrasse et les planchers des étages courants réalisés en dalle pleine

Tableau III.3 :Charges permanente et surcharge du plancher terrasse en dalle pleine.[3]

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Protection en gravillons	20	0.05	1.00	1
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12	
Forme de pente	22	0.10	2.20	
Plancher en dalle pleine	25	0.15	4.00	
			Gt =7.32	



Tableau III.4 : Charge permanente et surcharge des planchers courants en dalle pleine. [3]

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	3.5
Mortier de Pose	20	0.02	0.4	
lit de sable	18	0.03	0.54	
Plancher en dalle pleine	25	0.15	4.00	
enduit de ciment sur cloison	18	0.03	0.54	
			Gt = 5.88	

III.3.3- Maçonnerie

- Murs extérieurs (double cloison)

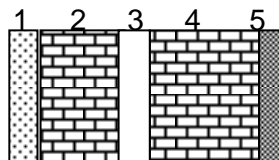


Figure III.4: coupe de mur extérieur.

Tableau III.5 : Les charges permanentes de mur extérieur.[3]

Matériaux	Epaisseur (m)	d (Kn/m ³)	G (Kn/m ²)	
1- Enduit plâtre	0.02	12	0.24	
2- Brique creux	0.10	9	0.9	
3- lame d'air	0.05	/	0.00	
4- Brique creux	0.15	9	1.35	
5- Enduit ciment	0.02	20	0.40	
			Gt	2.89



- Murs intérieurs (seul cloison)

Tableau III.6 Charges permanente du mur intérieur [3]

Désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
1-Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
2-Briques creuses	9	0.10	0.90
3-Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
Gt = 1.38			

III.3.4 Charges d'exploitation

La charge d'exploitation est variée en fonction de la nature d'usage, donc on distingue les charges d'exploitation suivantes :

Tableau III.7 Charges d'exploitation des éléments [3]

Eléments	Charges d'exploitation Q (KN /m ²)
Plancher terrasse (inaccessible)	1.0
Plancher courant	1.5
Escalier	2.5
Dalle Pleine (terrasse)	1
Dalle Pleine (balcon)	3.5

III.4- Les portiques

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

III.4.1- Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99).



On a deux types de poutres :

Les poutres porteuses :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

* elles relient les poteaux.

* elles supportent la dalle.

Les poutres non porteuses :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

a. Poutres porteuses

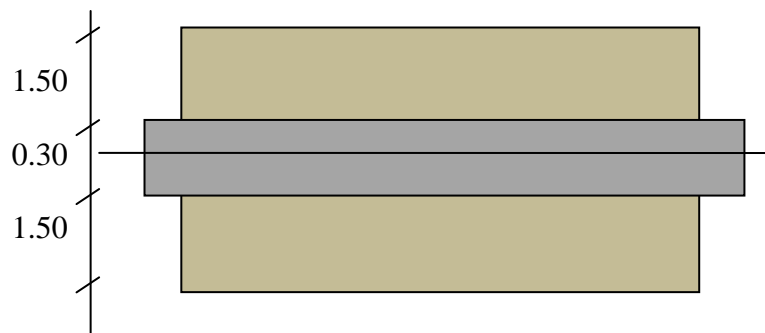


Figure III.5 : Poutre porteuse

▪ D'après le "BAEL 91 modifié 99" [4]

$$* \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

➤ **Détermination de la hauteur "h"**

On a : L=4.80 m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 32 \leq h \leq 48$$

On prend : **h=45cm**



➤ **Détermination de la largeur "b" :**

$$h = 45 \text{ cm} ; 0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

On prend : **b=30cm**

➤ On choisit une poutre de $b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

- **Vérification selon le "RPA 99 version 2003" [1] (Zone sismique IIa)**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \text{vérifier} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.5 < 4 \dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées

b. Poutres non porteuses

- **D'après le "BAEL 91 modifié 99" [4]**

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

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

➤ **Détermination de la hauteur "h"**

On a : $L = 3 \text{ m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 20 \leq h \leq 30$$

On prend : **h= 35cm**

➤ **Détermination de la largeur "b"**

$$h = 30 \text{ cm} : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : **b=30cm**

➤ On choisit une poutre de $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$



▪ **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » [1] (Zone sismique IIa)**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

- Poutres porteuses.....(b x h)=(30x45)cm²
- Poutres non porteuses.....(b x h)=(30x35)cm²

III.4.2- Les poteaux

III.4.2.1.Généralités

a. Principe

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central. Chaque poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Etapes de pré dimensionnement :

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



c. Loi de dégression des charges d'exploitation [7]

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximales, on réduit les charges transmises aux fondations. (Y.Chérit, 2006).

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n

n : numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

- Sous terrasse..... Q_0
- Sous dernier étage..... $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 2)..... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 3)..... $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous l'étage n quelconque..... $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

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

Lorsque **les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages**, la loi de dégression établie précédemment se fait d'un ordre de **10 %** par étage jusqu'à **0.5 Q** valeur conservée pour les étages inférieures suivants.

Les Tableaux suivantes résument la loi de dégression appliquée dans le cas de notre bâtiment.



Tableau III.8 : Dégression des charges d'exploitation

Niveau du plancher	Surcharge	Somme des surcharges
Terrasse	Q0	Q0
1	Q1	Q0+Q1
2	Q2	Q0+Q1+0.9Q2
3	Q3	Q0+Q1+0.9Q2+0.8Q3
4	Q4	Q0+Q1+0.9Q2+0.8Q3+0.7Q4
5	Q5	Q0+Q1+0.9Q2+0.8Q3+0.7Q4+0.6Q5
RDC	Q6	Q0+Q1+0.9Q2+0.8Q3+0.7Q4+0.6Q5+0.5Q6

Tableau III.9 : Résultat de la loi de dégression de notre bâtiment

Niveau	Q (KN/m ²)	
	Avant dégression	Après dégression
Terrasse	1.0	1.00
5	1.5	2.50
4	1.5	3.85
3	1.5	5.05
2	1.5	6.10
1	1.5	7.00
RDC	1.5	7.75

III.4.2.2. Descente de charge :

Calcul de l'effort normal :

Le poteau le plus sollicité est :

$$\text{Poteau central: } S = (1.5 + 1.5 + 0.45) \times (2.4 + 2.4 + 0.4) = 17.68 \text{ m}^2$$

$$S = 17.68 \text{ m}^2$$

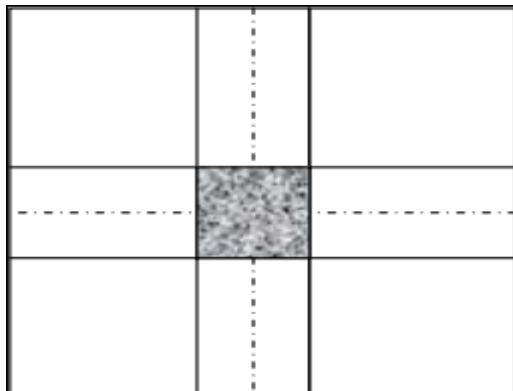


Figure III.6 :Forme du poteau central.

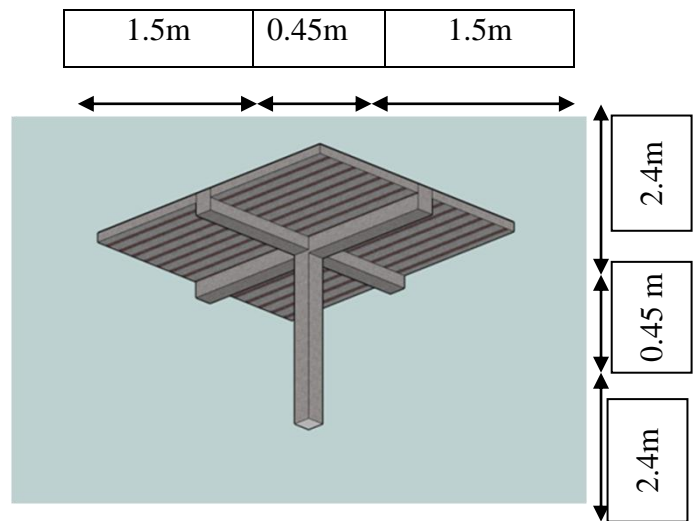


Figure III.7 :Détail du poteau le plus sollicité.

III.4.2.3.Détermination des charges

➤ Charge permanente G_t

Niveau 1 :

Poids plancher terrasse inaccessible6.64 x 17.68 = 117.4 Kn

Poids des poutres principales.....0,30 x 0,45 x 5.2x 25 =17.55Kn

Poids des poutres secondaires0,30 x 0,35 x 3.4x 25 = 8.93Kn

Poids propre de poteau.....0,45 x 0,45 x 3.06x 25 = 12.24Kn

$$G_t = 156.12 \text{ Kn}$$

➤ Charge exploitation Q_t

$$Nq=1 \times 17.68=17.68\text{Kn/m}^2$$



➤ **Charge permanente G_1**

Niveau 2:

Poids revenant du 4^{ème} étage.....156.12 Kn

Poids plancher courant5 x 17.68 =88.4Kn

Poids des poutres principales.....0,30 x 0,45x 5.2 x 25 = 17.55Kn

Poids des poutres secondaires.....0,30x 0,35x 3.4 x 25 = 8.93Kn

Poids propre de poteau0,45 x 0,45 x 3.06 x 25 = 12.24Kn

$$G_1 = 282.98\text{Kn}$$

➤ **Charge exploitation Q_1**

$$Nq=2.5 \times 17.68 = 44.2\text{Kn/m}^2$$

➤ **Charge permanente G_2**

Niveau 3 :

Poids revenant au 3^{ème} étage.....282.98Kn

Poids plancher courant5 x 17.68 = 88.4Kn

Poids des poutres principales.....0,30 x 0,45x 5.2 x 25 = 17.55Kn

Poids des poutres secondaires.....0,30 x 0,35 x 3.4 x 25 = 8.93Kn

Poids propre de poteau.....0,45 x 0,45 x 25 x 3.06= 12.24Kn

$$G_2 = 410.1\text{Kn}$$

➤ **Charge exploitation Q_2**

$$Nq=3.85 \times 17.68 = 68.07\text{KN/m}^2$$



➤ **Charge permanente G_3**

Niveau 4 :

Poids revenant du 2 ^{ème} étage.....	410.1 Kn
Poids plancher courant	5 x 17.68 =88.4Kn
Poids des poutres principales.....	0,30 x 0,45x 5.2 x 25 = 17.55Kn
Poids des poutres secondaires.....	0,30 x 0,35 x 3.4 x 25 = 8.93Kn
Poids propre de poteau	0,45 x 0,45 x 3.06 x 25 = 12.24Kn

$$G_3 = 537.22Kn$$

➤ **Charge exploitation Q_3**

$$Nq=5.05 \times 17.68=89.28Kn/m^2$$

➤ **Charge permanente G_4**

Niveau 5 :

Poids revenant du 1 ^{er} étage.....	537.22 Kn
Poids plancher courant	5 x 17.68 =88.4Kn
Poids des poutres principales.....	0,30 x 0,45x 5.2 x 25 = 17.55Kn
Poids des poutres secondaires.....	0,30 x 0,35 x 3.4 x 25 = 8.93Kn
Poids propre de poteau	0,45 x 0,45 x 3.06 x 25 = 12.24Kn

$$G_4 = 664.34Kn$$

➤ **Charge exploitation Q_4**

$$Nq=6.10 \times 17.68=107.85Kn/m^2$$



➤ **Charge permanente G_5**

Niveau RDC :

Poids revenant du RDC.....	664.34Kn
Poids plancher courant	5 x 17.68 =88.4Kn
Poids des poutres principales.....	0,30 x 0,45x 5.2 x 25 = 17.55Kn
Poids des poutres secondaires.....	0,30 x 0,35 x 3.4 x 25 = 8.93Kn
Poids propre de poteau	0,45 x 0,45 x 3.06 x 25 = 12.24Kn

$$G_5 = 791.46Kn$$

➤ **Charge exploitation Q_5**

$$Nq=7x 17.68=123.76Kn/m^2$$

Nota : d'après le BAEL, le poteau central est majoré entre 10% et 15%.

$$NGT = NG5T + (NG5T \times 0.15) = 910.18Kn$$

III.4.2.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante

▪ D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [4]

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{As \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) : $N_u = 1,35G + 1,5Q$.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- λ : Elancement d'EULER : $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.



- l_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$
- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle $1cm$ d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a-0,02)(b-0,02)$) [m^2]:
 - γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.
 - γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
 - f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400MPa$).
 - f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25MPa$).
 - A_s : Section d'acier comprimée.

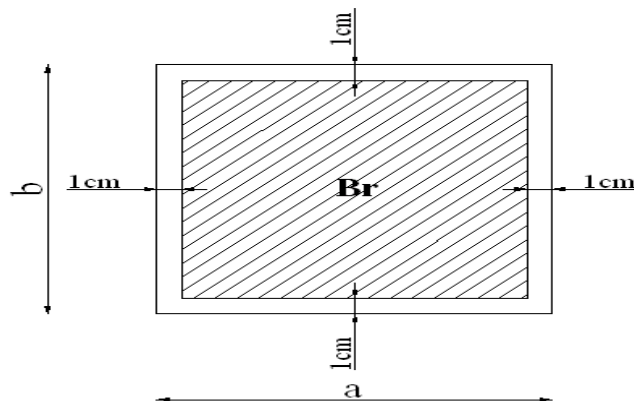


Figure III.8 : Section réduite du poteau.

* Selon le « BAEL 91 modifié 99 » [4]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$



$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & si \quad \lambda \leq 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & si \quad 50 < \lambda \leq 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$$

$$Br = (a-0,02)(b-0,02) \quad ; \quad \text{On a: } a=b$$

$$\text{Donc: } Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02$$

➤ **Le minimum requis par le "RPA99 version 2003" [1]**

Pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

Section rectangulaire:

$$\left\{ \begin{aligned} \text{Min}(a ; b) &\geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min}(a ; b) &\geq h_e/20 \\ \frac{1}{4} &< \frac{a}{b} < 4 \end{aligned} \right.$$

Avec :

(a ;b) : Dimensions de la section.

he: Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$).



• A l'état limite de service

On vérifie la section à l'état limite de service selon le BAEL 99 [4]

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B+n.A_s} \leq 0.6 f_{c28}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal pondéré à L'E.L.S tel que $N_{ser} = N_G + N_Q$

B : Section du béton du poteau.

n : Coefficient d'équivalence : $n = \frac{E_s}{E_b}$

A_s : La section d'acier qui sera prise à 1 % B. (zone IIa)

σ_{ser} : La contrainte de compression à L'E.L.S.

En remplaçant les différents termes dans l'équation précédente, on aura :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III.10 : Dimensions de poteau central

Niveaux	NG (KN)	NQ (KN)	Nu (KN)	Br. (cm ²)	a = b (cm)	RPA (cm ²)	Choix (Evj)	Nser (KN)	σ (Mpa)	σ _{ser} (Mpa)	condition
1	156.12	17.68	237.28	152.25	12.35	30*30	30*30	173.8	0.94	15	Ok
2	282.98	44.2	448.32	287.67	16.97	30*30	30*30	327.18	1.78	15	Ok
3	410.1	68.07	655.75	420.78	20.53	30*30	35*35	478.17	2.59	15	Ok
4	537.27	89.28	872.27	559.71	23.67	30*30	35*35	626.55	3.40	15	Ok
5	664.34	107.85	1058.63	679.29	26.08	30*30	40*40	772.19	4.19	15	Ok
RDC	791.46	123.76	1254.11	804.73	28.38	30*30	40*40	915.13	4.97	15	Ok



Notre choix final des sections des poteaux est section de

- (45*45) cm le RDC et 1 étage
- (35*35) cm le 2 étage et 3 étage
- (30*30) cm le 4 étage et 5 étage

III.5. Les Voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. Voile de contreventement :

Zone IIb: $\left\{ \begin{array}{l} - \text{nombre d'étages} \geq 4. \\ - \text{la hauteur} \geq 12 \text{ m.} \end{array} \right.$

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

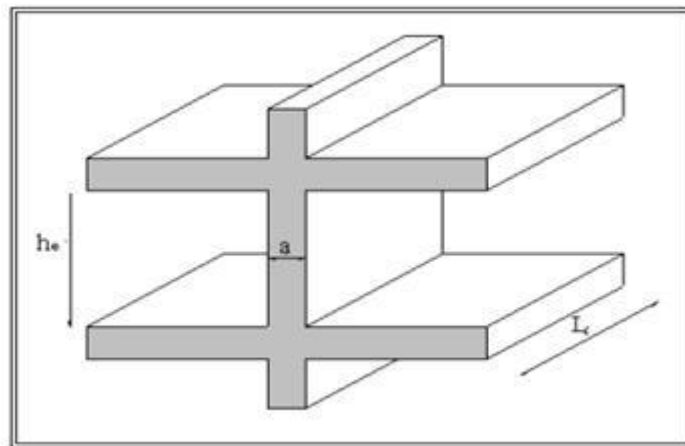


Figure III.9 : Coupe de voile en élévation

Le R.P.A 99(version 2003) considère comme voiles de contreventement les voiles

Satisfaisant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq h_e / 20 \end{array} \right.$$

Avec :

L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles (a min =15 cm)

h_e : hauteur libre d'étage.



on a Dans notre structure :

$$a_{\min} \geq \max [15 \text{ cm} ; h_e / 20]$$

$$h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m} \rightarrow a \geq 2.61 / 20 = \mathbf{0.1305 \text{ m}}$$
 pour les étages.

$$a_{\min} \geq \max \{15 \text{ cm} ; 13.05 \text{ cm}\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

Pour le RDC et les étages courants, on adopte une épaisseur du voile $a_{\min} = 15 \text{ cm}$.

Chapitre IV :

Calculs des éléments non structureaux



Calcul des éléments non structuraux

Introduction

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

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

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99**.

IV.1. Acrotère

IV.1.1. Introduction

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1kN/ml$.

Le calcul se fait pour une bande de $1m$ de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100cm$
- Hauteur $h=60cm$

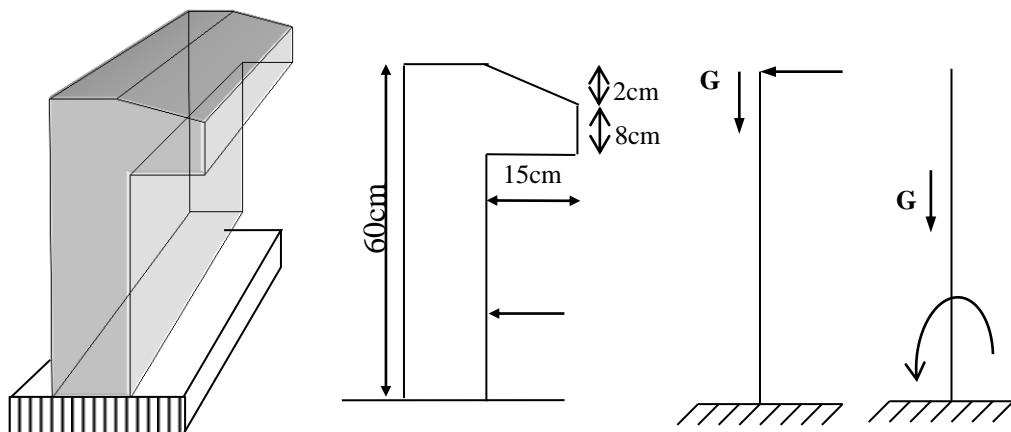


Figure.IV.1 : schéma statique de l'acrotère



IV.1.2. Evaluation des charges [3]

a. Charges permanentes :

Surface de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,15) + \left(\frac{0,02 \times 0,15}{2} \right) = 0,0735 \text{ m}^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G1 = \rho_b \times s = 25 \times 0,0735 = 1,837 \text{ KN/ml}$$

$$G1 = 1,837 \text{ kN/ml}$$

Revêtement en ciment (e=2cm ; $\rho=18 \text{ kN/m}^3$)

$$G2 = \rho_{ci} \times e \times p_{ci} = 18 \times 0,02 \times (0,6 + 0,1) \times 2 = 0,504 \text{ KN/ml}$$

$$G = G1 + G2 = 2,341 \text{ KN/ml}$$

b. Charge d'exploitation

- $Q_M = 1,00 \text{ kN/ml}$ (main courante)
- des forces horizontales (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_p W_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés ; groupe 2.....[A=0,20].

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère = 2,341 kN.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,341 = 1,872 \text{ kN.}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q_M ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,872 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = F_p = 1,872 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2,341 \text{ kN/ml et } Q = 1,872 \text{ kN/ml}$$



IV.1.3. Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U

$$N_u = 1,35 \times G \cdot L = 1,35 \times 2,341 \times 1 = 3,16 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h \times L = 1,5 \times 1,872 \times 0,6 \times 1 = 1,684 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_U = 1,5 \times Q \times L = 1,5 \times 1,872 \times 1 = 2,808 \text{ KN}$$

E.L.S

$$N_{ser} = L \times G = 2,341 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times h \times L = 1,872 \times 0,6 \times 1 = 1,123 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_{ser} = Q \times L = 1,872 \times 1 = 1,872 \text{ KN}$$

IV.1.4. Ferrailage de l'acrotère

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,16\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

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

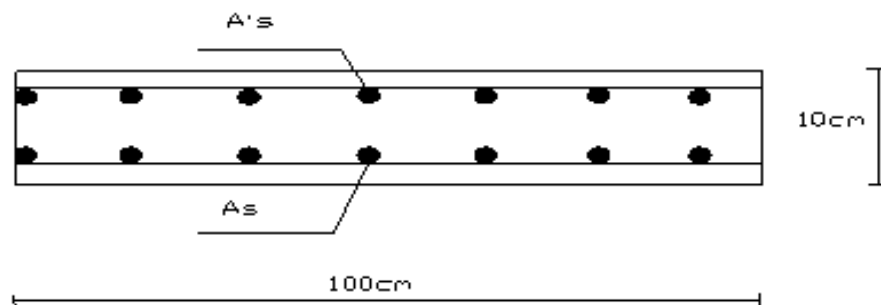


Figure IV.2 : la section de l'acrotère pour ferrailage

Calcul de l'excentricité : $e = e_0 + e_1 + e_a$

e_0 : excentricité du 1er ordre $e_0 = M_u/N_u$

e_2 : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

e_a : excentricité accidentelle.

N.B : pour les pièces courtes, on ne tient pas compte des excentricités e_2 et e_a .



Donc :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,684}{3,160} = 0,53me_0 = 53,29 \text{ cm}$$

$$e_0 = 53,29 > \left(\frac{h}{2} - C\right) = 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section partiellement comprimée, on calcul la section d'armatures en flexion simple sous l'effet du moment M_1 , puis on déduit la section d'armatures réelles en flexion composée.

a. ELU

• **Calcul le moment fictive**

▪ **Flexion simple**

$$M_f = M_U + N_U \times 0,03$$

$$M_f = 1,684 + 3,16 \times 0,03 = 1,778 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 10 = 9 \text{ Cm}$$

$$d = 0,09 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1,778 \times 10^{-3}}{1 \times (0,090)^2 \times 14,16} = 0,0155$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1,684}{1,123} = 1,499$$

$$\xi_{es} = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{1,15 \times 2.10^5} = 1,73.10^{-3} = 1,73 \text{ ‰}$$

$$\mu < \mu_R = 0,391 \Rightarrow A'_s = 0$$

Donc : $A'_s = 0$ (la section n'pas besoin d'acier comprimés)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,02$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,928 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,015 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$



$$A_s = \frac{M_f}{Z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = \frac{1,778 \times 10}{0,089 \times 347,8} = 0,574 \text{ cm}^2$$

- **Calcul la section en flexion composé**

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0,574 - \frac{3,16 \times 10^{-3}}{347,8} = 0,573 \text{ cm}^2$$

- **Condition non fragilité :**

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = 1,086 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = 0,546 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1,086 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée OK

b. E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,97 \text{ cm}$$

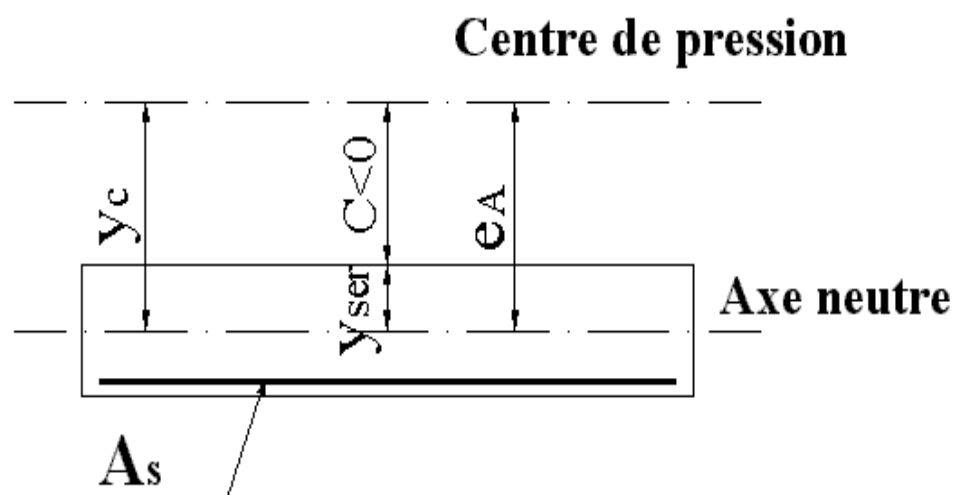


Figure IV.3 : position de Centre de pression



On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

$$C = e_0 - h/2 = 42,97 \text{ cm}$$

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

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité suivant : $e_0 \geq \frac{I_{xx'}}{B_e v_2}$

$$\text{ou : } B_e = b \cdot h + (A + A') = 1015 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_e} \left\{ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A'c + A d) \right\} = 5,00 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 5,00 \text{ cm}$$

$$I_{xx'} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15 \{ A(v_2 - c)^2 + A'(v_1 - c)^2 \} = 12637,52 \text{ cm}^4$$

$$\text{Alors : } \frac{I_{xx'}}{B_e \cdot v_2} = 2,49 \text{ cm}$$

Donc : $e_0 = 47,97 \text{ cm} \geq 2,49 \text{ cm}$ Alors on a une section partiellement comprimée

D'après le "BAEL 91 modifié 99" [4], on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$P = -3C^2 + \frac{90 \times A's}{b}(c+c_1) + \frac{90 \times A_s}{b}(c+d) = -5539,10$$

$$q = 2C^3 - \frac{90 \times A's}{b}(c+c_1) - \frac{90 \times A_s}{b}(c+d^2) = 158639,12$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -1,12 \times 10^7$$

Donc : $\Delta < 0$

$$\varepsilon = \arccos \left\{ \frac{q}{2} \times \sqrt[3]{\frac{-p}{3}} \right\} = 0,99 \text{ rad}$$

$$y_c = -2 \times \sqrt[3]{\frac{-p}{3}} \times \left(\frac{2\pi}{3} + \frac{\varepsilon}{3} \right) = 85,86 \text{ cm}$$



d'où : $y_1 = y_c - c = 42,89 \text{ cm}$

Il faut vérifier que : (fissuration préjudiciable)

a) contrainte du béton : $\sigma_{bc} \leq 0,6 \times f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc}$

b) contrainte de l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Vérification des contraintes

a. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser} \times y_1}{b/2 \times y_1^2 + 15A's \times (y_1 - c_1) - 15As(d - y_1)} \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,341.10^3 \times 42,89.10}{28101,63.10^2} \right) = 0,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{vérifiée}$$

a. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times 15 \times \left(\frac{y_1 - c_1}{y_1} \right) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240 \text{ MPa} \quad (\eta = 1,6)$$

$$\sigma_s = 219,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \quad \text{vérifiée}$$

IV.1.5. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,808.10^3}{100 \times 90.10^2} = 0,031 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• Vérification au séisme :

Selon [R.P.A 99 version 2003, Art 6.2.3] [1] les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure, surjetant à des forces horizontales données par la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$



Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu R.P.A 99.

Pour la zone et le groupe d'usage appropriés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \text{Zone II} \end{array} \right. \quad A = 0,20$$

C_p : Facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu (R.P.A 99)

$$C_p = 0,3$$

W_p : poids de l'élément pour une bande de 1,00m

$$W_p = (N_u \times l) = 3,16 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4.(0,20).(0,3).(3,16) = 0,75 \text{ KN/ml}$$

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est

$$F_p = 0,75 \text{ KN / ml} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN / ml} \dots\dots\dots CV$$

Donc : Le calcul sismique n'est pas nécessaire.

N.B : puisque la force f_p peut changer de sens, donc l'acrotère a été ferrillée symétriquement

❖ Schéma de ferrillage

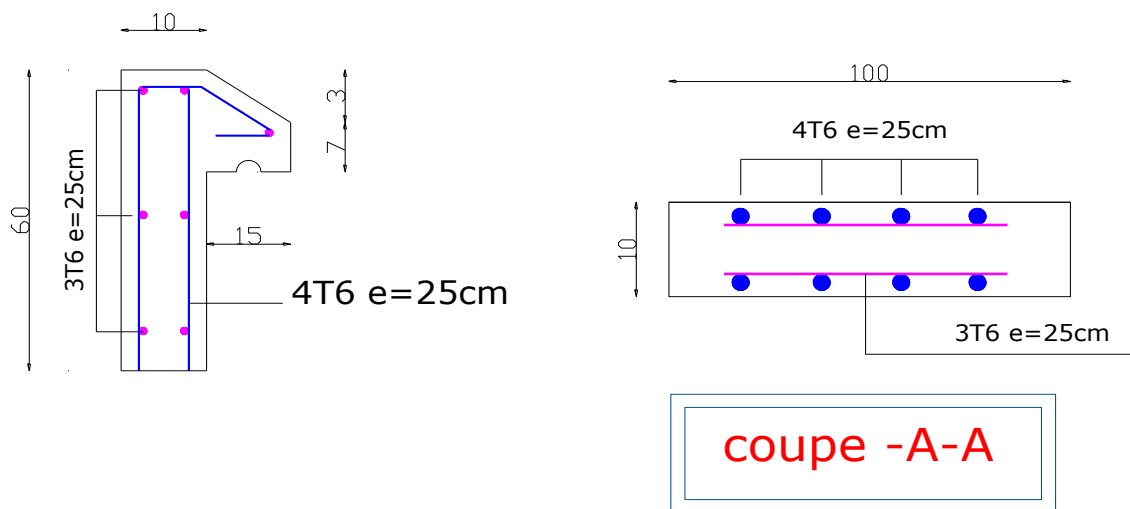


Figure.IV.4 : Ferrillage de l'acrotère



IV.2. Etude des planchers

IV.2.1. Introduction

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression de 4cm.

Ils sont constitués de :

- Nervures appelées poutrelles.
- Corps creux de 16cm d'épaisseur, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts de :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondant aux cloisons.

IV.2.2. Plancher en corps creux

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

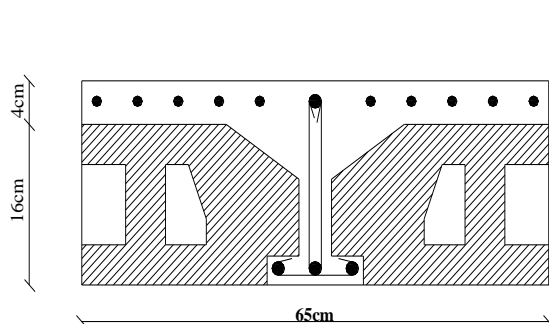


Figure IV.5. Plancher en corps Creux.

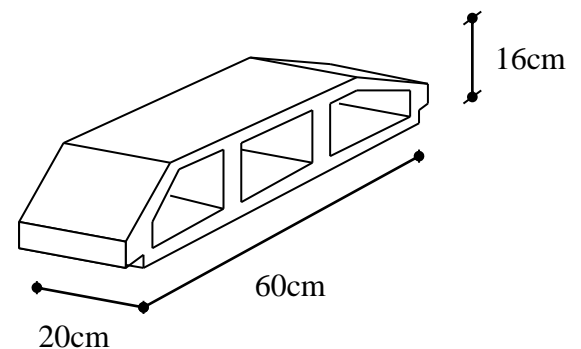


Figure IV.6. Corps Creux.



IV.2.2.a .Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués

a.1. Dimensions de la poutrelle

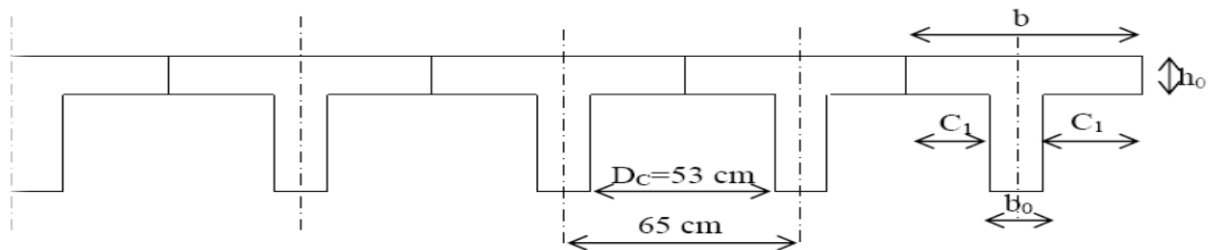


Figure IV.7 :Schéma d'une poutrelle

Hauteur de la de la poutrelle :

D'après B.A.E.L 99 [4] :

La hauteur du plancher est déterminée par la formule suivante : $\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$

$$\frac{L}{25} = \frac{480}{25} = 19.2 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{1}{20} = \frac{480}{20} = 24 \text{ cm}$$

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

L'épaisseur du corps creux : $e = 16 \text{ cm}$.

Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = h_t - e = 20 - 16 = 4 \text{ cm}$

La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2 c_1$ avec : $b_0 = 12 \text{ cm}$

Le corps Creux utilisé pour ce plancher est : $D_c = 53 \text{ cm}$

$$C_1 \leq \begin{cases} \frac{D_c}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ \min \frac{L_{max}}{10} = \frac{455}{10} = 45.5 \text{ cm} \\ (6;8).h_0 = (6;8) \times 4 \text{ cm} = \end{cases}$$

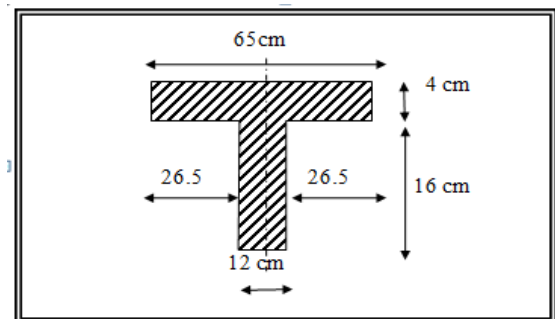


Figure IV.8. dimensions de la poutrelle

On prend : $C_1 = 26.5 \text{ cm}$

D'où $b = 65 \text{ cm}$



a.2. Calcul des moments

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a.2.1. Méthode forfaitaire

a.2.1.1. Domaine d'application

H₁ : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$

H₂ : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H₄ : Fissuration non préjudiciable.

a.2.1.2. Exposé de la méthode

▪ Moment entravée

$$\bullet \alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$\bullet M_t \geq \text{Max} \{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$\bullet M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

M₀ : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w ; M_e) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

▪ Moment sur appuis

$$\bullet M = 0,2M_0 \dots\dots\dots \text{appuis de rive}$$

$$\bullet M = 0,6M_0 \dots\dots\dots \text{pour une poutre à deux travées}$$

$$\bullet M = 0,5M_0 \dots\dots\dots \text{pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées}$$

$$\bullet M = 0,4M_0 \dots\dots\dots \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées}$$



$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_\omega + M_t}}} \dots \text{Appuis gauche}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_\omega + M_t}{M_e + M_t}}} \dots \text{Appuis droit}$$

$$\text{Effort tranchant à gauche} \quad V_\omega = -2 \frac{M_\omega + M_t}{a}$$

$$\text{Effort tranchant à droite} \quad V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

a.2.2. Méthode de CAQUOT

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2.2.1. Exposé de la méthode

- **Moment sur appuis**

- * $M_a = 0,15M_0 \dots \text{Appuis de rives}$

- * $M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots \text{Appuis intermédiaires}$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

- **Moment en travée**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

q_e : Charge répartie à droite de l'appuis considérée.



On calcul, de chaque coté de l'appuis, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

$l'=1$pour une travée de rive

$l'=0,8l$pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

▪ **Effort tranchant**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

a.3. Calcul des poutrelles

Le calcul se fait en deux étapes :

- **1^{ère} étape** : Avant le coulage de la table de compression.
- **2^{ème} étape** : Après le coulage de la table de compression.

○ **1^{ère} étape** : Avant le coulage de la table de compression

- Poutrelle de travée $L = 3\text{m}$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Surcharge due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$

a.3.1. Evaluation des charges et surcharges

• **Charges permanentes**

1-Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0.12\text{kN/ml}$

2-Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,95 = 0.61\text{kN/ml}$

$G=0.74\text{ kN/ml}$



- Charges d'exploitation

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

a. 3.2. Combinaison des charges

$$\text{E.L.U } q_u = 1,35G + 1,5Q = 2,5 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S } q_{ser} = G + Q = 1,74 \text{ kN/ml}$$

a. 3.3. Calcul des moments

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times (3)^2}{8} = 2,82 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{1,74 \times (3)^2}{8} = 1,96 \text{ kNm}$$

a. 3.4. Calcul des efforts tranchants

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times (3)}{2} = 3,75 \text{ kNm}$$

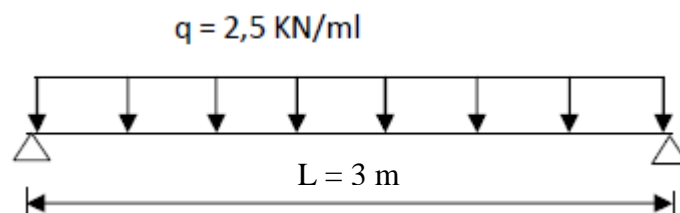


Figure IV.9 : Schéma statique de la travée poutrelle

a. 3.5. Ferrailage

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u = 2,82 \text{ kNm}; \quad b = 12 \text{ cm}; \quad d = 4 \text{ cm}; \quad \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 1,036 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.



On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

○ **2^{ème} étape** :Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en "T"

a. 3.6.Evaluation des charges et surcharges

- **Plancher terrasse**

Charge permanentes

$$G = 6,64 \times 0,65 = 4,31 \text{ kN/ml}$$

Surcharges d'exploitation

$$Q = 1,0 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

- **Plancher courant**

Charge permanente

$$G = 5 \times 0,65 = 3,25 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ kN/ml}$$

a.3.7.Combinaison des charges

- **Plancher terrasse**

$$\text{E.L.U } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,79 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S } q_{\text{ser}} = G + Q = 4,96 \text{ kN/ml}$$

- **Plancher courant**

$$\text{E.L.U } q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,86 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S } q_{\text{ser}} = G + Q = 4,23 \text{ kN/ml}$$

Conclusion

Le plancher terrasse est le plus sollicité



a.3.8.Calcul des efforts internes

➤ **Choix de la méthode**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher; à l'aide des méthodes suivantes:

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

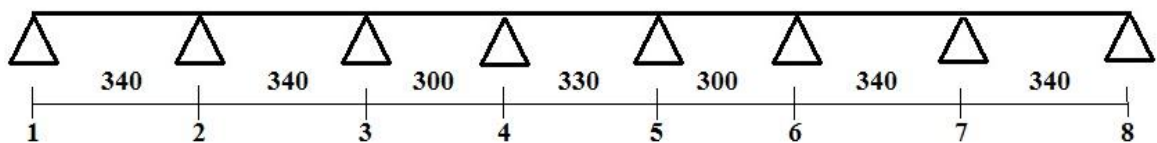
➤ **Méthode de calcul : 1er choix**

Méthode forfaitaire

➤ **Domaine d'application**

La méthode s'applique aux structures courantes dont les charges d'exploitation restent modérées, c'est-à-dire :

- $Q = 0.65 \text{KN/ml} \leq \max \{2 \times 4.31 = 8.62 \text{KN/ml} ; 5 \text{KN/m}\} \rightarrow$ condition vérifiée.
- Bâtiment à usage d'habitation donc fissuration non préjudiciable. \rightarrow Condition vérifiée.
- La même section transversale de poutre dans toutes les travées, les mêmes moments d'inertie des sections. \rightarrow La condition est vérifiée.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre : 0.8 et 1.25 c'est-à-dire : **$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$**



$$0.8 \leq \left(\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.40}{3.40} \right) = 0.8 \leq 1 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$0.8 \leq \left(\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.40}{3} \right) = 0.8 \leq 1.13 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$0.8 \leq \left(\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3}{3.30} \right) = 0.8 \leq 0.9 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$0.8 \leq \left(\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.30}{3} \right) = 0.8 \leq 1.1 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$0.8 \leq \left(\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3}{3.40} \right) = 0.8 \leq 0.88 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$0.8 \leq \left(\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.40}{3.40} \right) = 0.8 \leq 1 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{ok}$$



La méthode forfaitaire est applicable car la condition vérifiée

→Poutrelles à deux travées

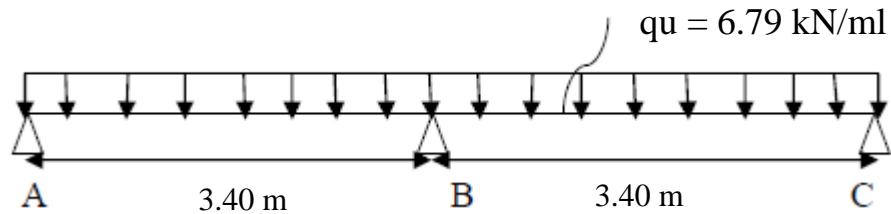


Figure III.10 : Schéma statique des poutrelles.

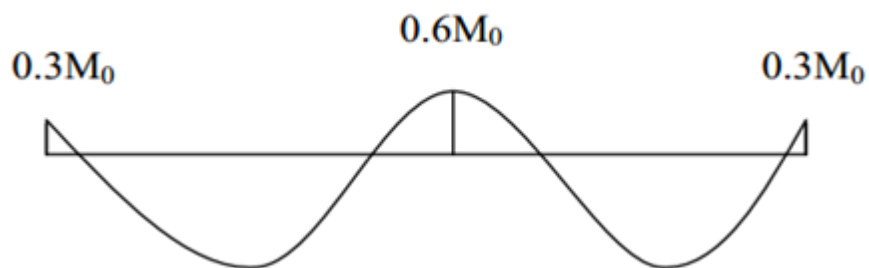


Figure III.11 : Schéma des moments fléchissant

× Sollicitations :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.65}{0.65+4.31} \rightarrow \alpha = 0.13$$

$$M_t \geq \text{Max}\{ 1.05 M_0 ; (1+0.3 \alpha) M_0 \} - \frac{M_w+M_e}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} [(1+0.3 \alpha)M_0]/2 \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ M_t \geq \\ [(1.2+0.3 \alpha)M_0]/2 \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 6.79 \text{ Kn/ml} \\ q_{ser} = 4.96 \text{ Kn/ml} \end{array} \right.$$



❖ **Etat limite ultime**

▪ **Moment isostatique :**

$$M_{01-2} = \frac{6.79 \times 3.4^2}{8} = 9.81 \text{Kn.m}$$

$$M_{02-3} = \frac{6.79 \times 3.4^2}{8} = 9.81 \text{Kn.m}$$

▪ **Moment sur appuis:**

Appuis de rive :

$$M_1 = 0,3M_{01-2} = 0,3 \times 9.81 = 2.94 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,3 M_{02-3} = 0,3 \times 9.81 = 2.94 \text{KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_2 = 0.6M_0 = 5.88 \text{ Kn.m}$$

Moment en travée :

Travée 1-2 :

$$Mt_{1-2} \geq \text{Max}\{ 1.05 M_{01-2} ; (1+0.3 \alpha) M_{01-2} \} - \frac{M_1+M_2}{2}$$

$$Mt_{1-2} \geq \text{Max}(1.05 \times 9.81; (1 + 0.3 \times 0.13) \times 9.81) - \frac{2.94+5.88}{2} = 5.78 \text{ Kn.m}$$

$$Mt_{1-2} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 9.81 = 6.08 \text{ Kn. m}$$

On prend

$$Mt_{1-2} = 6.08 \text{ Kn. m}$$

Travée 2-3:

$$Mt_{2-3} \geq \text{Max}\{ 1.05 M_{02-3} ; (1+0.3 \alpha) M_{02-3} \} - \frac{M_2+M_3}{2}$$

$$Mt_{2-3} \geq \text{Max}(1.05 \times 9.81; (1 + 0.3 \times 0.13) \times 9.81) - \frac{5.88+2.94}{2} = 5.78 \text{ Kn.m}$$

$$Mt_{2-3} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 9.81 = 6.08 \text{ Kn. m}$$

On prend

$$Mt_{2-3} = 6.08 \text{ Kn. m}$$



- Efforts tranchants :

Travée 1-2 :

$$a = 3.40 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.88+6.08}{2.94+6.08}}} = 1.58 \text{ m}$$

$$b = 3.40 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.94+6.08}{5.88+6.08}}} = 1.83 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \frac{2.94+6.08}{1.58} = -11.42 \text{ kn} \quad V_e = 2 \frac{5.88+6.08}{1.83} = 13.07 \text{ kn}$$

Travée 2-3 :

$$a = 3.40 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.94+6.08}{5.88+6.08}}} = 1.83 \text{ m}$$

$$b = 3.40 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.88+6.08}{2.94+6.08}}} = 1.58 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \frac{5.88+6.08}{1.83} = -13.07 \text{ kn} \quad V_e = 2 \frac{2.94+6.08}{1.58} = 11.42 \text{ kn}$$

- ❖ Etat limite servies

- Moment isostatique :

$$M_{01-2} = \frac{4.96 \times 3.4^2}{8} = 7.16 \text{ Kn. m}$$

$$M_{02-3} = \frac{4.96 \times 3.4^2}{8} = 7.16 \text{ Kn. m}$$

- Moment sur appuis:

Appuis de rive :

$$M_1 = 0,3 M_{01-2} = 0,3 \times 7.16 = 2.15 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,3 M_{02-3} = 0,3 \times 7.16 = 2.15 \text{ kN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_2 = 0.6 M_0 = 4.30 \text{ kN.m}$$



▪ **Moment en travée :**

Travée 1-2 :

$$M_{t_{1-2}} \geq \text{Max}\{ 1.05 M_{01-2} ; (1+0.3 \alpha) M_{01-2} \} - \frac{M_1+M_2}{2}$$

$$M_{t_{1-2}} \geq \text{Max}(1.05 \times 7.16; (1 + 0.3 \times 0.41) \times 7.16) - \frac{2.15+4.30}{2} = 4.29 \text{ Kn.m}$$

$$M_{t_{1-2}} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 7.16 = 4.44 \text{ Kn.m}$$

On prend

$$M_{t_{1-2}} = 4.44 \text{ Kn.m}$$

Travée 2-3:

$$M_{t_{2-3}} \geq \text{Max}\{ 1.05 M_{02-3} ; (1+0.3 \alpha) M_{02-3} \} - \frac{M_2+M_3}{2}$$

$$M_{t_{2-3}} \geq \text{Max}(1.05 \times 7.16; (1 + 0.3 \times 0.13) \times 7.16) - \frac{4.30+2.15}{2} = 4.29 \text{ Kn.m}$$

$$M_{t_{2-3}} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 7.16 = 4.44 \text{ Kn.m}$$

On prend

$$M_{t_{2-3}} = 4.44 \text{ Kn.m}$$

▪ **Efforts tranchants**

Travée 1-2 :

$$a = 3.40 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.15+4.44}{4.30+4.44}}} = 1.81 \text{ m}$$

$$b = 3.40 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.30+4.44}{2.15+4.44}}} = 1.58 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \frac{2.15+4.44}{1.81} = -7.28 \text{ knVe} = 2 \frac{4.30+4.44}{1.58} = 11.06 \text{ kn}$$

Travée 2-3 :

$$a = 3.40 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.30+4.44}{2.15+4.44}}} = 1.58 \text{ m}$$

$$b = 3.40 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.15+4.44}{4.30+4.44}}} = 1.81 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \frac{4.30+4.44}{1.58} = -11.06 \text{ knVe} = 2 \frac{2.15+4.44}{1.81} = 7.28 \text{ kn}$$



Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

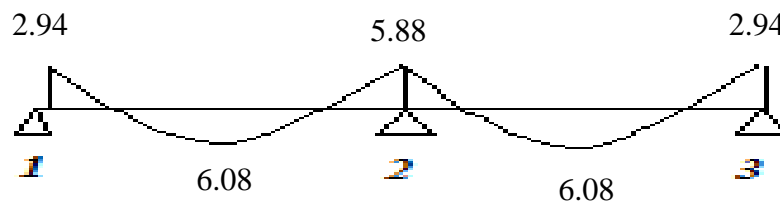
Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux qui suivent :

Tableau IV.1 : Calcul des efforts internes des poutrelles à deux travées

Appuis	Moment sur appuis (Kn.m)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (Kn.m)		Effort tranchant (Kn)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							V_w	V_e	V_w	V_e
	1	2.94			2.15	1-2	3.40	6.08	4.44	-11.42
2	5.88	4.30	2-3	3.40	6.08	4.44	-13.07	11.42	-11.06	7.28
3	2.94	2.15								

➤ Les diagrammes des moment fléchissant et les efforts tranchants

- ELU
- M_u (KN.m)



- T_u (KN):

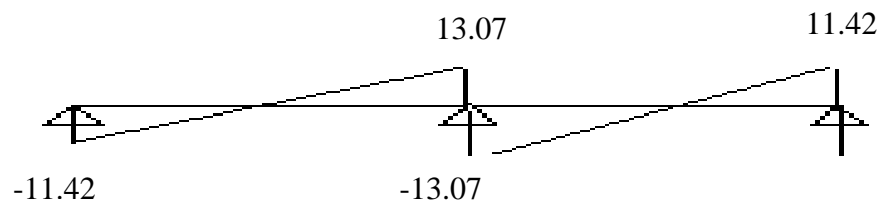
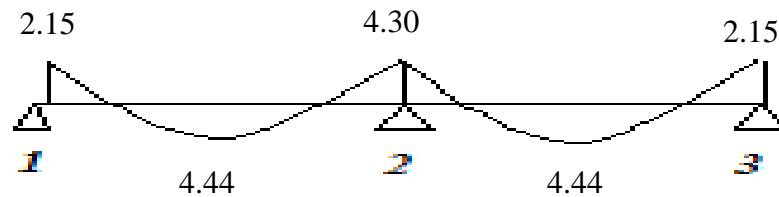


Figure IV.12 :Diagramme des moments et des efforts tranchant ELU



- ELS
- M_{ser} (KN.m) :



- T_{ser} (KN):

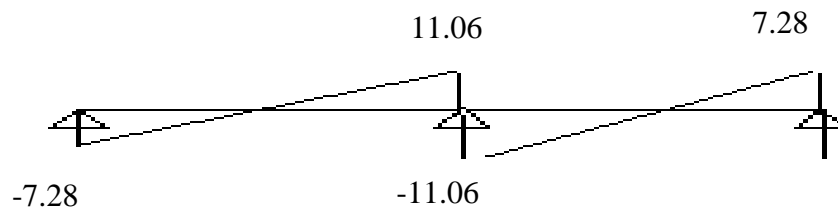


Figure III.13 :Diagramme des moments et des efforts tranchant ELS

a. Calcul du ferrailage

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{E.L.U } M_{tu}^{\max} = 6.08 \text{ KNm}$$

$$M_{apu}^{\max} = 5.88 \text{ KNm}$$

$$T_u^{\max} = 13.07 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S } M_{tser}^{\max} = 4.44 \text{ KNm}$$

$$M_{apser}^{\max} = 4.30 \text{ KNm}$$

$$T_u^{\max} = 11.06 \text{ KN}$$



b.1. Ferrailage en travée

$h=20$ cm ; $h_0=4$ cm ; $b=65$ cm ; $b_0=12$ cm ; $d=0,9h=18,0$ cm ; $\sigma_{bc}=14,16$ MPa ;

$f_e=400$ MPa ; $f_{c28}=25$ MPa ; $f_{t28}=2,1$ MPa

Le calcul des sections en forme de “Té” s’effectue différemment selon que l’axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l’axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l’axe neutre est dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$M_{tab} = 0,65 \times 0,04 \times 14,16 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 0,058 \text{ MN.m}$$

On a :

$$M_{tu} = 0,00608 \text{ MN.m} < M_{tab} = 0,058 \text{ MN.m}$$

Alors : l’axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n’intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table “b”.

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b x h) en flexion simple.

D’après l’organigramme donnant le ferrailage d’une section soumise à la flexion, on aura :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{6,08}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,16 \times 1000} = 0,020$$

$$\varepsilon_{cs} = \frac{fe}{\gamma_s \times E_s} = 1,74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{cs}} = 0,668$$

$$\mu_R = 0,8 \times \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,392$$

$$\mu_R = 0,392 > \mu_{bu} = 0,020 \quad A'_s = 0$$

$$A_{su} = \frac{Mu}{Z_s \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,025$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,1782 \text{ m} = 17,82 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} \leq 0,178 \quad \text{donc} \quad \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$



$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z_x \sigma_s} = 1 \text{ cm}^2$$

Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

M_{tu} (KNm)	$\mu_{bu} < \mu_R$	A_s' (cm ²)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_{su} (cm ²)
6.08	Oui	0	Oui	10‰	348	1

b.1.1. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{65.20}{1000}; (0.23 \times 65 \times 18 \times 2,1) / 400 \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{ 1,3 \text{ cm}^2; 1,41 \text{ cm}^2 \} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ A_{\min}; A_s \} = \text{Max} \{ 1,41; 1 \} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Choix : **3T12 ($A_s = 3.39 \text{ cm}^2$)**

b.2. Ferrailage sur appuis

$$\text{On a: } M_{au}^{\max} = 5.88 \text{ kNm} < M_{tab} = 58.9 \text{ kNm}$$

$$\mu_R = 0,392 > \mu_{bu} = 0,019 \quad A_s' = 0$$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

M_{tu} (KNm)	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
5.88	Oui	0	Oui	10×10^{-3}	348	1



b.2.1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Choix : **1T12+ 1T10 ($A_s = 1.92 \text{ cm}^2$)**

c. Vérifications

c.1. Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 13.07 \text{ kN}$.

On doit Vérifiée que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0d} : 0.61 \text{ MPa} < \bar{\tau} \quad \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Au voisinage des appuis**

- ❖ **Appuis intermédiaires**

- Vérification de la compression du béton

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 13.07 \text{ kN}$ (appuis intermédiaires)

$$\sigma_b = \frac{13.07 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 0.67 \text{ MPa} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

-Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 1.56 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.38 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- ❖ **Appuis de rives**

- Vérification de la contrainte de compression



$$\sigma_b = \frac{13.07 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 0.67 \text{ MPa} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \dots \dots \dots \text{Vérifie}$$

- Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{max} \frac{M_{ua}}{0.9d}}{\sigma_s} = -0.66 \text{ cm}^2$$

c.2. Vérification à l'E.L.S

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

❖ Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE240 (fe=235MPa)

- "BAEL 91 modifié 99" [4]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- "RPA 99 modifié en 2003" [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,6\text{cm}; 1,2\text{cm}; 6,5\text{cm}) = 0,6\text{cm} \quad \text{On adopte : } \phi_t = 6\text{mm}$$



- Selon le « BAEI 91 modifié 99 » [4]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 68 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 20 \times 10^{-3} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 modifié en 2003 » [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures

On adopte : $A_t = 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

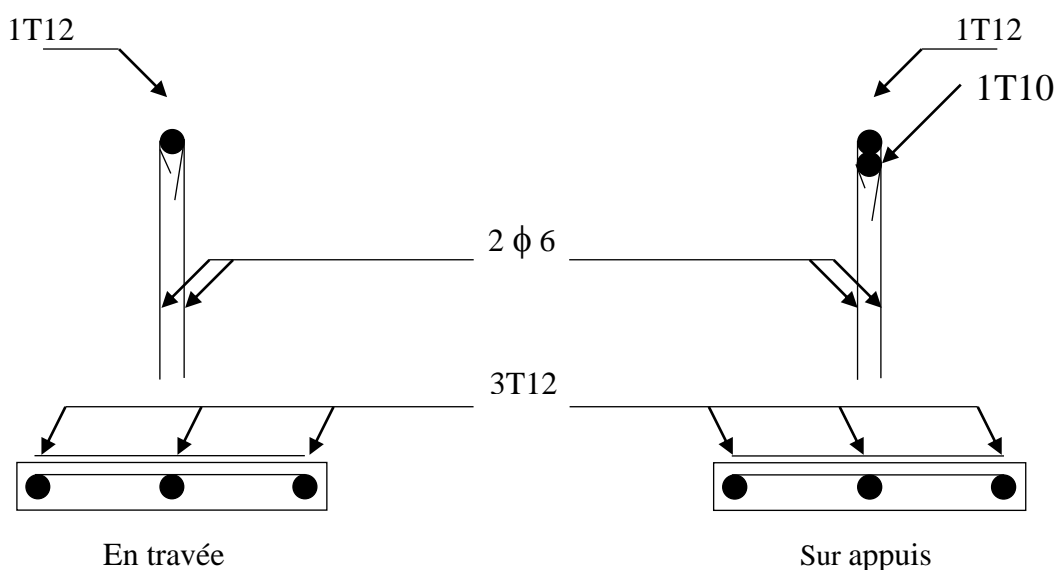


Figure IV.14 : Ferrailage des poutrelles



e. Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1 = 65 \text{ cm}$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles

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

$Fe = 520 \text{ MPa}$ (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \emptyset \leq 6 \text{ mm}$)

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

Donc on obtient : $A_1 = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend : **6T6 = 1,70 cm²**

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

Armatures de répartitions

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit : **6T6 = 1,70 cm² \rightarrow $S_t = 20 \text{ cm}$**

Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés $\Phi = 6 \text{ mm}$ dont la dimension des mailles est égale à **20 cm** suivant les deux sens.

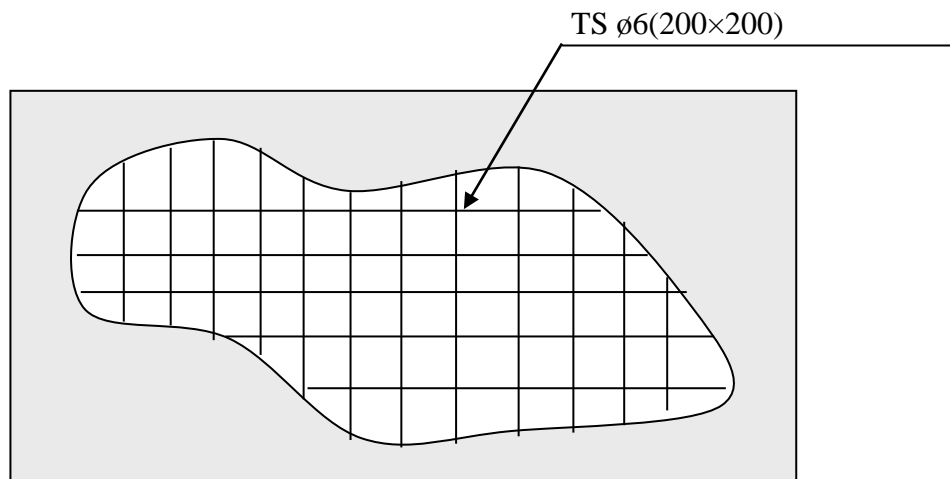


Figure IV.15 : Disposition constructive des armatures de la table de compression

IV.3. Etude des balcons

IV.3.1.Introduction

Le bâtiment est constitué de deux types de balcons. Le premier type est en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine. Notre calcul se basera sur le ferrailage de la poutre de chaînage semi-encastree à ses extrémités.

IV.3.2.Etude de la dalle pleine

a. Dimensionnement du balcon

Il sera assimilé à une console encastree au niveau de la poutre de rive réalisée en dalle pleine ;le calcul se fera pour une bande de 1.5m de longueur sous les sollicitations suivantes:

G et Q : charges et surcharges verticales revenant aux portes à faux ses dimensions sont :

Largeur=1.50m

Longueur=4.80m

L'épaisseur de porte à faux est déterminée comme suit:

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } e_p = 15 \text{ cm [4]}$$

b. Détermination des charges et surcharges

Nous considérons une bande de 1.50 m.

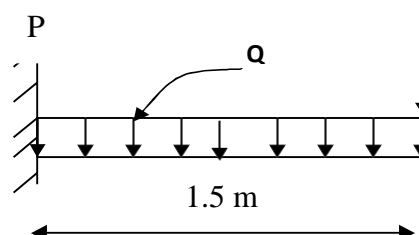


Figure III.16 : Schéma statique du balcon

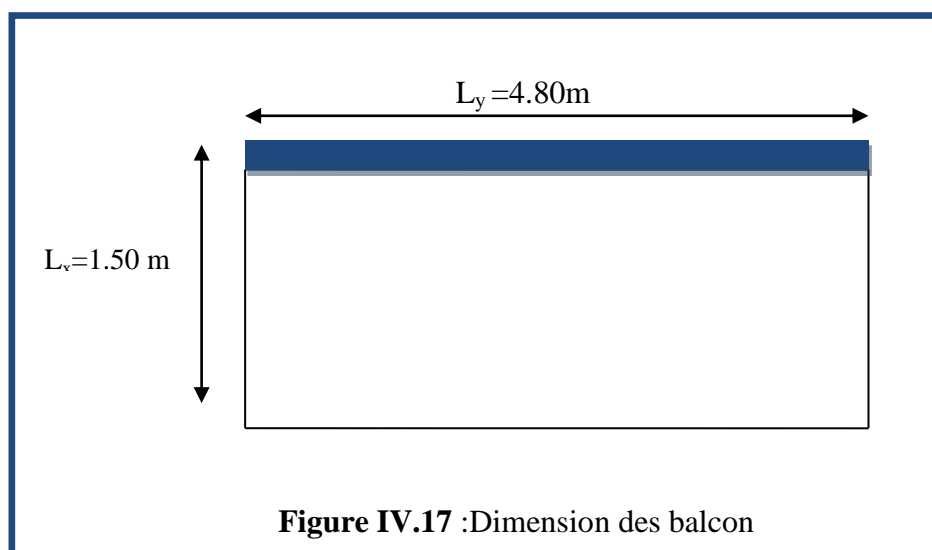


Tableau IV.4 :Charges permanente et surcharge du plancher terrasse en dalle pleine [3]

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Protection en gravillons	20	0.05	1.00	1
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12	
Forme de pente	22	0.10	2.20	
Isolation (liège)	4	0.04	0.16	
Plancher en dalle pleine	25	0.15	4.00	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
			Gt =7.68	

Tableau IV.5 :Charge permanente et surcharge des planchers courants en dalle pleine [3]

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	3.5
Mortier de Pose	20	0.02	0.4	
lit de sable	18	0.03	0.54	
Plancher en dalle pleine	25	0.15	4.00	
enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
cloisons de distribution	9	0.10	0.9	
enduit de ciment sur cloison	20	0.04	0.8	
			Gt = 7.24	





IV.3.3. Rapport d'élanement :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{4.80} = 0.3125 < 0.4 \Rightarrow \text{le balcon travaille dans un seul sens.}$$

IV.3.4. Dimensionnement :

L'épaisseur d'une dalle est donnée par la formule suivante :

Tableau IV.6 : Valeur de coef m

	Dalle (dans 1 sens)		Dalle (dans 2 sens)	
	Simple	Continue	simple	Continue
M	25 – 35	30 – 40	30 – 40	35 – 45

$$\frac{L_x}{m} \leq e \leq \frac{L_x}{m}$$

Dalle simple travaillant dans un seul sens $m = 25 \div 35$

$$4.28 \leq e \leq 6$$

Pour des raisons pratiques on prend : $h = 15\text{cm}$

IV.3.5. Evaluation et combinaison des charges

a. Le chargement sur le balcon

$$G1 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

b. Poids propre du mur

$$G2 = 1.7 \text{ KN/m}^2$$

$$Q2 = 1 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{surcharge d'exploitation sur le garde corps})$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

❖ Sollicitation des efforts

• I'E.L.U

$$qu1 = 1.35 \times G1 + 1.5 \times Q1 = 15.37 \text{ kN/ml}$$

$$Pu1 = 1.35 \times G2 \times L = 2.29 \text{ KN/ml}$$

• I'E.L.S

$$qs1 = G1 + Q1 = 11 \text{ KN/ml}$$

$$Ps2 = G2 \times L = 1.7 \text{ KN/m}$$



❖ **Calcul des efforts dans le balcon**

• **E.L.U.**

▪ **Moment fléchissant**

$$M_u = (q_u \frac{L^2}{2} + p_u L) = \left(15.37 \times \frac{1.50^2}{2} + 2.29 \times 1.50 \right) = 20.72 \text{ KN.m}$$

▪ **Effort tranchant**

$$T = q_u \cdot L + p_u = 15.37 \times 1.50 + 2.29 = 25.34 \text{ KN}$$

• **E.L.S**

▪ **Moment fléchissant**

$$M_s = \left(q_s \frac{L^2}{2} + p_s \cdot L \right) = \left(11 \times \frac{(1.50)^2}{2} + 1.70 \times (1.50) \right) = 14.92 \text{ KN.m}$$

▪ **Effort tranchant**

$$T = q_s \cdot L + P_s = (11 \times (1.50) + 1.70) = 18.2 \text{ KN}$$

IV.3.6. Le Ferrailage

• **E.L.U**

Pour une bande de 1 ml

b= 100 cm

h=15 cm

c=2 cm

d=13cm

$M_u = 20.72 \text{ KN.m}$

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

$$\mu_{bu} = \frac{20.72 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0.13)^2 \cdot 14.16} = 0.087$$

$$\mu_{bu} = 0.087 < 0.186$$

Pivot $\therefore A \therefore$

$$\mu_{lu} = 0.3367\gamma - 0.1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{20.72}{14.92} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = 0.3367 \times 1.39 - 0.1711 = 0.29$$



$$\mu_{bu} = 0,087 < \mu_{lu} = 0,29$$

Donc $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,087}) = 0,11$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,1(1 - 0,4 \times 0,066) = 0,124 \text{ m}$$

$$Z = 12,4 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,087 < 0,186 \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

▪ **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{20,72 \times 10^{-3}}{347,8 \times 0,124} = 4,80 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000}, 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 \quad A_s = 4,80 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On choisit : $A = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

▪ **Espacement**

$$St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15; 33) = 33 \text{ cm}$$

On prend $St = 15 \text{ cm}$

▪ **Section d'armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On choisit $5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$

▪ **Espacement**

$$St \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 15; 45) = 45 \text{ cm}$$

On prend $St = 30 \text{ cm}$

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = T_u = 25,34 \text{ KN}$$

▪ **Valeur de la contrainte tangentielle (τ_u)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{25,34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,19 \text{ MPa}$$



- **Valeur limite de la contrainte tangentielle**

La fissuration est préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \min\{0,1 \times f_{c28}; 4MPa\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = 0,19MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots (cv)$$

- **Armature d'effort tranchant**

- Le bétonnage est sans reprise

$$V_u \leq 0.07 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad h \leq 15cm$$

Donc aucune armature d'âme à prévoir.

- **E.L.S**

$$M_s = 14.92 \text{ KN.m} \quad : \quad A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

La fissuration est préjudiciable

- **Position de l'axe neutre :**

Equation s'écrit :

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

Solution :

$$y = \frac{15(As + A')}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{b(d.As + d'.A')}{7.5(As + A')^2}} \right] = \frac{15 \times 6.79}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{100 \times 13 \times 6,79}{7.5 \times 6,79^2}} \right]$$

$$y = 4,22 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

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

$$\frac{100 \times 4,22^3}{3} + 15 \times [6,79 \times (13 - 4,22)^2] = 10356,50 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{14.92 \times 10^3}{10356,50} = 1.44 \text{ MPa/cm}$$

- **Calcul des contraintes**

- **Contrainte de compression dans le béton**

$$\sigma'_b = K.y = 1.44 \times 4,22 = 6.07 \text{ MPa}$$



▪ **Contrainte dans les armatures tendues**

$$\sigma_s = n.k.(d - y) = 15 \times 1.44 \times (13 - 4,22) = 189.64 MPa$$

• **Vérifications**

▪ **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma'_b = 6.07 MPa \leq \overline{\sigma}_b = 15 MPa \dots\dots\dots (cv)$$

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y)$$

$$\sigma_s = 15 \times 1.44 \times (13 - 4.22)$$

$$\sigma_s = 189.64 MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) \quad \text{avec } \eta = 1.6.$$

$$\overline{\sigma}_s = \min(266.67; \max(200; 2001.63))$$

$$189.64 < 266.67$$

$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \dots\dots\dots$ Condition vérifiée..

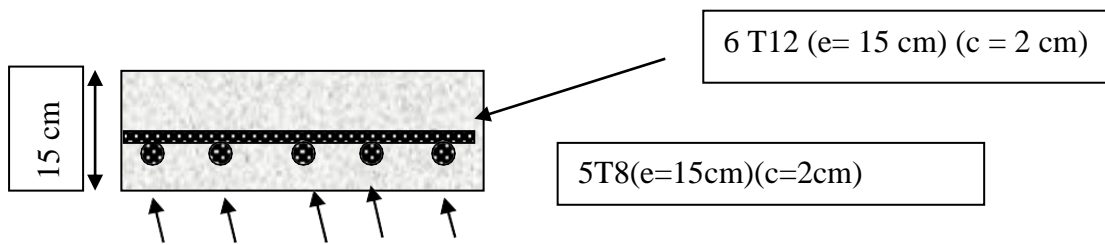


Figure IV.18: Schéma de ferrailage de balcon



IV.4. Escalier

IV.4.1. Introduction

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent d'accès vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement ...)

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier).

Pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

Notre bâtiment comporte un escalier à deux volets.

IV.4.2. Les composants d'escalier

- × Emmarchement : la largeur de la volée.
- × Giron : largeur d'une marche.
- × Paillasse : la dalle inclinée soutien les gradins.
- × Palier : partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée.
- × Contre marche : partie verticale de la marche.

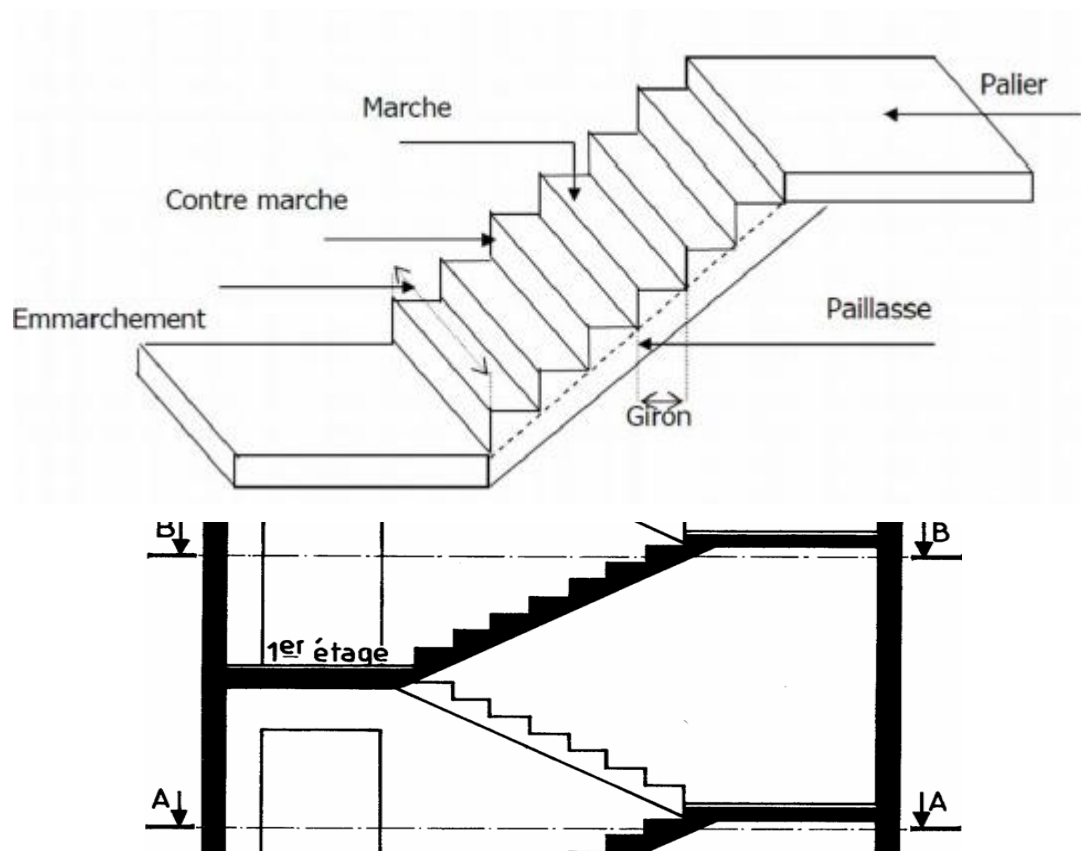


Figure IV.19 : La forme et les éléments d'escalier



IV.4.3. Dimensionnement d'escalier

- **Dimensions des marches**

On utilise la formule de « **blondel** » :

$$0.60 \leq g + 2h \leq 0.64$$

Avec :

h : la hauteur de la contre marche.

g : la largeur de la marche 'Giron'.

Pour déterminer (h et g) il faut résoudre l'équation :

$$2h + g = 0.64 \rightarrow (1)$$

- **Hauteur à franchir**

$$H = \frac{H_T}{2} = \frac{3.06}{2} = 1.53 \text{ m}$$

$$16.5 \leq h \leq 17.5$$

$$27 \leq g \leq 31$$

a) Pour $h=16.5\text{cm} \rightarrow$ le nombre de marche $n = \frac{1.53}{0.165} = 9.27$ marche .

b) Pour $h=17.5\text{cm} \rightarrow$ le nombre de marche $n = \frac{1.53}{0.175} = 8.74$ marche .

On choisit $n = 9$ marche.

Donc : $h = \frac{1.53}{9} = 0.17 \text{ cm} = 17 \text{ cm}.$

(1) $\rightarrow 2h + g = 0.64 \Rightarrow g = 0.30 \text{ m} = 30\text{cm}.$

- **Calculer de reculement L_0**

$$L_0 = g \times (n-1) = 30 \times 9 = 270 \text{ cm}.$$

Donc : la largeur de palier $L_p = 170\text{cm}.$

- **Calculer la longueur de la paillasse**

$$\tan \alpha = h/g = 17/30 = 0.566.$$

Donc $\alpha = 29.5^\circ.$

$$lv = 270/\cos \alpha = 310.21 \text{ cm}.$$

La ligne de foulée : $L_T = Lv + L_p = 480.21 \text{ cm} = 4.89 \text{ m}$



- Epaisseur de la paillasse et de palier :

on à : $l = 4.89\text{cm}$

$$\frac{l_r}{30} \leq e \leq \frac{l_r}{20} \Rightarrow 0.16 \leq e \leq 0.24$$

Donc prend une épaisseur : $e = 20\text{ cm}$

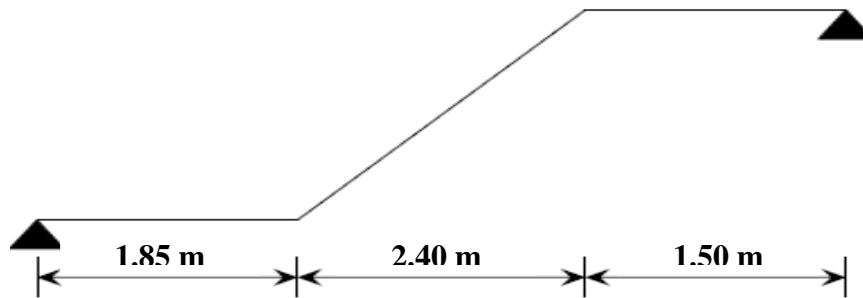


Figure IV.20 : Schéma statique d'escalier

- Chargement
- a) Palliasse

Tableau IV.7 : Charge permanente palliasse [3]

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palliasse ($e = 20\text{cm}$)	25	$1 \times 0.2 / \cos 29.5^\circ$	5.74
Poids propre du contre marche ($e = 17\text{cm}$)	22	$1 \times 0.17 / 2$	1.87
Carrelage horizontal ($e = 2\text{cm}$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose horizontal ($e = 2\text{cm}$)	20	0.02×1	0.40
Carrelage vertical ($e = 2\text{cm}$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose vertical ($e = 2\text{cm}$)	20	0.02×1	0.40
Enduit en plâtre ($e = 2\text{cm}$)	10	0.02×1	0.20
Poids du garde-corps	1KN/ml	-	1.00
La charge permanente	$G_1 = \sum G_i$		10.49
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage Habitation		2.5



b) Palier

Tableau IV.8 : Charge permanente palier

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ($e = 20cm$)	25	$1 \times 0,2$	5.000
Carrelage ($e = 2cm$)	22	$0,02 \times 1$	0.440
Mortier de pose ($e = 2cm$)	20	$0,02 \times 1$	0.400
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	$0,02 \times 1$	0.200
La charge permanente	$G_2 = \sum G_i$		6.04
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage Habitation		2.5

✓ Les combinaisons des charges et surcharges :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m.

• **E.L.U :**

- La paillasse :

$$P_{u1} = (1.35 G_1 + 1.5 Q) =$$

$$= (1.35 \times 10,49 + 1.5 \times 2.5) = 17.91 \text{ KN/m}$$

- Le palier :

$$P_{u2} = (1.35 G_2 + 1,5 \cdot Q_2)$$

$$= (1.35 \times 6.04 + 1.5 \times 2.5) = 11.904 \text{ KN/m}$$

• **E.L.S :**

- La paillasse :

$$P_{s1} = (G_1 + Q_1)$$

$$= (10.49 + 2,5) = 12.99 \text{ KN/m}$$

- Le palier :

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

$$= (6.04 + 2.5) = 8.54 \text{ KN/m}$$



IV.4.4. Calcul de moments fléchissant et effort tranchant

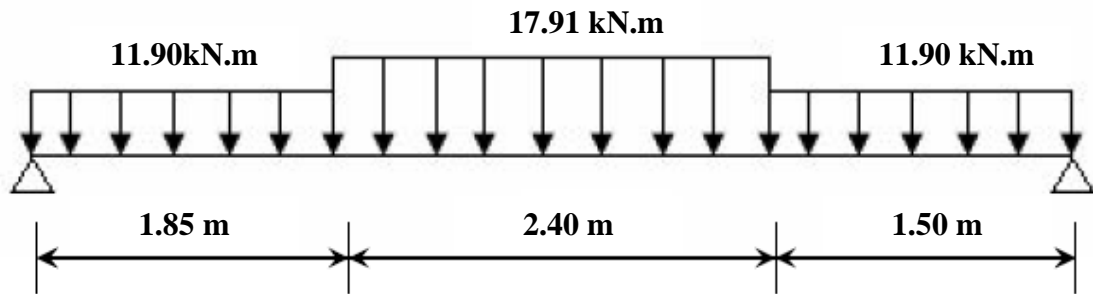


Figure IV.21 : Charge revenant aux escaliers

- **E.L.U**

$$\sum f_{/x} = 0 \rightarrow R_{AX} = 0$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow R_{BX} + R_{AX} - 17.91 \times 2.4 - 11.04 \times 1.50 - 11.05 \times 1.85 = 0$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$\rightarrow R_{By} = 41.87 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow R_{Ay} = 40.99 \text{ KN}$$

- **La coupe A-A**

$$0 \leq x \leq 1.85 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T(0) = 41.16 \text{ KN} \\ T(1.85\text{m}) = -18.63 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.85) = 55.29 \text{ KN. m} \end{cases}$$

- **La coupe B-B :**

$$1.85 \leq x \leq 4.25\text{m}$$

$$\sum f_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} T(1.85) = -18.63 \text{ KN} \\ T(4.25\text{m}) = 23.69 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} M(1.85) = 55.29 \\ M(4.25) = 49.19 \text{ KN. m} \end{cases}$$



- La coupe C-C :

$$0 \leq x \leq 1.5\text{m}$$

$$\sum f_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} T(0) = 41.87 \text{ KN} \\ T(1.5) = 23.69 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.5) = 49.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ✓ Diagramme de l'effort tranchant

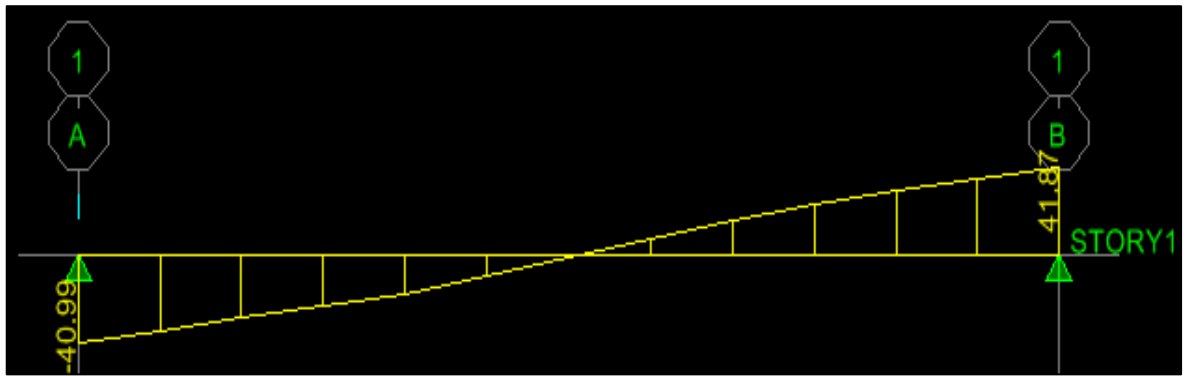


Figure IV.22 : Diagramme de T a L'ELU

- Diagramme de moment :

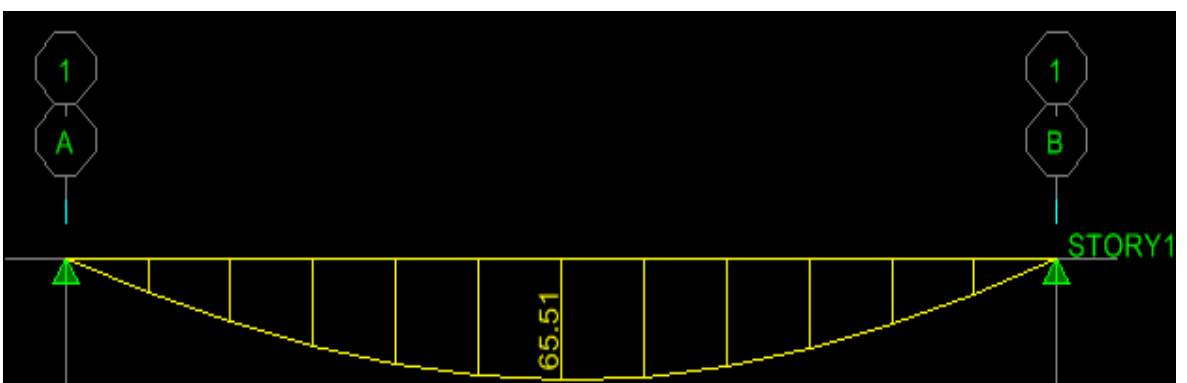


Figure IV.23 : Diagramme de M_{Fa} L'ELU



- **Calcul de M_{MAX} :**

$$\rightarrow M_{MAX} = 65.51 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

On a :

$$M_t = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 65.51 = 55.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- **E.L.S :**

$$\sum f_{/X} = 0 \rightarrow R_{AX} = 0$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow R_{BX} + R_{AX} - 12.99 \times 2.4 - 8.54 \times 1.50 - 8.54 \times 1.85 = 0$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$\rightarrow R_{By} = 29.57 \text{ KN}.$$

$$\rightarrow R_{Ay} = 30.22 \text{ KN}$$

- **La coupe A-A :**

$$0 \leq x \leq 1.85 \text{ m}$$

$$\sum f_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} T(0) = -29.57 \text{ KN} \\ T(1.85\text{m}) = -13.51 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.85) = 39.96 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- **La coupe B-B :**

$$1.85 \leq x \leq 4.25 \text{ m}$$

$$\sum f_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} T(1.85) = -13.51 \text{ KN} \\ T(4.25\text{m}) = 17.17 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} M(1.85) = 39.96 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M(4.25) = 35.55 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$



- La coupe C-C :

$$0 \leq x \leq 1.5\text{m}$$

$$\sum f_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} T(0) = 30.22 \text{ KN} \\ T(1.5) = 17.17 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.5) = 35.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ✓ Diagramme de l'effort tranchant

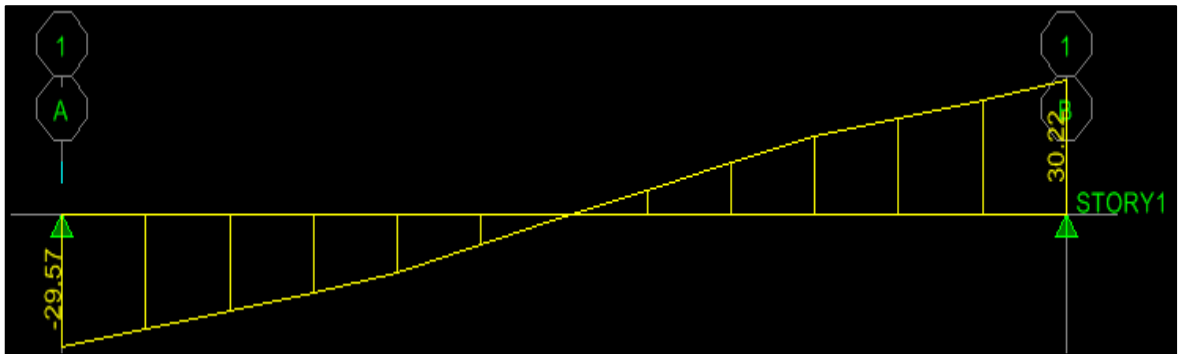


Figure IV.24 : Diagramme de T a L'ELS

- Diagramme de moment :

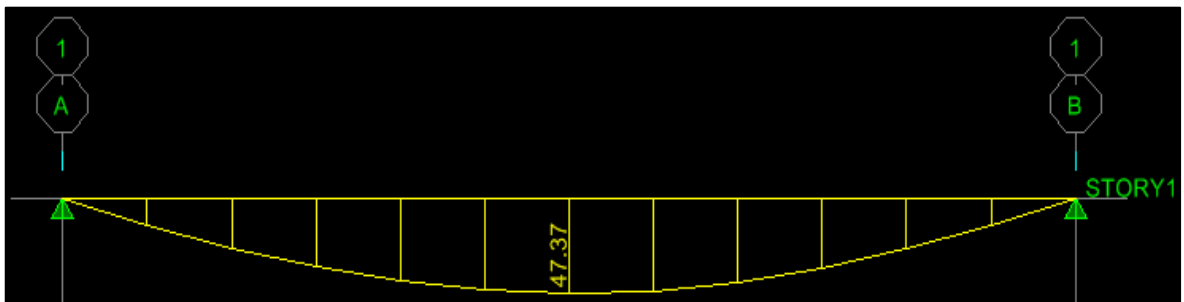


Figure IV.25 : Diagramme de M_{Fa} L'ELS



- **Calcul de M_{MAX} :**

$$\rightarrow M_{MAX} = 47.37 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

On a :

$$M_t = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 47.37 = 40.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

III.4.5. Ferrailage de l'escalier

Le ferrailage sera déterminé pour une bande de 1m de largeur, avec :

$$b = 100\text{cm.} \quad e = 20 \text{ cm.} \quad d=0.9 \times e = 18\text{cm.} \quad d'=0.1 \times e = 2 \text{ cm}$$

Acier FeE400; Fissuration peu nuisible

$$f_{bu} = (0.85 \times f_{c28}) / \gamma_b$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

Tableau IV.9 :Caractéristiques géométriques et mécaniques

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	γ_b	γ_s	d (cm)	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	f_e (MPa)	b(cm)
25	2,1	1.5	1.15	18	14.17	348	400	100

- ♦ **Calcul des sections des armatures à l'E.L.U**

- **Calcul des sections d'armature dans la travée**

- ♦ **Moment en travée :**

A L'E.L.U:

$$M_{Ut} = 0.8 \times M_{MAX} = 55.68 \text{ kN} \cdot \text{m.}$$

A L'E.L.S:

$$M_{St} = 0.8 \times M_{MAX} = 40.26 \text{ kN} \cdot \text{m.}$$



D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

$$D'ou: \mu_{bu} = M_{Ut} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0.121 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \epsilon_{bu} = 10 \text{‰}.$$

$$\delta = M_{Ut} / M_{St} = 1.38.$$

$$\mu_{lu} = 0.3367 \delta - 0.1711 = 0.294.$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A_u' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.16$$

$$3 = d (1 - 0.4 \alpha) = 16.84 \text{ cm}.$$

$$A_t = M_{Ut} / (3 \times \sigma_s) = 9.5 \text{ cm}^2$$

♦ **Condition de non fragilité :**

$$A_t \geq A_{\min} = \text{Max} \{ (b \times e) / 1000 ; (0, 23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{OK}.$$

- Choix des barres :

$$A_t = 5T16 = 10.05 \text{ cm}^2.$$

♦ **L'espacement:**

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

♦ **Armatures de répartition:**

$$A_r = A_t / 4 = 2.51 \text{ cm}^2.$$

- on prendre :

$$A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

♦ **L'espaement:**

$$S_t \leq \text{Min} (4h, 45 \text{ cm}) \leq \text{Min} (80 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) .$$

$$\Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}.$$

On prendre: $S_t = 25 \text{ cm}$



▪ **Calcula section d 'armature sur appuis**

$b = 100\text{cm}; \quad d = 18\text{cm}; h = 20\text{cm} \quad ; c = 2 \text{ cm.}$

♦ **Moment sur appuis**

A L'E.L.U :

$$M_u = 0.2 \times M_{MAX} = 13.12\text{kN.m.}$$

A L'E.L.S :

$$M_{ser} = 0.2 \times M_{MAX} = 9.74\text{kN.m.}$$

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexionsimple :

$$D'où: \mu_{bu} = M_{Ut} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0.028 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \epsilon_{bu} = 10 \text{ \%}.$$

$$\delta = M_{Ut} / M_{St} = 1.34.$$

$$\mu_{lu} = 0.3367 \delta - 0.1711 = 0.280.$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A_u' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.035$$

$$3 = d (1 - 0.4 \alpha) = 17.74\text{cm.}$$

$$A_t = M_{Ut} / (3 \times \sigma_s) = 2.12\text{cm}^2$$

♦ **Condition de non fragilité :**

$A_t \geq A_{min} = \text{Max} \{ (b \times e) / 1000 ; (0, 23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \} = 2.17\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifie .}$

- Choix des barres :

$$A_a = 3T12 = 3.39\text{cm}^2.$$

♦ **L'espacement:**

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

♦ **Armatures de répartition:**

$$A_r = A_t / 4 = 0.84 \text{ cm}^2.$$

- on prendre :

$$A_r = 2T8 = 1.01\text{cm}^2.$$



♦ **L'espaement:**

$$S_t \leq \text{Min} (4h, 45 \text{ cm}) \leq \text{Min} (80 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) .$$

$$\Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}.$$

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

♦ **Vérification à l'effet tranchant :**

On doit vérifier :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} = \frac{41.87 \times 10}{100 \times 18} = 0.232 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min} (0,133 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{OK}.$$

♦ **Les Armatures transversales :**

D'après le C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

1. $\tau_u < 0,046 f_{c28} = 1,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}.$

2. Il n'y a pas de reprise de bétonnage..... OK.

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

♦ **Position de l'axe neutre**

Equation s'écrit :

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

Solution :

$$A = AS = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$D = \frac{15A}{b} = 1.5 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1.5 \times 18 = 54 \text{ cm}^2$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.5 + \sqrt{1.5^2 + 54} = 6 \text{ cm}$$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A(d-y)^2] = \frac{100 \times 6^3}{3} + 15 \times [10.05 \times (18-6)^2] = 28908 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{13.12 \times 10^3}{28908} = 0.45 \text{ MPa / cm}$$



❖ Calcul des contraintes

- ♦ Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = K.y = 0,45 \times 6 = 2.7 \text{ MPa}$$

- ♦ Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_a = n.k.(d - y) = 24.3 \times 0,45 \times (18 - 6) = 131.22 \text{ MPa}$$

❖ Vérifications

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma'_b = 2.7 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots(\text{CV})$$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

IV.4.6.Ferraillage de l'escalier :

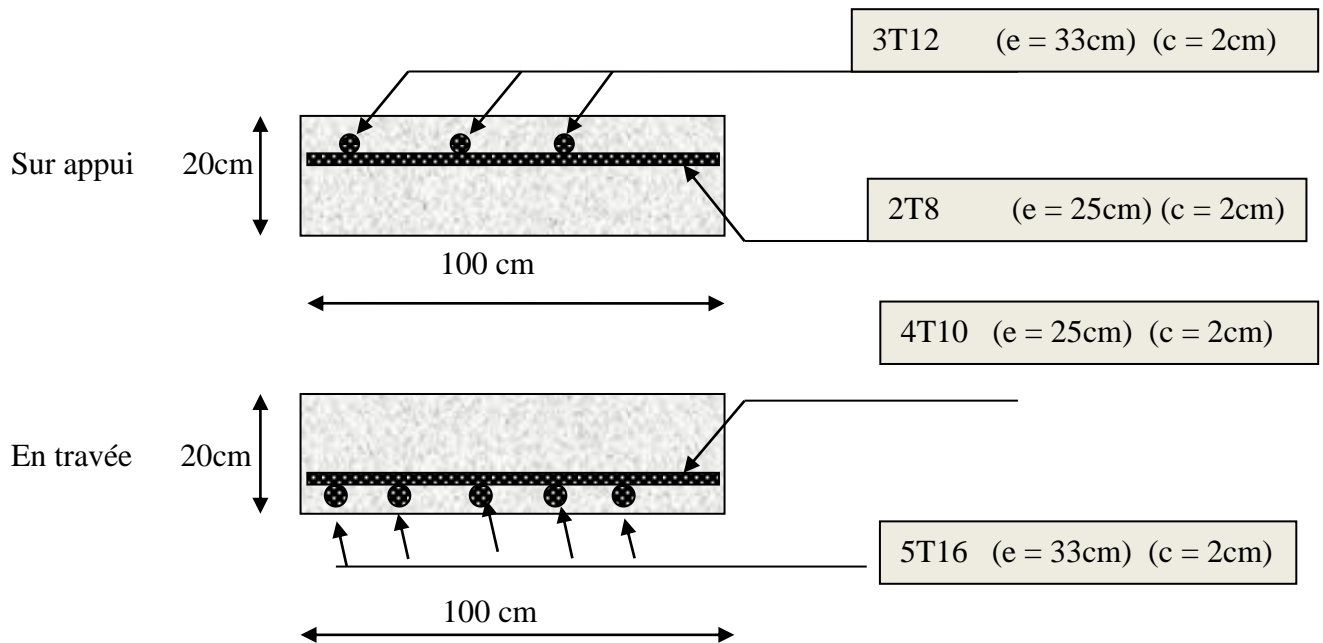


Figure IV.26 : Schéma du Ferraillage des escaliers.



- Plan de ferrailage d'escalier :

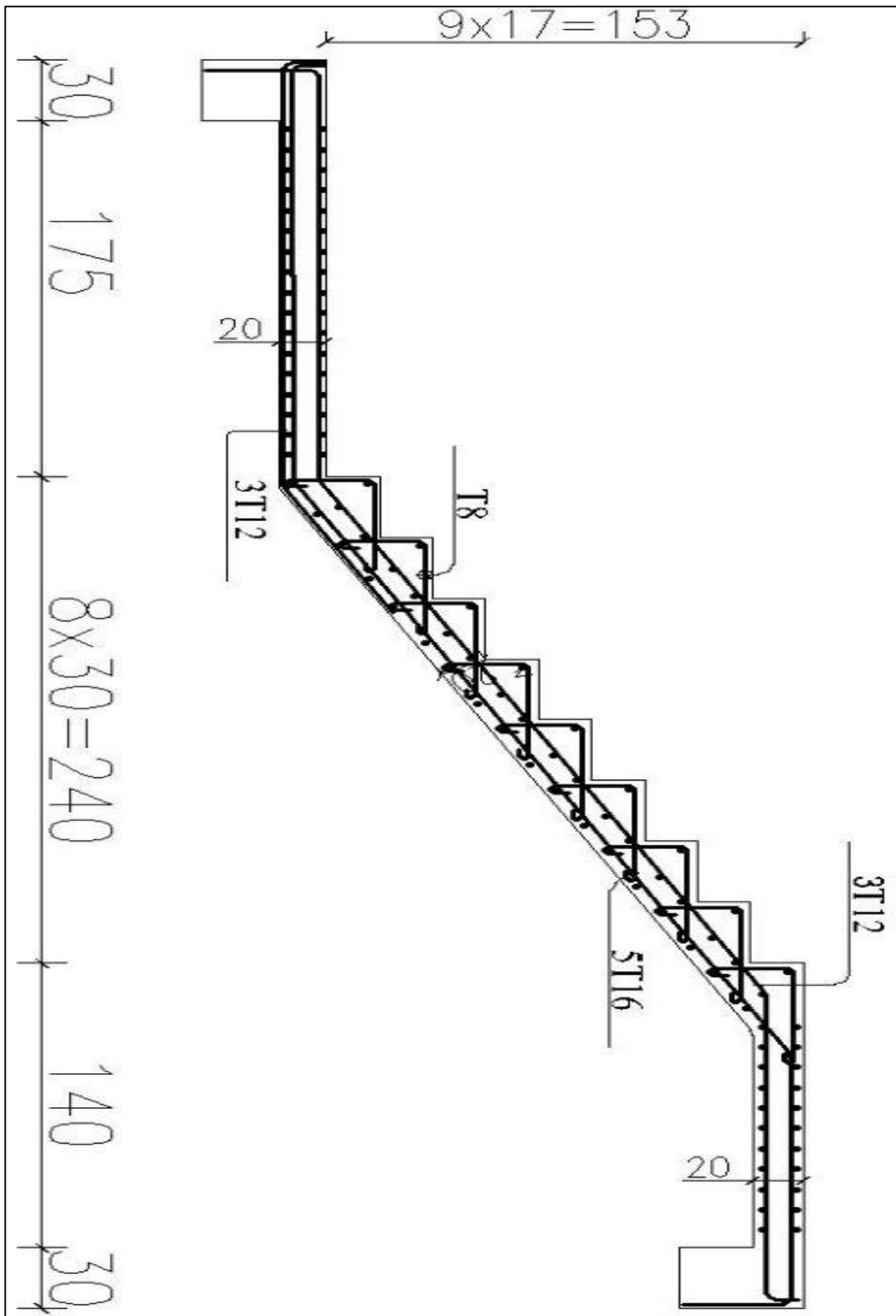


Figure IV.27 : Schéma du Ferrailage des escaliers (vue en élévation)

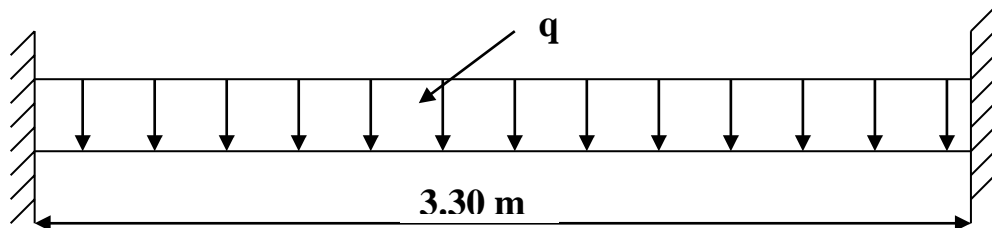


IV.5. Poutre palière

La poutre palière reçoit le chargement qui provient de la paillasse

Et palier en plus de son poids propre elle est encastrée dans les deux cotées.

Son dimensionnement se fait d'après les formules empiriques données par « B.A.E.L91 Modifié 99 » est vérifiée selon « R.P.A version 2003 » le schéma statique de la poutre palière est comme suivant :



FigureIV.28: Chargement de la poutre palière

IV.5.1. Pré dimensionnement

D'après B.A.E.L91 :

La hauteur de la poutre palière est donnée par :

$$L = 3.30 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ avec } \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \rightarrow 22 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm} \rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

La largeur b de la poutre palière doit être:

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 version 2003

$$h \geq 30$$

$$b \geq 30$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 < 4$$

Donc la section de la poutre palière (30x35) cm².

IV.5.2. Evaluation des charges et surcharges

❖ La poutre palière est soumise à

- Son poids propre le long de la poutre :

$$G_p = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml}$$



- Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :

- **E.L.U**

$$\frac{R_{by}}{L} = \frac{41.87}{3.30} = 12.68 \text{ Kn/ml}$$

- **E.L.S**

$$\frac{R_{by}}{L} = \frac{29.57}{3.30} = 8.96 \text{ Kn/ml}$$

IV.5.3. Combinaisons des charges

- **E.L.U**

$$q_u = 1.35 \times G + R = 1.35 \times 2.625 + 12.68 = 16.22 \text{ Kn/ml}$$

- **E.L.S**

$$q_s = G + R = 2.625 + 8.96 = 11.585 \text{ Kn/ml}$$

IV.5.4. Détermination des charges :

- **E.L.U**

- Moment sur appuis :

$$M_a = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{16.22 \times 3.3^2}{12} = 14.71 \text{ Kn.m}$$

- Moment sur travée :

$$M_t = \frac{q_u \times L^2}{24} = \frac{16.22 \times 3.3^2}{24} = 7.35 \text{ Kn.m}$$

- Effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{16.22 \times 3.3}{2} = 26.76 \text{ Kn.m}$$

- **E.L.S**

- Moment sur appuis :

$$M_a = \frac{q_s \times L^2}{12} = \frac{11.585 \times 3.3^2}{12} = 10.51 \text{ Kn.m}$$

- Moment sur travée :

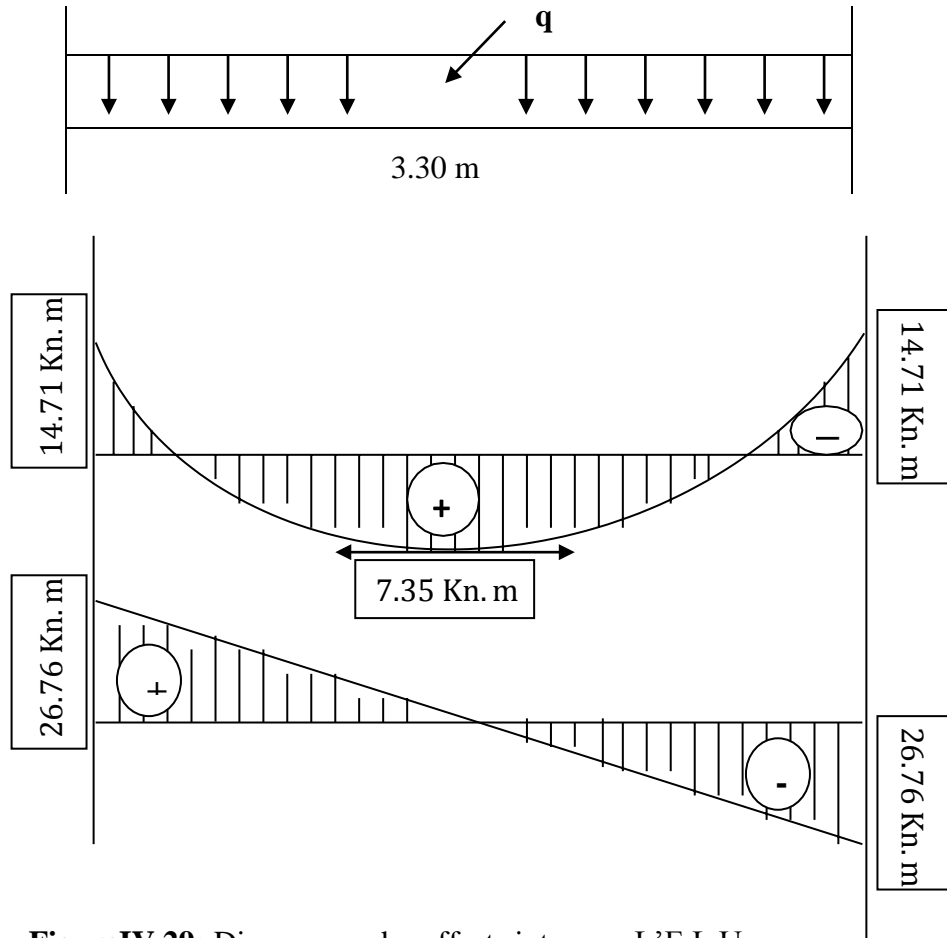
$$M_t = \frac{q_s \times L^2}{24} = \frac{11.585 \times 3.3^2}{24} = 5.25 \text{ Kn.m}$$

- Effort tranchant :

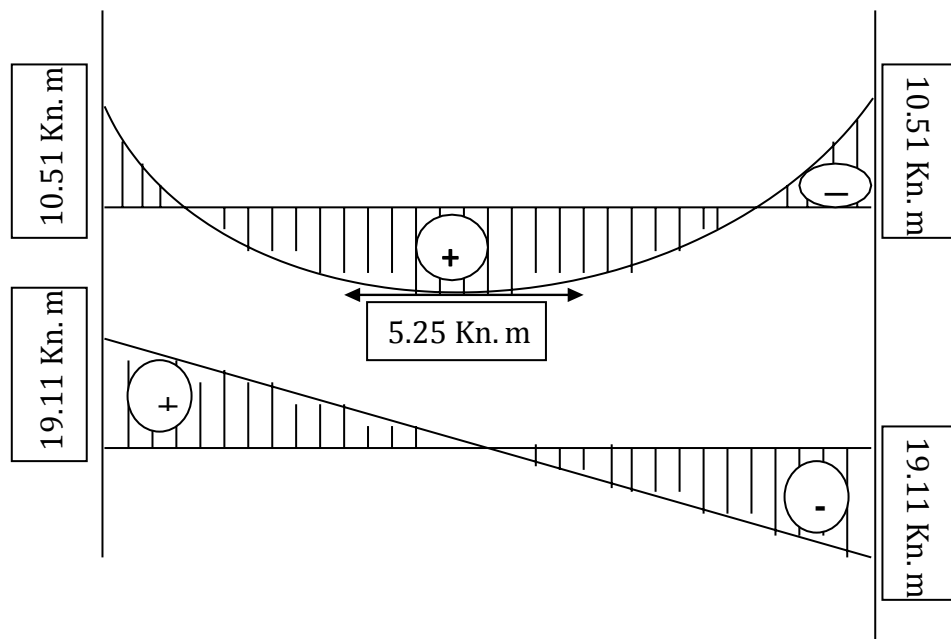
$$T = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{11.585 \times 3.3}{2} = 19.11 \text{ Kn.m}$$



- Diagramme du moment fléchissant et effort tranchant a l'E.L.U :



FigureIV.29: Diagramme des efforts interne a L'E.L.U



FigureIV.30: Diagramme des efforts interne a L'E.L.S



IV.5.5. Ferrailage de la poutre palière:

- **En Travée :**

$$M_t = 7.35 \text{ Kn.m}$$

$$b = 30 \text{ cm et } h = 35 \text{ cm}$$

$$f_{eE} = 400 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 35 = 31.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \approx 348 \text{ MPa}$$

- **Fissuration peu nuisible**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.35 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.315^2 \times 14.17} = 0.017$$

$$\mu = 0.017 < 0.187 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu = 0.367(\gamma) - 0.1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.35}{5.25} = 1.4$$

$$\mu_{bu} = 0.3367 \times 1.4 - 0.1711 = 0.3$$

$$\mu_{bu} = 0.3 \text{ et } \mu = 0.017$$

Donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimés

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.017}) = 0.021$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.315(1 - 0.4 \times 0.021) = 0.312 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{7.35 \times 10}{0.312 \times 348} = 0.68 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2 > A_u = 0.68 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{On prend } A = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$



- **En Appuis :**

$$M_a = 14.71 \text{ Kn.m}$$

$$b = 30 \text{ cm et } h = 35 \text{ cm}$$

$$f_{eE} = 400 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 35 = 31.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \approx 348 \text{ MPa}$$

- **Fissuration peu nuisible**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14.71 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.315^2 \times 14.17} = 0.033$$

$$\mu = 0.033 < 0.187 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu = 0.367(\gamma) - 0.1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14.71}{10.51} = 1.4$$

$$\mu_{bu} = 0.3367 \times 1.4 - 0.1711 = 0.3$$

$$\mu_{bu} = 0.3 \text{ et } \mu = 0.033$$

Donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimés

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033}) = 0.041$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.315(1 - 0.4 \times 0.041) = 0.309 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{14.71 \times 10}{0.309 \times 348} = 1.31 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2 < A_u = 1.31 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\text{On prend } A = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

IV.5.6. Ferrailage de la poutre palière

$$\text{Valeur de l'effort tranchant : } V_u = T = 26.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{26.76 \times 10}{30 \times 31.5} = 0.283 \text{ MPa}$$

Valeur limite de la contrainte tangentielle $\bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$



- **Vérification :**

$$\tau_u = 0.283 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Calcul des armatures transversales**

D'après le "BAEL91modifié99" [4] le diamètre des armatures transversales est de

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\min} \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 10 \text{ mm} \right\} = 10 \text{ mm}$$

On prend $\phi = 10 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} = \frac{3.14 \times 1^2}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_t \times m_t = 0.785 \times 4 = 3.14 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 31,5 ; 40 \text{ cm}) = 28,35 \text{ cm}$$

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

Choix un espacement de 15 cm dans la zone nodale. L'espacement dans la zone courante est pris égal 15 cm

Valeur de τ_0

- Il n'y a pas reprise de bétonnage
- La fissuration est non préjudiciable

$$\text{Donc } \tau_0 = 0.3 \times f_{tj} \times k = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{ MPa}$$

- **Condition de non fragilité**

$$\rho_t = \frac{A_t}{b \cdot S_t} = \frac{3.14}{30 \times 15} = 0.006$$

$$\rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \cdot \max \left\{ \frac{\tau_0}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right\} = \frac{1}{400} \cdot \max \left\{ \frac{0,63}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,001 \cdot$$

$$\rho_t \geq \rho_{t \min} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification a L'ELS**

- **En Appuis :**

$$M_a = 10.51 \text{ Kn.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 0$$



- **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15 (A_s + A')}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A')}{7.5(A_s + A')}} - 1 \right)$$

$$= \frac{15 (3.39)}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{30(31.5 \times 3.39)}{7.5(3.39)}} - 1 \right) = 19.1 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

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

$$\Rightarrow I = \frac{30 \times 19.1^3}{3} + 15 \times 521.24 = 77497.31 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_a}{I} = \frac{10.51 \times 10^3}{77497.31} = 0,135 \text{ MPa/cm}$$

- **Calcul des contraintes**

- Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma'_b = K \cdot y = 0.135 \times 19.1 = 2.58 \text{ MPa}$$

- Contrainte dans les armatures tendues

$$\sigma_a = n \cdot K (d - y) = 15 \times 0.135(31.5 - 19.1) = 25.11 \text{ MPa}$$

- **Vérification**

$$\sigma'_b = 2.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à faire.

- **En Travée :**

$$M_t = 5.25 \text{ Kn.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 0$$



- **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15 (A_s + A')}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A')}{7.5(A_s + A')}} - 1 \right)$$

$$= \frac{15 (3.39)}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{30(31.5 \times 3.39)}{7.5(3.39)}} - 1 \right) = 19.1 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

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

$$\Rightarrow I = \frac{30 \times 19.1^3}{3} + 15 \times 521.24 = 77497.31 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_a}{I} = \frac{5.25 \times 10^3}{77497.31} = 0,068 \text{ MPa/cm}$$

- **Calcul des contraintes**

- Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma'_b = K \cdot y = 0.068 \times 19.1 = 1.3 \text{ MPa}$$

- Contrainte dans les armatures tendues

$$\sigma_a = n \cdot K (d - y) = 15 \times 0.068(31.5 - 19.1) = 12.65 \text{ MPa}$$

- **Vérification**

$$\sigma'_b = 1.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

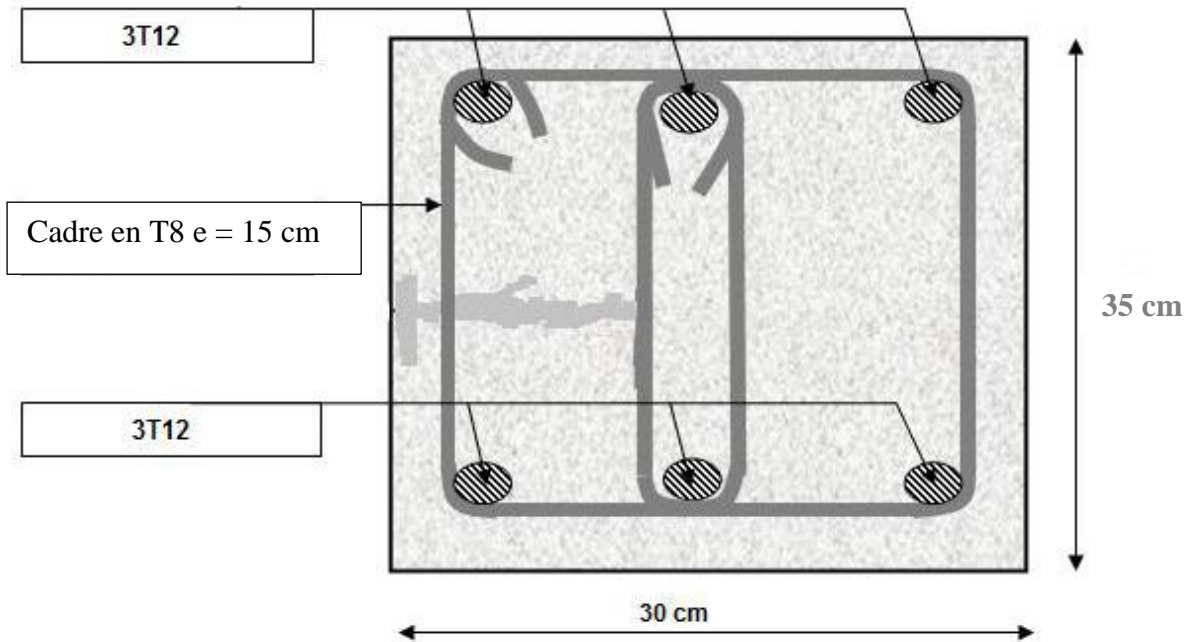
-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à faire.



- Ferrailage

- En appuis



- En travée

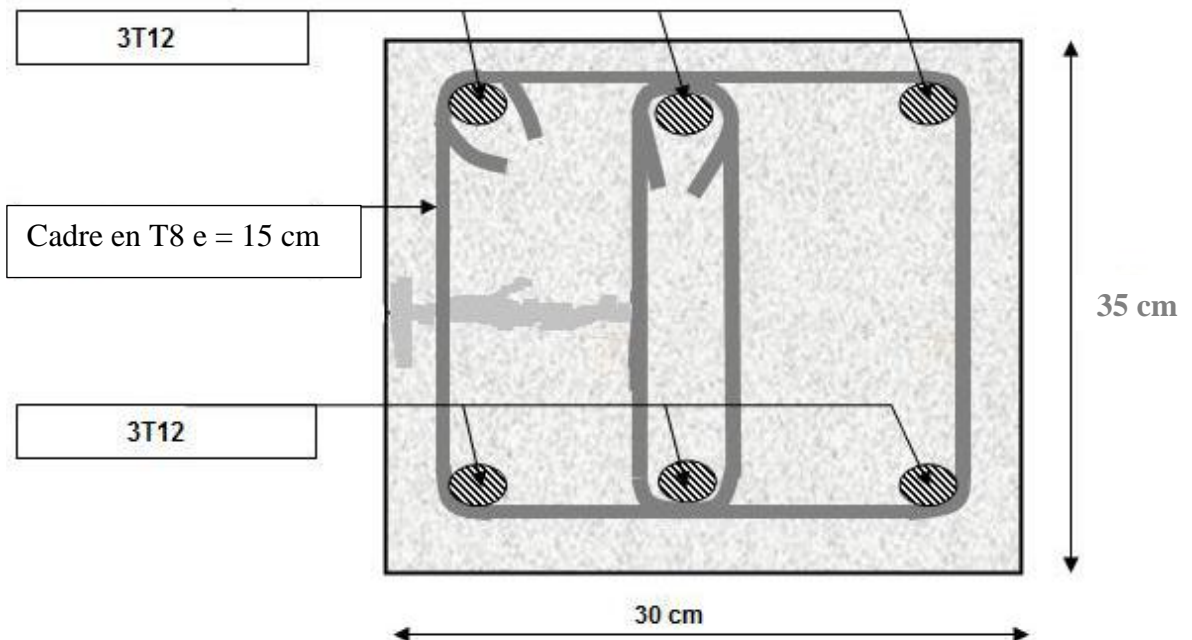


Figure IV.31 : Ferrailage de la poutre palière en travée et en appuis

Chapitre V :

Etude dynamique



Etude Dynamique

V.1.Présentation du logiciel ETABS

V.1.1.Bref historique :

ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems », c'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en Algérie. Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments ; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi.

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie 'computers and structures Inc.Berkeley, California', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire est très récente, elle date de l'an 2009, désigné par ETABS Non linear 9.6.0. réf [1].

Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), mais des améliorations ont été apportées sur les versions récentes, telle que la version 9.6 qu'on va traiter dans le présent mémoire. Parmi ces améliorations, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde ; il

cite les codes de la communauté européenne connus par le terme « Eurocodes », les code du Mexique, du Canada, de l'Inde, etc

V.1.1.2.Présentation du programme ETABS:

ETABS 9.7.0 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique ; Ainsi qu'il prend en considération l'excentricité accidentelle exigée par le RPA. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.



V.1.1.3. Modélisation :

Le logiciel d'ETABS permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

En général La modélisation sur ETABS consiste en les étapes suivantes :

- Initialiser le modèle (unités, grilles, niveaux)
- Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections, cas et combinaisons de chargements)
- Définir la géométrie du modèle
- Assigner les conditions aux appuis et les diaphragmes
- Appliquer les charges
- Spécifier les options d'analyse (options d'analyse modale)
- Exécuter l'analyse
- Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats)

V.2.Fonctionnalités

Nous résumons les principales fonctions assurées par le système ETABS comme suit :

V.2.1.Analyse statique :

- il permet la détermination des efforts internes [efforts normaux, efforts tranchants, moments de flexion, moments de torsion], le calcul des déformations dans chaque section des éléments ainsi que les valeurs maximales de ces paramètres.
- il permet aussi le calcul des déplacements de la structure et de ses étages.
- il permet la détermination des efforts internes par une analyse de second ordre,
- il permet la détermination des efforts internes par un calcul de plasticité.



V.2.2. Analyse dynamique :

- il permet la détermination des modes et fréquences propres des structures.
- il permet de calculer les réponses (déplacements) d'une structure soumise à un chargement dynamique en utilisant un spectre de réponse.
- les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure
- il permet de calculer la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

V.2.3. Dimensionnement des éléments porteurs principaux :

- il permet le dimensionnement des poteaux en béton armé, en acier ou mixtes acierbéton,
- il permet le dimensionnement des barres des palées de contreventement et solives de planchers en acier,
- il permet le dimensionnement des murs et noyau de contreventement en béton armé.

Caractéristique dynamique [1]

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti. Son équation est donnée par la relation suivante :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

Où :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibration libre non amorties, nous permet de définir les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et les 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 :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \phi) \dots\dots\dots (2)$$



Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

ϕ : Angle de déphasage

Les accélérations en **VLNA** sont alors données par :

$$\{x(t)\} = -\omega^2\{A\} \sin(\omega t + \phi) \dots \dots \dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura:

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} \sin(\omega t + \phi) = \{0\} \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non-nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire:

$$\det [[K] - \omega^2[M]] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée équation 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 il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$) . A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_j$ ou forme modale.



V.3. Etude sismique

V.3.1. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suite :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux noeuds, chaque noeud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux noeuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux noeuds de différents niveaux (niveaux i et i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Wall à quatre noeuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type « Slab » à quatre noeuds.
- Pour tous les planchers, nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les noeuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

V.3.2. Modélisation de masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99/Version 2003 avec $(\beta=0.2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2.5t/m^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).



V.3.3. Choix de la méthode de calcul [1]

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.3.3.1. La méthode statique équivalente [1]

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plan au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :
 - * groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieur ou égale à 5 niveaux ou 17m
 - * groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieur ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
 - * groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.



- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est classée dans un groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieure à 17 m (31.62 m).

V.3.3.2. La méthode modale spectrale [1]

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où les conditions d'utilisation de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

Le principe de cette méthode est la recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des noeuds sont pris en compte.
- La somme des coefficients des modes soit aux moins égales 90 %.
- 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 (3) 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N représente le nombre de niveaux au-dessus du sol T_k et la période du mode K



V.3.4. Utilisation des spectres de réponse [1]

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. Pour le groupe d'usage 2, ce coefficient égale à :

A = 0.10 en Zone I , **A = 0.15** en Zone IIa et **A= 0.25** en Zone III.

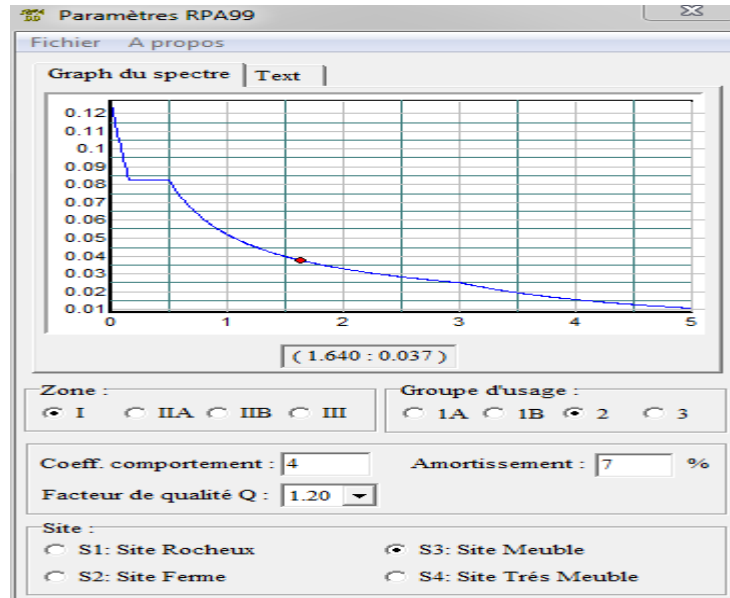
η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement (R = 4 : structure contreventée par des voiles)

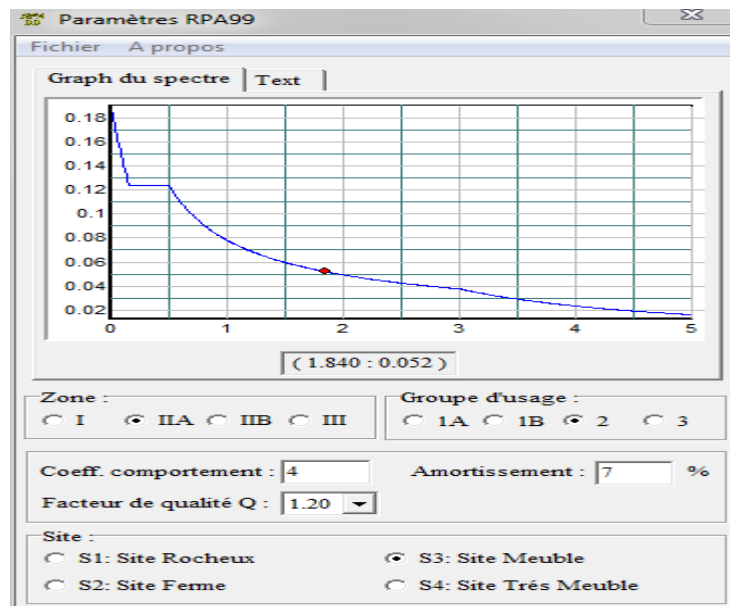
Q : Facteur de qualité



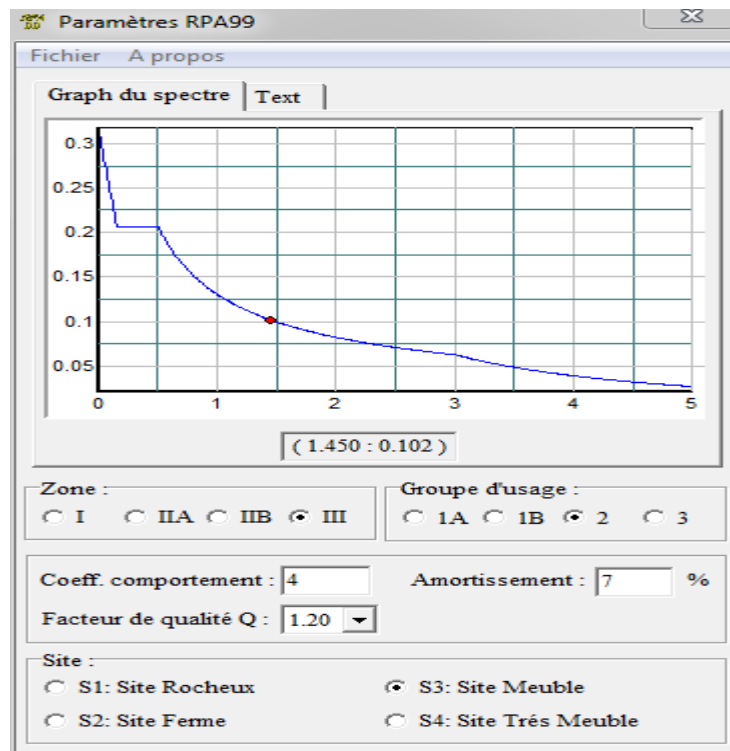
Les Figure ci-dessous, montrent la représentation graphique du spectre de réponse dans les zones sismiques en Algérie.



EN ZONE (I)



EN ZONE (IIa)



EN ZONE (III)

Figure V.1 : Spectre de réponse de la structure Zone I,IIa,III

• Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente [1]

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

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).



$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2^3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / 3,0)^{2^3} (3,0 / T)^{5^3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le Tableau 4.7 de RPA99/Version 2003.

η :Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Où (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\eta = 0,76 \text{ avec } \xi = 10 \%$$

• Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

C_T . Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage:

$$(C_T = 0.05)$$

h_n : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'audemier niveau

$$(h_n = 19.04m)$$



D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré:

$$\begin{cases} D_x = 23.30m \\ D_y = 22m \end{cases}$$

Sens x-x

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0.09 \cdot 19.04 / (\sqrt{23.30}) = 0.37sec \\ T = 0.05 \cdot (19.04)^{3/4} = 0.46 sec \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_x = 0.37 sec$$

Sens y-y

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0.09 \cdot 19.04 / (\sqrt{22}) = 0.38sec \\ T = 0.05 \cdot (19.04)^{3/4} = 0.46 sec \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_y = 0.38 sec$$

$$\text{Sol meuble} \rightarrow \text{site3} \begin{cases} T_1 = 0.15sec \\ T_2 = 0.50sec \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$D_x = 2.5\eta \quad \text{Si } 0 < T_x < T_2$$

$$D_y = 2.5\eta \quad \text{Si } 0 < T_y < T_2$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Pour notre bâtiment on prend $\xi = 10$



$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.76$$

$$D_x = 2.5\eta = 2.5 \times 0.76 = 1.90$$

$$D_y = 2.5\eta = 2.5 \times 0.76 = 1.90$$

• **R** : Coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement Tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/Version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système portique contreventé par des voiles (**voiles-portique**) en béton armé (**R=4**).

• **Q** : facteur de qualité de la structure. Il est fonction de :

- redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$

Avec :

P_q représente la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non,

Ces pénalités sont résumées dans le Tableau (Tableau 4.4 de RPA 99/version 2003).



Tableau V.1 :Facteur de qualité Q de la structure [1]

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Condition minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.05	Non	0.05

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.25$$

• T : Périodes caractéristiques :

$$site3 \begin{cases} T_1 = 0.15sec \\ T_2 = 0.50sec \end{cases}$$

• W : poids de la structure calculé par la formule suivante :

$$W = \sum_{n-1}^n W_i$$

$$W_i \text{ étant donné par } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher « i »;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i »;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i »;

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0.2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).



Le Tableau V.2 : Récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment. [1]

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment < 48m Zone sismique IIa	0.15
R	Système de contreventement portiques contreventée par des voiles	4
Q	$1+\Sigma Pq$	1.25
E	-	10%
H	$[(7/(2+\epsilon))]^{1/2} \geq 0.7$	0.76
T1	Site 3	0.15 s
T2	Site 3	0.50 s

• Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée par le RPA99 version 2003 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 $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,.....) par le rapport : $\frac{0.8V}{V_t}$

IV.3.5. Vérifications exigées par le RPA 99/Version 2003 [1]

Pour les deux méthodes de calcul, le RPA 99/Version 2003 exige les vérifications suivantes :

- ✓ Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- ✓ Vérification des périodes.
- ✓ Vérification de participation massique.
- ✓ Vérification de la résultante des forces sismiques.



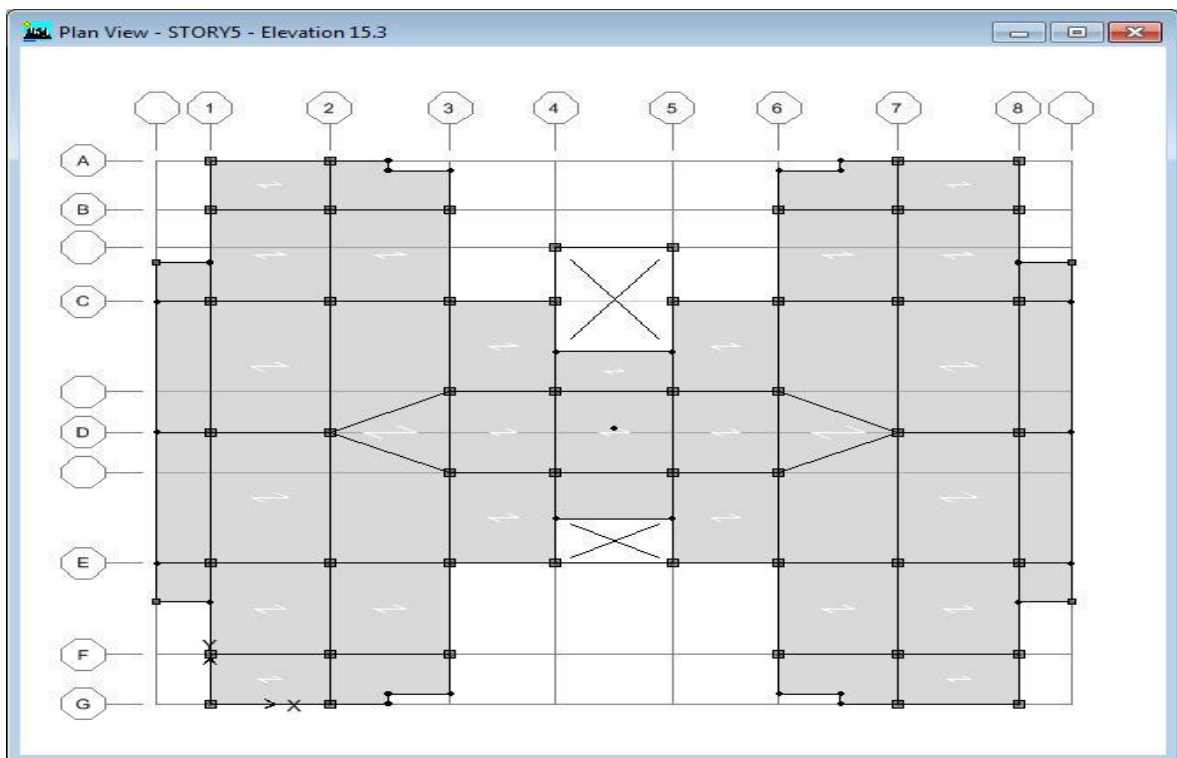
- ✓ Vérification de déplacements inter-étages.
- ✓ Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

IV.4. Calcule et présentations des résultats

Nous présenterons les différents modèles de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications nécessaires et les résultats de l'analyse sismique réalisée par logiciel ETABS.

IV.4.1. Premier modèle

La Figure présente le premier modèle de disposition des portique auto stable ($R = 5$) de notre bâtiment, s'il est implanté dans les zones étudiées (**Zone I ,Zone IIa et Zone III**).



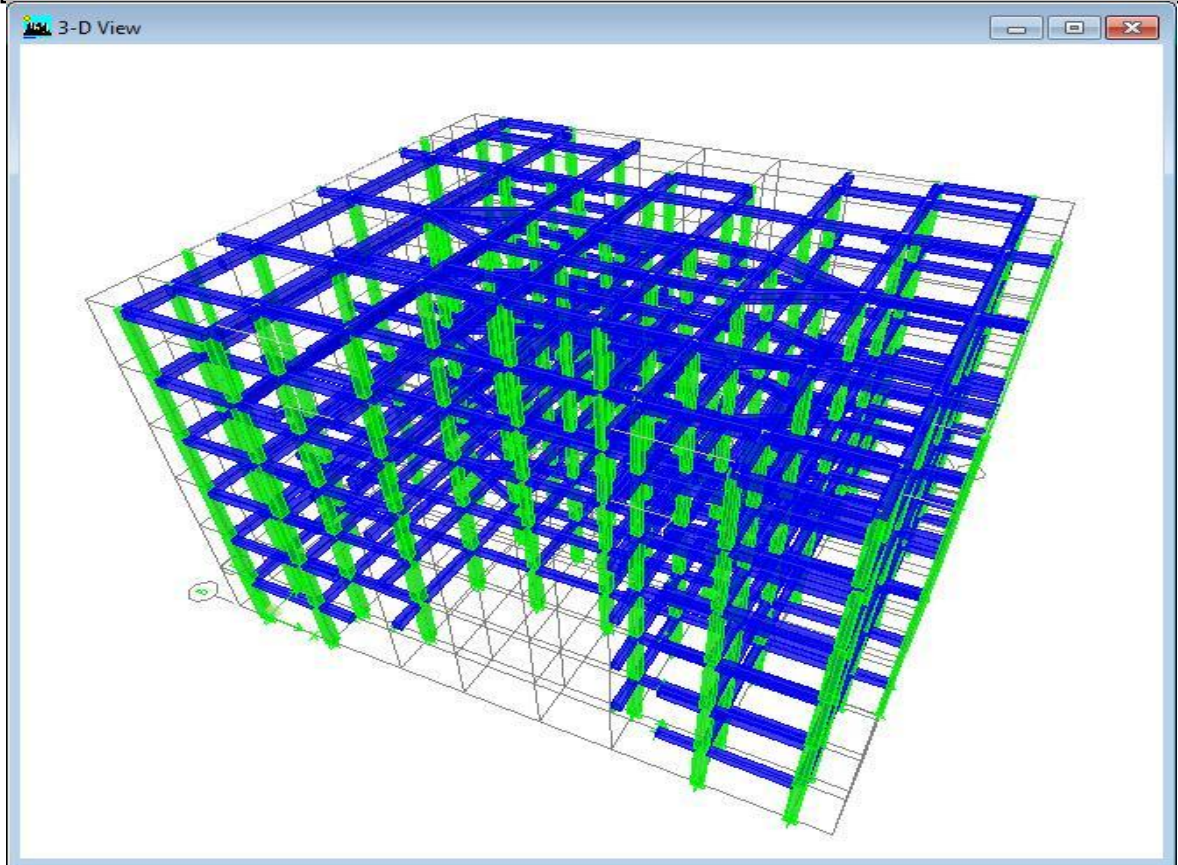
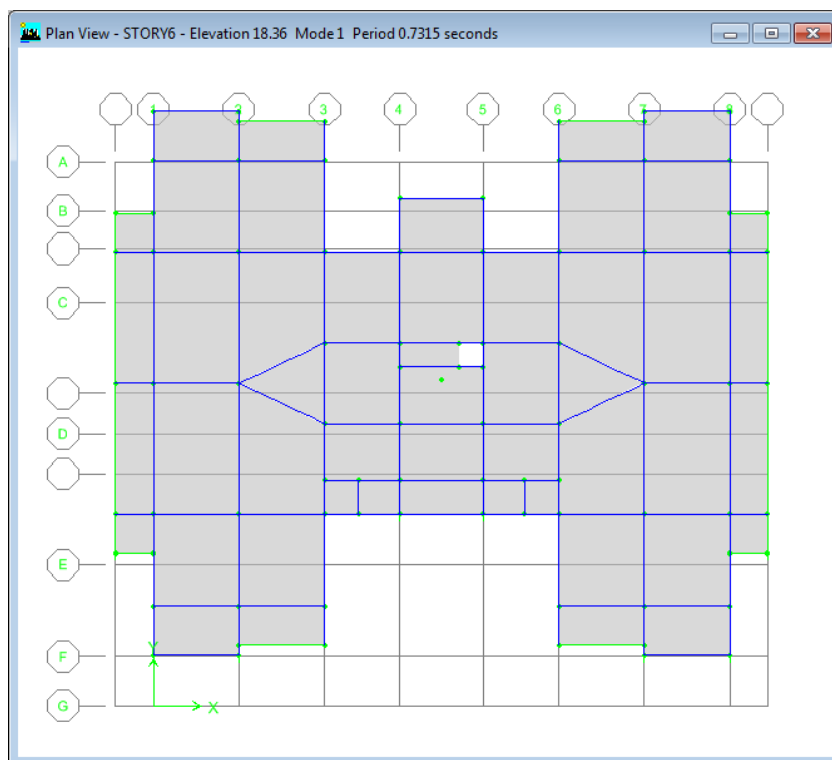
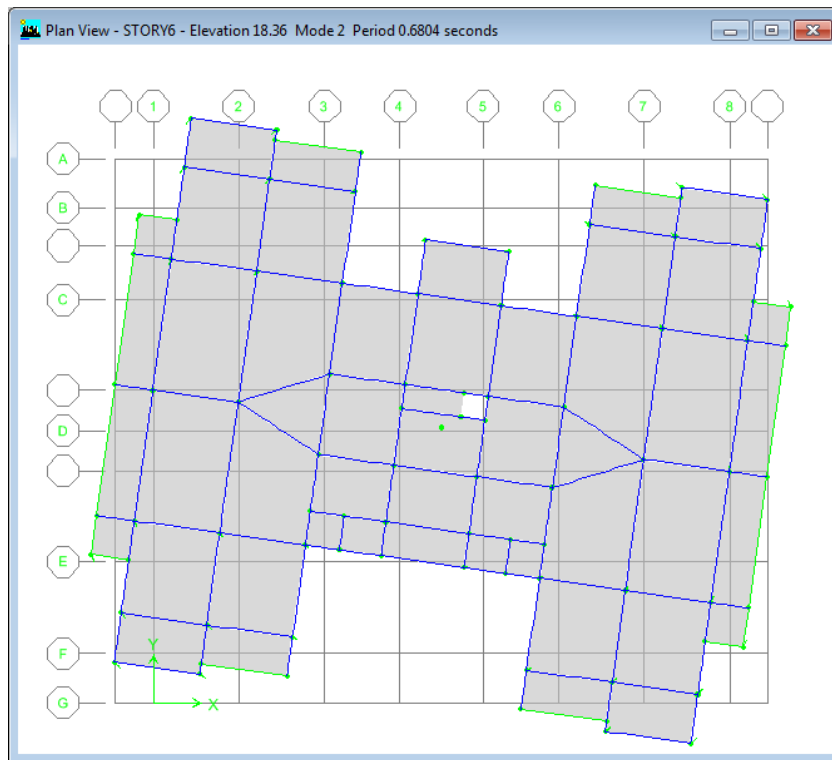


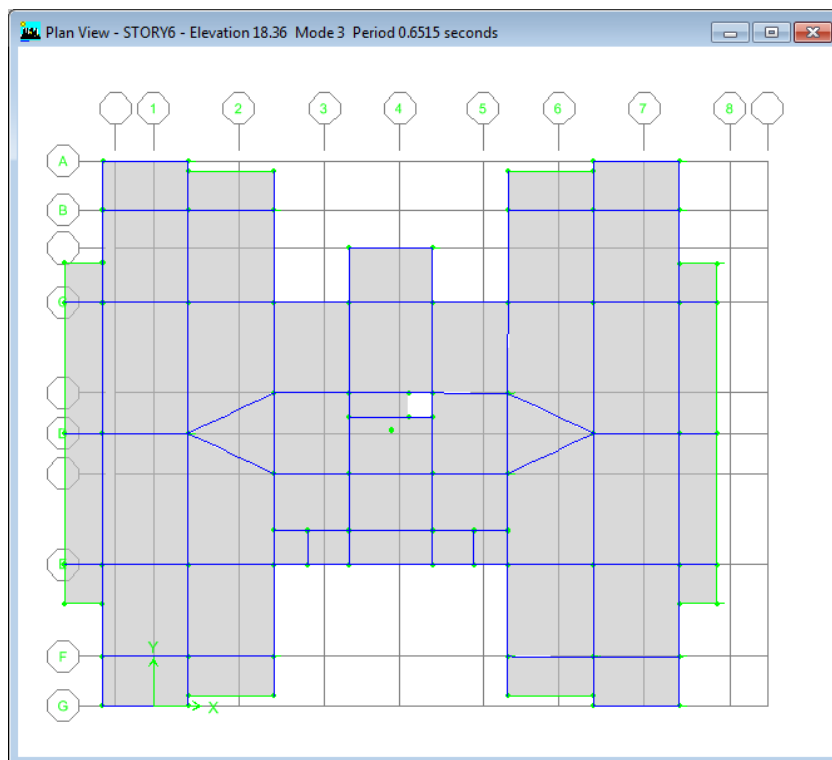
Figure V.2. Modèle initial sans voiles.



Mode 1. Translation selon Y



Mode 2. Rotation selon Z



Mode 3. Translation selon X

Figure V.3 : Comportement des trois premiers modes du premier modèle.



V.4.1.1. Vérification des périodes

La vérification des périodes fondamentales est donnée au Tableau. Ce Tableau montre que la période d'une structure en béton armé, calculée par RPA 99 /Version 2003 est la même si cette structure est implantée dans la **Zone I**, **Zone IIa**, ou **Zone III**.

Tableau V.3 :Vérification des périodes dans les trois zones sismiques.

		TRPA (s)	TETABS (s)	1.3 x TRPA (s)	TETABS ≤ 1.3TRPA
ZONE I, IIa, III	X	0.36	0.62	0.48	Non vérifiée
	Y	0.37	0.7	0.49	Non vérifiée

V.4.1.2. Vérification de participation massique

D'après RPA99/ Version 2003, la somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être égale au moins 90% de la masse totale de la structure.

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée aux Tableaux. Les participations massiques dans les deux sens (X et Y) sont vérifiées à partir du 6ème mode pour les zones sismiques (Zone I, Zone IIa, et Zone III)



Tableau V.4 : Pourcentage de participation massique (Zone I, IIa, III).

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.701303	0	79.9116	0	79.9116
2	0.665722	0.0121	0	0.0121	79.9116
3	0.624739	79.3265	0	79.3386	79.9116
4	0.25326	0	12.2143	79.3386	92.126
5	0.242073	0.1463	0	79.4848	92.126
6	0.231829	12.4039	0	91.8887	92.126
7	0.147489	0	3.4055	91.8887	95.5315
8	0.142835	0.0437	0	91.9324	95.5315
9	0.139352	3.1014	0	95.0339	95.5315
10	0.114165	0	2.8445	95.0339	98.3759
11	0.111849	0.4149	0	95.4487	98.3759
12	0.109206	2.8414	0	98.2902	98.3759
13	0.085969	0	1.6241	98.2902	100
14	0.085194	0.6035	0	98.8936	100
15	0.083382	1.1064	0	100	100

V.4.1.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Les Tableaux présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques dans les trois zones. Pour la même structure, le changement de la zone sismique de Zone I vers Zone III, augmente la résultante de la force sismique Cette augmentation est due à la valeur du coefficient d'accélération de zone (A), ce qui montre que le zonage sismique a un effet direct sur la force sismique.



Tableau V.5 : Calcul de la force sismique. (Zone I, IIa, III)

	A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$	V_x	V_y
I	0.10	1.9	1.9	5	1.25	1.25	29811.51	1416.047	1416.047
IIa	0.15	1.9	1.9	5	1.25	1.25	29811.51	2655.088	2655.088
III	0.25	1.9	1.9	5	1.25	1.25	29811.51	4425.146	4425.146

Tableau V.6 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.

		$V_t(kn)$	V(Kn)	0.8V	$V_t \geq 0.8 V$
Zone I	X	1286.49	1416.047	1132.86	Oui
	Y	1203.32	1416.047	1132.86	Oui
Zone IIa	X	1924.42	2655.088	2124.07	Non
	Y	1789.6	2655.088	2124.07	Non
Zone III	X	3210.24	4425.146	3540.11	Non
	Y	2992.39	4425.146	3540.11	Non

V.4.1.4. Vérification des déplacements

Les déplacements inter-étages de notre structure, dans les deux sens sont présentés dans les Tableaux ci-dessous. L'augmentation de la force sismique dans la Zone III augmente le déplacement d'étage (δ_e) par rapport au Zone IIa, Zone I dans les deux sens de la structure.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} ; \delta_{ek} : \text{Déplacement du aux forces sismique} ; R : \text{Coefficient de comportement.}$$

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est calculé par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon RPA 99 /version 2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser : $\Delta K\text{-limite} = 0.01h_e$

h_e : la hauteur de l'étage



Tableau V.7 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (**Zone I**).

Diaphragm	Load	UX	δ (ETABS)	$R*\delta$	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EX	0.0084	0.0084	0.0336	0.0048	0.0306	Ok
5ET	EX	0.0072	0.0072	0.0288	0.008	0.0306	Ok
4ET	EX	0.0052	0.0052	0.0208	0.0072	0.0306	Ok
3ET	EX	0.0034	0.0034	0.0136	0.0084	0.0306	Ok
2ET	EX	0.0013	0.0013	0.0052	0.0052	0.0306	Ok
1ET	EX	0	0	0	0	0.0306	Ok

Tableau V.8 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (**Zone I**).

Diaphragm	Load	UY	δ (ETABS)	$R*\delta$	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EY	0.0097	0.0097	0.0388	0.0052	0.0306	Ok
5ET	EY	0.0084	0.0084	0.0336	0.0092	0.0306	Ok
4ET	EY	0.0061	0.0061	0.0244	0.0084	0.0306	Ok
3ET	EY	0.004	0.004	0.016	0.0096	0.0306	Ok
2ET	EY	0.0016	0.0016	0.0064	0.0064	0.0306	Ok
1ET	EY	0	0	0	0	0.0306	Ok

Tableau V.9 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (**Zone IIa**).

Diaphragm	Load	UX	δ (ETABS)	$R*\delta$	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EX	0.0125	0.0125	0.05	0.0068	0.0306	Ok
5ET	EX	0.0108	0.0108	0.0432	0.0124	0.0306	Ok
4ET	EX	0.0077	0.0077	0.0308	0.0108	0.0306	Ok
3ET	EX	0.005	0.005	0.02	0.012	0.0306	Ok
2ET	EX	0.002	0.002	0.008	0.008	0.0306	Ok
1ET	EX	0	0	0	0	0.0306	Ok

**Tableau V.10 :** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (**Zone IIa**).

Diaphragm	Load	UY	δ (ETABS)	R* δ	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EY	0.0145	0.0145	0.058	0.008	0.0306	Ok
5ET	EY	0.0125	0.0125	0.05	0.0136	0.0306	Ok
4ET	EY	0.0091	0.0091	0.0364	0.0124	0.0306	Ok
3ET	EY	0.006	0.006	0.024	0.0144	0.0306	Ok
2ET	EY	0.0024	0.0024	0.0096	0.0096	0.0306	Ok
1ET	EY	0	0	0	0	0.0306	Ok

Tableau V.11 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (**Zone III**).

Diaphragm	Load	UX	δ (ETABS)	R* δ	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EX	0.0208	0.0208	0.0832	0.0112	0.0306	Ok
5ET	EX	0.018	0.018	0.072	0.0204	0.0306	Ok
4ET	EX	0.0129	0.0129	0.0516	0.018	0.0306	Ok
3ET	EX	0.0084	0.0084	0.0336	0.02	0.0306	Ok
2ET	EX	0.0034	0.0034	0.0136	0.0136	0.0306	Ok
1ET	EX	0	0	0	0	0.0306	Ok

Tableau V.12 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (**Zone III**).

Diaphragm	Load	UY	δ (ETABS)	R* δ	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EY	0.0242	0.0242	0.0968	0.0128	0.0306	OK
5ET	EY	0.021	0.021	0.084	0.0232	0.0306	OK
4ET	EY	0.0152	0.0152	0.0608	0.0208	0.0306	OK
3ET	EY	0.01	0.01	0.04	0.024	0.0306	OK
2ET	EY	0.004	0.004	0.016	0.016	0.0306	OK
1ET	EY	0	0	0	0	0.0306	OK



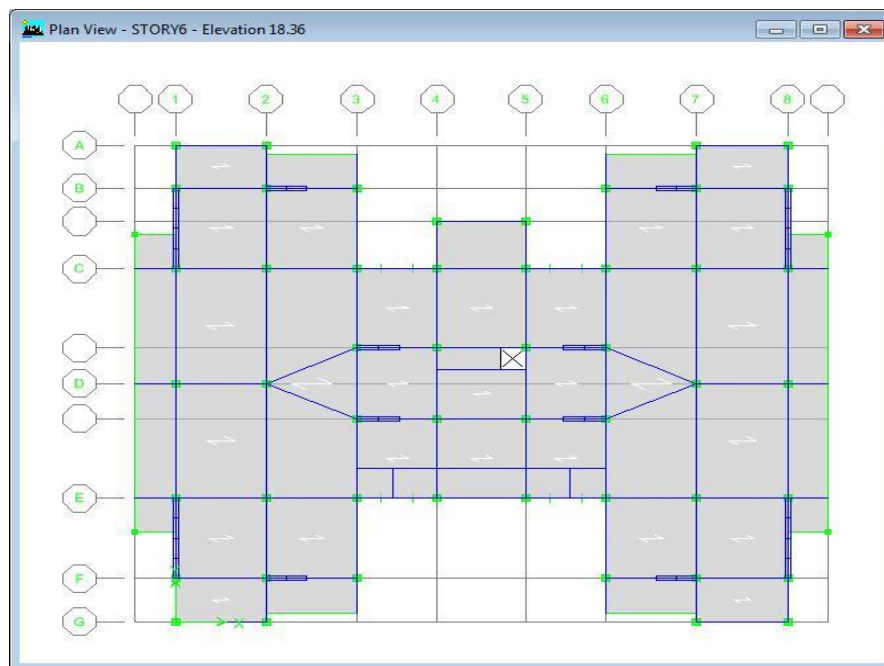
Conclusion

Les périodes fondamentales et la résultante des forces sismiques de notre structure, ne sont pas vérifiées dans les deux sens et pour les trois zones sismiques de comparaison (Zone I , Zone IIa et Zone III), donc on doit augmenter la rigidité de la structure par ajouter des voiles de contreventement et augmenter leur nombre.

V.4.2. Deuxième modèle

La Figure présente le deuxième modèle de disposition des portique auto stable avec les voiles de notre bâtiment, s'il est implanté dans les zones étudiées (**Zone I , Zone IIa et Zone III**).

Remarque : On a augmenté la section des voiles de 15 cm à 20 cm



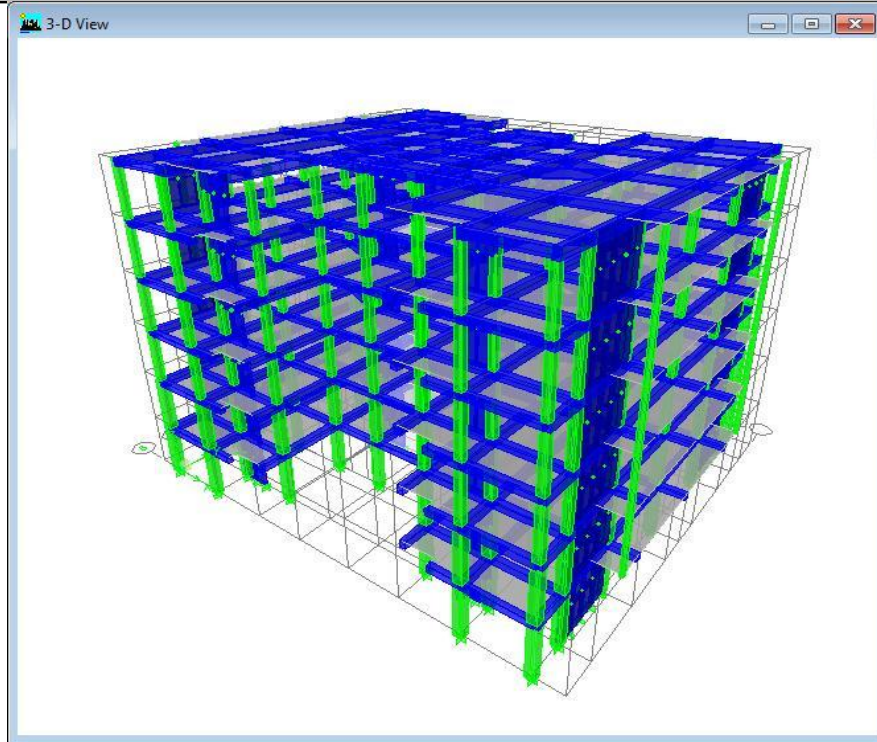
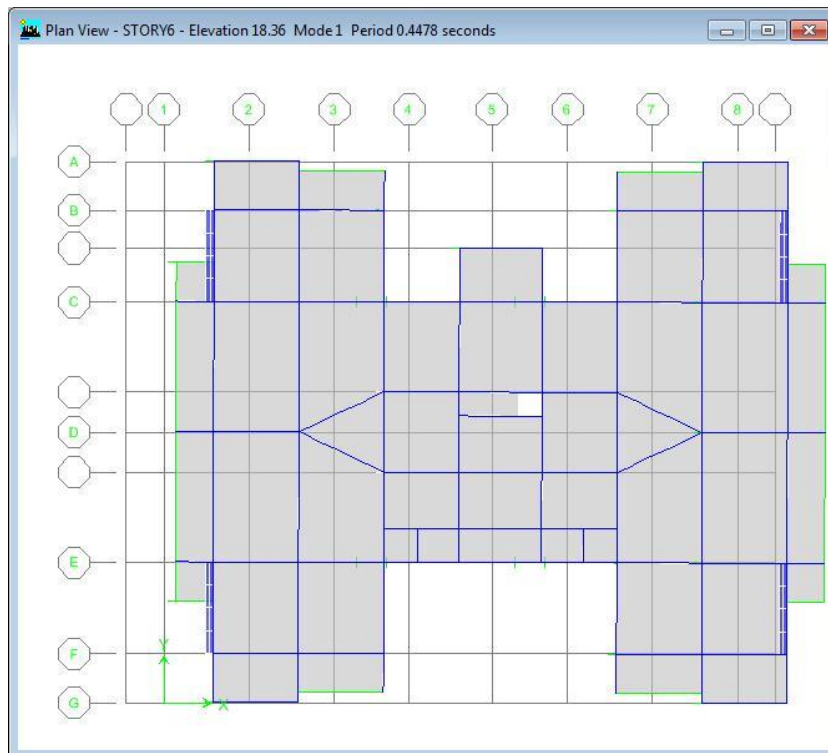
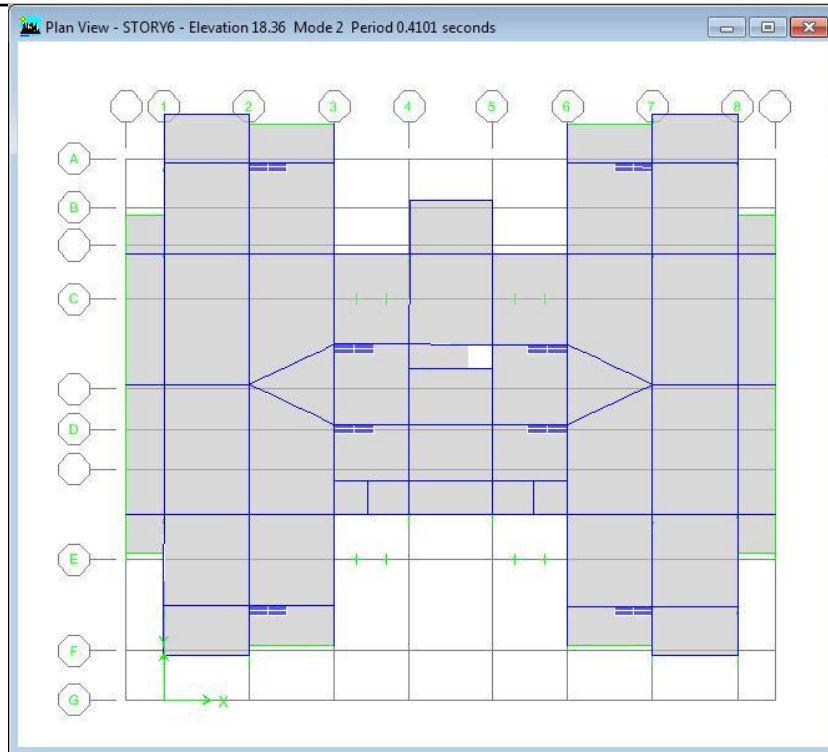


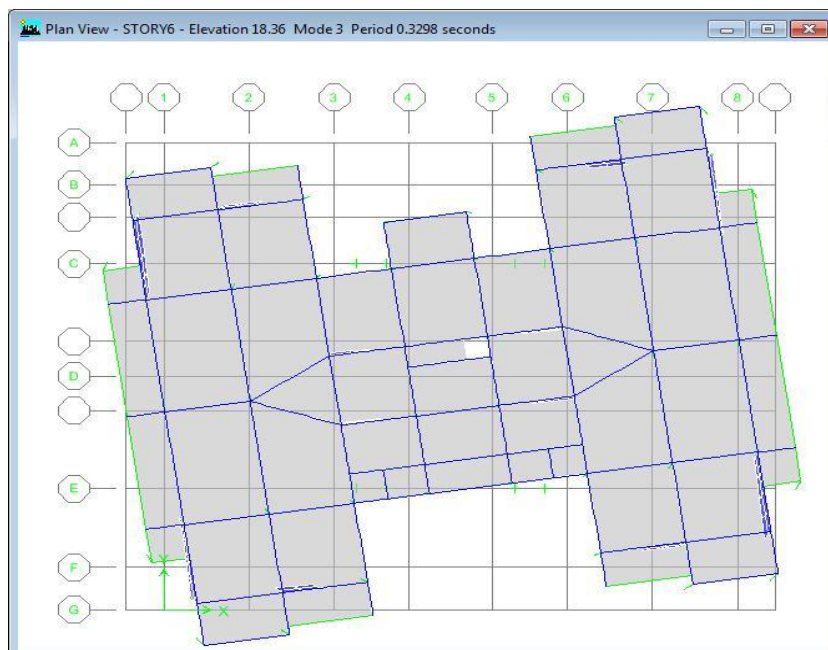
Figure V.4 :Modèle avec voiles.



Mode 1 Translation en X



Mode 2 Translation en Y



Mode 3 Rotation selon Z

Figure V.5 :Comportement des trois premiers modes du deuxième modèle



4.4.1.1. Vérification des périodes

La vérification des périodes fondamentales est donnée au Tableau. Ce Tableau montre que la période d'une structure en béton armé, calculée par RPA 99 /Version 2003 est la même si cette structure est implantée dans la **Zone I** , **Zone IIa** ou **Zone III**

Tableau V.13 :Vérification des périodes dans les deux zones sismiques.

		TRPA (s)	T _{ETABS} (s)	1.3 x TRPA (s)	T _{ETABS} ≤ 1.3TRPA
I , IIa , III	X	0.36	0.44	0.48	vérifiée
	Y	0.37	0.41	0.49	vérifiée

Remarque

On remarque que lorsque on a injecté les voiles dans notre structures la periode données par L'ETABS elle a diminué au dessous de la periode recommandé par L'RPA

4.4.1.2. Vérification de participation massique

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée aux Tableaux Les participations massiques dans les deux sens (X et Y) sont vérifiées à partir du 8 ème mode pour les zones sismiques (Zone I ,Zone IIa , et Zone III)



Tableau V.14 :Pourcentage de participation massique (Zone I ,IIa , III).

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.447824	73.0022	0	73.0022	0
2	0.410148	0	70.1828	73.0022	70.1828
3	0.329815	0.009	0.0003	73.0112	70.1828
4	0.140036	16.0366	0	89.0478	70.1828
5	0.104527	0	19.2096	89.0478	89.3927
6	0.087178	0.0003	0.0003	89.0481	89.393
7	0.07136	6.2426	0	95.2908	89.393
8	0.048478	0	6.7881	95.2908	96.1811
9	0.044993	2.7158	0	98.0066	96.1811
10	0.041076	0.0011	0.0002	98.0077	96.1813
11	0.032577	1.3324	0	99.3401	96.1813
12	0.031089	0	2.5748	99.3401	98.756
13	0.027037	0.6594	0	99.9994	98.756
14	0.026364	0.0004	0.0001	99.9999	98.7561
15	0.02386	0	0.9477	99.9999	99.7038

Remarque

La période reste la même dans tous les zone sismique ainsi que le pourcentage de la participation massique



4.6. Justification du choix du coefficient du comportement dynamique

Le système de contreventement des deux structures est considéré comme portiques en béton armé contreventés par voiles ($R=4$), donc il est indispensable de justifier que les voiles supportent plus de 75% des efforts horizontaux et les 25 % restantes doivent être supportés par les portiques. et aussi Les voiles doit supporter $< 20\%$ d'effort verticale globale . Cette vérification est présentée dans les Tableaux ci-dessous.

Tableau V.15 : Vérification du coefficient du comportement dans le sens Verticale

(Zone I ,IIa , III).

	Effort Verticale (Kn)	Pourcentage (%)	Condition
Voiles	9118.13	35.3773	Non Vérifie
Portiques	16655.84	64.6227	Non Vérifie

- Vérification selon le sens X

Tableau V.16: Vérification du coefficient du comportement dans le sens X (Zone I).

	Effort Verticale (Kn)	Pourcentage (%)	Condition
Voiles	1162.99	72.0903	Non Vérifie
structure	1613.24	100	

Tableau V.17: Vérification du coefficient du comportement dans le sens X (Zone IIa).

	Effort Verticale (Kn)	Pourcentage (%)	Condition
Voiles	1737.46	72.0903	Non Vérifie
structure	2410.01	100	

Tableau V.18: Vérification du coefficient du comportement dans le sens X (Zone III).

	Effort Verticale (Kn)	Pourcentage (%)	Condition
Voiles	2886.5	72.0903	Non Vérifie
structure	4003.67	100	



- Vérification selon le sens Y

Tableau V.19: Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y

(Zone I).

	Effort Verticale (Kn)	Pourcentage (%)	Condition
Voiles	1464.57	88.3144	Non Vérifie
Portiques	193.79	11.6856	Non Vérifie

Tableau V.20: Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y

(Zone IIa).

	Effort Verticale (Kn)	Pourcentage (%)	Condition
Voiles	2188.97	88.3144	Non Vérifie
Portiques	289.54	11.6856	Non Vérifie

Tableau V.21: Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y

(Zone III).

	Effort Verticale (Kn)	Pourcentage (%)	Condition
Voiles	3636.9	88.3144	Non Vérifie
Portiques	480.97	11.6856	Non Vérifie

On a pour la valeur de $R=4$ les efforts verticale supporté par les voiles sont $> 20\%$ des efforts totales , et aussi pour les efforts horizontales au sens X les condition sont non vérifie , donc il faut modifier la structure on diminuer le nombre ou la section des voiles mais la premier vérification de L'RPA (les périodes) ne vérifie pas . Alors on travaille avec $R=3.5$ (Voiles Porteurs)



4.4.1.1. Vérification des périodes

La vérification des périodes fondamentales est donnée au Tableau Avec $R=3.5$

Tableau V.22 :Vérification des périodes dans les trois zones sismiques.

		TRPA (s)	TETABS (s)	1.3 x TRPA (s)	TETABS \leq 1.3TRPA
I , IIa , III	X	0.36	0.44	0.48	vérifiée
	Y	0.37	0.41	0.49	vérifiée

4.4.1.2. Vérification de participation massique

Tableau V.23 :Pourcentage de participation massique (**Zone I ,IIa , III**).

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.447824	73.0022	0	73.0022	0
2	0.410148	0	70.1828	73.0022	70.1828
3	0.329815	0.009	0.0003	73.0112	70.1828
4	0.140036	16.0366	0	89.0478	70.1828
5	0.104527	0	19.2096	89.0478	89.3927
6	0.087178	0.0003	0.0003	89.0481	89.393
7	0.07136	6.2426	0	95.2908	89.393
8	0.048478	0	6.7881	95.2908	96.1811
9	0.044993	2.7158	0	98.0066	96.1811
10	0.041076	0.0011	0.0002	98.0077	96.1813
11	0.032577	1.3324	0	99.3401	96.1813
12	0.031089	0	2.5748	99.3401	98.756
13	0.027037	0.6594	0	99.9994	98.756
14	0.026364	0.0004	0.0001	99.9999	98.7561
15	0.02386	0	0.9477	99.9999	99.7038



4.4.1.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Les Tableaux présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques dans les trois zones. Pour la même structure, le changement de la zone sismique de Zone I vers Zone III

Tableau V.24 : Calcul de la force sismique.

	A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$	V_x	V_y
Zone I	0.1	1.9	1.9	3.5	1.25	1.25	32242.15	2187.86	2187.86
Zone IIa	0.15	1.9	1.9	3.5	1.25	1.25	32242.15	3150.52	3150.52
Zone III	0.25	1.9	1.9	3.5	1.25	1.25	32242.15	5469.65	5469.65

Tableau V.25 Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.

		$V_t(kn)$	V(Kn)	0.8V	$V_t \geq 0.8 V$
Zone I	X	2042.97	2187.86	1750.29	Oui
	Y	1993.96	2187.86	1750.29	Oui
Zone IIa	X	3075.87	3150.52	2520.41	Oui
	Y	3002.44	3150.52	2520.41	Oui
Zone III	X	5118.76	5469.65	4375.72	Oui
	Y	4996.11	5469.65	4375.72	Oui

4.4.1.4. Vérification des déplacements

Les déplacements inter-étages de notre structure, dans les deux sens sont présentés dans les Tableaux ci-dessous. L'augmentation de la force sismique dans la Zone III augmente le déplacement d'étage (δ_e) par rapport au et Zone IIa, Zone I dans les deux sens de la structure.



Tableau V.26 :Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (**Zone I**).

Diaphragm	Load	UX	δ (ETABS)	$R*\delta$	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EX	0.0058	0.0058	0.0203	0.00315	0.0306	ok
5ET	EX	0.0049	0.0049	0.01715	0.00385	0.0306	ok
4ET	EX	0.0038	0.0038	0.0133	0.0042	0.0306	ok
3ET	EX	0.0026	0.0026	0.0091	0.0042	0.0306	ok
2ET	EX	0.0014	0.0014	0.0049	0.00315	0.0306	ok
1ET	EX	0.0005	0.0005	0.00175	0.00175	0.0306	ok

Tableau V.27 :Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (**Zone I**).

Diaphragm	Load	UY	δ (ETABS)	$R*\delta$	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EY	0.005	0.005	0.0175	0.0035	0.0306	ok
5ET	EY	0.004	0.004	0.014	0.00385	0.0306	ok
4ET	EY	0.0029	0.0029	0.01015	0.0035	0.0306	ok
3ET	EY	0.0019	0.0019	0.00665	0.00315	0.0306	ok
2ET	EY	0.001	0.001	0.0035	0.00245	0.0306	ok
1ET	EY	0.0003	0.0003	0.00105	0.00105	0.0306	ok



Tableau V.28 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (**Zone IIa**).

Diaphragm	Load	UX	δ (ETABS)	$R*\delta$	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EX	0.0088	0.0088	0.0308	0.0049	0.0306	ok
5ET	EX	0.0074	0.0074	0.0259	0.00595	0.0306	ok
4ET	EX	0.0057	0.0057	0.01995	0.0063	0.0306	ok
3ET	EX	0.0039	0.0039	0.01365	0.0063	0.0306	ok
2ET	EX	0.0021	0.0021	0.00735	0.00455	0.0306	ok
1ET	EX	0.0008	0.0008	0.0028	0.0028	0.0306	ok

Tableau V.29 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (**Zone IIa**).

Diaphragm	Load	UY	δ (ETABS)	$R*\delta$	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EY	0.0075	0.0075	0.02625	0.00525	0.0306	ok
5ET	EY	0.006	0.006	0.021	0.0056	0.0306	ok
4ET	EY	0.0044	0.0044	0.0154	0.0056	0.0306	ok
3ET	EY	0.0028	0.0028	0.0098	0.00455	0.0306	ok
2ET	EY	0.0015	0.0015	0.00525	0.0035	0.0306	ok
1ET	EY	0.0005	0.0005	0.00175	0.00175	0.0306	ok



Tableau V.30 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (**Zone III**).

Diaphragm	Load	UX	δ (ETABS)	$R*\delta$	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EX	0.0146	0.0146	0.0511	0.0084	0.0306	ok
5ET	EX	0.0122	0.0122	0.0427	0.0098	0.0306	ok
4ET	EX	0.0094	0.0094	0.0329	0.0105	0.0306	ok
3ET	EX	0.0064	0.0064	0.0224	0.01015	0.0306	ok
2ET	EX	0.0035	0.0035	0.01225	0.0077	0.0306	ok
1ET	EX	0.0013	0.0013	0.00455	0.00455	0.0306	ok

Tableau V.31 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (**Zone III**).

Diaphragm	Load	UY	δ (ETABS)	$R*\delta$	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EY	0.0125	0.0125	0.04375	0.0091	0.0306	ok
5ET	EY	0.0099	0.0099	0.03465	0.00945	0.0306	ok
4ET	EY	0.0072	0.0072	0.0252	0.00875	0.0306	ok
3ET	EY	0.0047	0.0047	0.01645	0.00805	0.0306	ok
2ET	EY	0.0024	0.0024	0.0084	0.0056	0.0306	ok
1ET	EY	0.0008	0.0008	0.0028	0.0028	0.0306	ok

Remarque

On remarque que lorsqu'on a changé le coef $R = 3.5$ les périodes et la participation massique reste les même, mais pour l'effort sismique a la base il 'Ya une augmentation selon chaque zone, et aussi pour les déplacement inter-étage il 'Ya une augmentation mais avec des valeurs on peut les considérer comme des valeurs négligeables .



Conclusion

Les cinq vérifications exigées par le RPA 99/ Version 2003, qui sont : la vérification de comportement pour les trois premiers modes, la vérification des périodes, la vérification de participation massique, la vérification de la résultante des forces sismiques et la vérification des déplacements inter-étages,

A fin de choisir le modèle final, on doit vérifier le dernier paramètre qui présente la vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

V.6.3.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un noeud de la structure par le déplacement horizontal du noeud considéré.

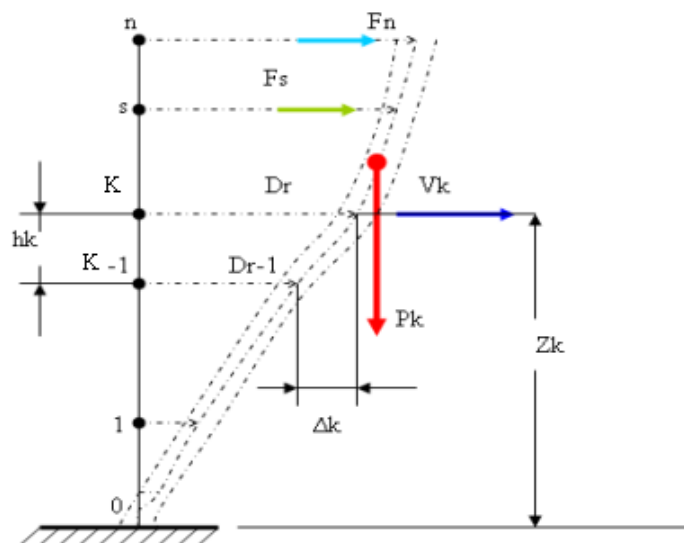


Figure V.6 : Evaluation des effets du second ordre

Les effets de second ordre (l'effet PΔ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$



Avec

- p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau 'K' $P_K = \sum_{j=k}^n (W_{Gj} + \beta W_{Qj})$ Déjà calculé.
- y_K : 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' comme indique-la figure.

Si $0,10 < \theta \leq 0,20$, les effets $P - \Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Tableau V.32 : Vérification de l'effet P- Δ sens X (Zone I)

Diaphragm	Load	P	V	he	θ	$\theta \leq 0.1$
TERR	EX	5127.59871	655.190001	3.06	0.0080563	ok
5ET	EX	10254.6765	1131.37	3.06	0.01140398	ok
4ET	EX	15431.3654	1499.97	3.06	0.01412049	ok
3ET	EX	20670.2321	1771.04	3.06	0.01601935	ok
2ET	EX	26062.1505	1949.35	3.06	0.01376289	ok
1ET	EX	31600.9991	2042.97	3.06	0.00884617	ok

**Tableau V.33** :Vérification de l'effet P- Δ sens Y (Zone I)

Diaphragm	Load	P	V	he	θ	$\theta \leq 0.1$
TERR	EY	5127.59871	688.670002	3.06	0.00851627	ok
5ET	EY	10254.6765	1138.48	3.06	0.01133276	ok
4ET	EY	15431.3654	1468.71	3.06	0.01201752	ok
3ET	EY	20670.2321	1715.79	3.06	0.01240139	ok
2ET	EY	26062.1505	1891.47	3.06	0.01103203	ok
1ET	EY	31600.9991	1993.96	3.06	0.00543816	ok

Tableau V.34 :Vérification de l'effet P- Δ sens X (Zone IIa)

Diaphragm	Load	P	V	he	θ	$\theta \leq 0.1$
TERR	EX	5127.59871	986.200002	3.06	0.00832576	Ok
5ET	EX	10254.6765	1703.34	3.06	0.01170621	Ok
4ET	EX	15431.3654	2258.76	3.06	0.01406544	Ok
3ET	EX	20670.2321	2666.92001	3.06	0.01595712	Ok
2ET	EX	26062.1505	2935.09001	3.06	0.01320319	Ok
1ET	EX	31600.9991	3075.87001	3.06	0.0094009	Ok

Tableau V.35 :Vérification de l'effet P- Δ sens Y (Zone IIa)

Diaphragm	Load	P	V	he	θ	$\theta \leq 0.1$
TERR	EY	5127.59871	1036.91	3.06	0.0084842	ok
5ET	EY	10254.6765	1714.39	3.06	0.01094659	ok
4ET	EY	15431.3654	2211.62001	3.06	0.0127691	ok
3ET	EY	20670.2321	2583.71001	3.06	0.01189574	ok
2ET	EY	26062.1505	2848.27001	3.06	0.01046588	ok
1ET	EY	31600.9991	3002.44001	3.06	0.00601926	ok



Tableau V.36 : Vérification de l'effet P- Δ sens X (Zone III)

Diaphragm	Load	P	V	he	θ	$\theta \leq 0.1$
TERR	EX	5127.59871	1641.33	3.06	0.00857583	ok
5ET	EX	10254.6765	2834.69001	3.06	0.01158567	ok
4ET	EX	15431.3654	3758.71001	3.06	0.01408748	ok
3ET	EX	20670.2321	4437.93001	3.06	0.01544933	ok
2ET	EX	26062.1505	4884.43001	3.06	0.01342659	ok
1ET	EX	31600.9991	5118.76001	3.06	0.00917965	ok

Tableau V.37 : Vérification de l'effet P- Δ sens Y (Zone III)

Diaphragm	Load	P	V	he	θ	$\theta \leq 0.1$
TERR	EY	5127.59871	1725.39	3.06	0.00883785	ok
5ET	EY	10254.6765	2852.86001	3.06	0.01110074	ok
4ET	EY	15431.3654	3680.21001	3.06	0.01198998	ok
3ET	EY	20670.2321	4299.41001	3.06	0.01264768	ok
2ET	EY	26062.1505	4739.71001	3.06	0.01006294	ok
1ET	EY	31600.9991	4996.11001	3.06	0.00578769	ok

Conclusion

On constate que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P- Δ .

Donc toutes les vérifications exigées par les règles RPA99/Version 2003 sont satisfaites avec le modèle final.

On peut implanter notre modèle de structure dans tous les zones étudié car il remplit tout les conditions



4.6. Justification du choix du coefficient du comportement dynamique

Le système de contreventement des deux structures est considéré comme portiques en béton armé avec voiles porteur ($R=3.5$), donc il est indispensable de justifier que les voiles supportent plus de 75% des efforts horizontaux et les 25 % restantes doivent être supportés par les portiques. et aussi Les voiles doit supporter >20 % d'effort verticale globale. Cette vérification est présentée dans les Tableaux ci-dessous.

Tableau V.38: Vérification du coefficient du comportement dans le sens Verticale

(Zone I ,IIa , III).

	Effort Verticale (Kn)	Pourcentage (%)	Condition
Voiles	9118.13	35.3773 > 20%	Vérifie
Portiques	16655.84	64.6227	Vérifie

- **Vérification selon le sens X**

Tableau V.39: Vérification du coefficient du comportement dans le sens X(Zone I).

	Effort Verticale (Kn)	Pourcentage (%)	Condition
Voiles	1400.93	76.0903	Vérifie
Portiques	423.7	23.9097	Vérifie

Tableau V.40: Vérification du coefficient du comportement dans le sens X(Zone IIa).

	Effort Verticale (Kn)	Pourcentage (%)	Condition
Voiles	2065.7	76.0903	Vérifie
Portiques	681.42	23.9097	Vérifie

Tableau V.41: Vérification du coefficient du comportement dans le sens X(Zone III).

	Effort Verticale (Kn)	Pourcentage (%)	Condition
Voiles	3380.57	76.0903	Vérifie
Portiques	1191.11	23.9097	Vérifie



- Vérification selon le sens Y

Tableau V.42: Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y (**Zone I**).

	Effort Verticale (Kn)	Pourcentage (%)	Condition
Voiles	1647.11	88.2844	Vérifie
Portiques	218.66	11.7156	Vérifie

Tableau V.43 : Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y (**Zone IIa**).

	Effort Verticale (Kn)	Pourcentage (%)	Condition
Voiles	2480.14	88.2844	Vérifie
Portiques	329.26	11.7156	Vérifie

Tableau V.44 : Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y (**Zone III**).

	Effort Verticale (Kn)	Pourcentage (%)	Condition
Voiles	4127	88.2844	Vérifie
Portiques	547.89	11.7156	Vérifie

Conclusion

La vérification de Coef $R = 3.5$ choisi dans notre structure sur les efforts porté par les voiles et les portiques dans les deux sens X et Y est Vérifie

alors notre choix de $R = 3.5$ est juste

Chapitre VI :

Calculs des éléments structureaux



Ferrailage des éléments structuraux

VI.1. Introduction

Le contreventement d'un bâtiment, est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales (vent, séisme, choc, etc.). Ces éléments structuraux transmettent également les charges verticales aux fondations, et son ferrailage devra être conforme aux règles CBA 93 et RPA99 /Version 2003. Notre structure est contreventée par portiques (poteaux-poutres) et voiles en béton armé.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons définies par les règles CBA 93 : (ELU : $1.35G + 1.5Q$ et ELS : $G + Q$).
- Combinaisons définies par les règles RPA99 /Version 2003 : ($G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$)

Avec (G, Q et E) représentent successivement les charges permanentes, les surcharges d'exploitations et les charges sismiques.

VI.2. Ferrailage des poteaux

VI.2.1. Principe de calcul

Les poteaux sont des éléments verticaux constituent les points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts de pesanteurs vers les fondations. Ils sont sollicités à la flexion composée (N, M) et en considérant que le plus grand des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau,

avec un des cas suivants : section entièrement tendue (S.E.T), entièrement comprimée (S.E.C) ou partiellement comprimée (S.P.C). On distingue les deux combinaisons suivantes :

- Effort normal maximum et moment correspondant (**N_{max}, M_{corr}**).
- Moment maximum et effort normal correspondant (**M_{max}, N_{corr}**).

La section d'armatures finale est la valeur maximale obtenue par ces deux combinaisons (cas plus défavorable).



VI.2.2. Recommandation selon RPA 99 (version 2003)

D'après le RPA les recommandations suivantes sont exigées :

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochet.

* Leur pourcentage **minimal** est de 0.8% en **Zone I**, 0.8% en **Zone II** et 0.9% en **Zone III**.

* Leur pourcentage **maximal** est de :

- 4% en zone courante (Z.C)
- 6% en zone de recouvrement (Z.R)

Où A_s est la section d'acier (cm²) et B la section du béton (cm²)

- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de:
 - 40ϕ en zone I et II
 - 50ϕ en zone III
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone I et II
 - 20 cm en zone III
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- La zone nodale est constituée par le noeud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure

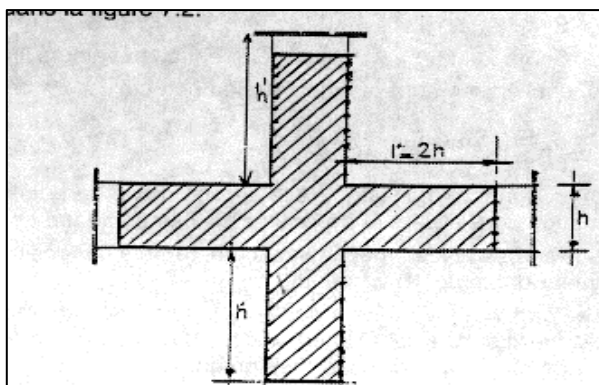


Figure VI.1 : Zone nodale



Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

a. Situation durable:

- **Béton:** $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$

- **Acier:** $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=348\text{MPa}$

b. Situation accidentelle:

- **Béton:** $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$

- **Acier:** $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400\text{MPa}$

VI.2.3. Combinaisons d'actions:

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon BAEL 91 :

a.1. ELU: Situation durable

✓ $1,35G+1,5Q$

a.2. ELS: Situation durable

✓ $G+Q$

b. Selon RPA 99 : Situation accidentelle

✓ $G+Q\pm E$

✓ $0,8G\pm E$

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- N_{max} , M_{corr}

2- M_{max} , N_{corr}



VI.2.4. Les résultats de l'ETABS

On a plusieurs poteaux à ferrailer :

Le logiciel ETABS a été exécuté par toutes les combinaisons citées ci-dessus ; les efforts internes sont récapitulés dans les tableaux suivants :

➤ ELU : 1,35G+1,5Q

VI.2.5. Calcul des armatures longitudinales

Pour le calcul de ferrailage on calcul trois types de poteaux :

- poteau carré

- Calcul en flexion composée.
- Calcul avec (**N_{max}** → **M_{corr}** et **M_{max}** → **N_{corr}**)

(N_{max} ; M_{corr}) AS et A'S

(M_{max}; N_{corr}) AS et A'S

Tableau VI.1 : As min RPA

As min RPA (cm ²)			
Section	Zone I	Zone IIa	Zone III
30*30	6.3	7.2	8.1
35*35	8.575	9.8	11.025
45*45	14.175	16.2	18.225

VI.2.6. Calculs du ferrailage

VI.2.6.1 Situation accidentelle

Les Tableaux ci-dessous, récapitulent la section d'armatures des poteaux du bâtiment étudié en Zone I, Zone IIa et Zone III sous la combinaison (**G + Q ± E**).



✚ Combinaison (G + Q ± E).

❖ 1 cas calcul avec N_{max} et M_{corr}

Tableau VI.2 : Section d'armatures des poteaux **Zone I ,IIa , III** sous (N_{max} , M_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	N_{max}	M_{corr}	Type de section	As (cm ²)
RDC 1 ET	45*45	-1181.84	25.049	S.E.C	0
2ET 3ET	35*35	-765.86	25.805	S.E.C	0
4ET 5ET	30*30	-372.18	16.012	S.E.C	0

❖ 2 cas calcul avec M_{max} et N_{corr}

Tableau VI.3 : Section d'armatures des poteaux **Zone I ,IIa , III** sous (M_{max} , N_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	M_{max}	N_{corr}	Type de section	As (cm ²)
RDC 1 ET	45*45	105.863	-170.7	S.E.C	0
2ET 3ET	35*35	62.695	-172.21	S.E.C	0
4ET 5ET	30*30	25.239	-111.38	S.E.C	0



✚ Combinaison (0.8G ± E).

Les Tableaux ci-dessous, récapitulent la section d'armatures des poteaux du bâtiment étudié en Zone I, Zone IIa, et Zone III sous la combinaison (0.8G ± E).

❖ 1 cas calcul avec N_{max} et M_{corr}

Tableau VI.4 : Section d'armatures des poteaux **Zone I, IIa, III** sous (N_{max} , M_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	N_{max}	M_{corr}	Type de section	As (cm ²)
RDC 1 ET	45*45	-773	16.637	S.E.C	0
2ET 3ET	35*35	-505.7	17.137	S.E.C	0
4ET 5ET	30*30	-254.92	6.76	S.E.C	0

❖ 2 cas calcul avec M_{max} et N_{corr}

Tableau VI.5 : Section d'armatures des poteaux **Zone I** sous (M_{max} , N_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	M_{max}	N_{corr}	Type de section	As (cm ²)
RDC 1 ET	45*45	71.729	-136.74	S.E.C	0
2ET 3ET	35*35	42.631	-125.82	S.E.C	0
4ET 5ET	30*30	23.256	-73.11	S.E.C	0



Tableau VI.6 : Section d'armatures des poteaux **Zone II** sous (M_{max} , N_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	M_{max}	N_{corr}	Type de section	As (cm ²)
RDC 1 ET	45*45	102.67	-42.75	S.E.C	0
2ET 3ET	35*35	59.771	-108.03	S.E.C	0
4ET 5ET	30*30	32.077	-61.21	S.E.C	0

Tableau VI.7 : Section d'armatures des poteaux **Zone III** sous (M_{max} , N_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	M_{max}	N_{corr}	Type de section	As (cm ²)
RDC 1 ET	45*45	163.848	143.05	S.E.C	0
2ET 3ET	35*35	93.655	-72.64	S.E.C	0
4ET 5ET	30*30	49.519	-37.58	S.E.C	0

Remarque

On remarque que les valeurs des efforts portés par les poteaux sous N_{max} et M_{corr} sont les mêmes dans toutes les zones

car les charges sont portées verticalement et les charges du séisme sont des charges horizontales



VI.2.6.2. Situation durable

Les Tableaux ci-dessous récapitulent la section d'armatures des poteaux en Zone I , Zone IIa , IIb et Zone III et sous la combinaison (1.35G + 1.5Q).

✚ Combinaison (1.35G + 1.5Q)

❖ 1 cas calcul avec N_{max} et M_{corr}

Tableau VI.8 : Section d'armatures des poteaux **Zone I ,IIa , III** sous (N_{max} , M_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	N_{max}	M_{corr}	Type de section	As (cm ²)
RDC 1 ET	45*45	-280.41	-8.725	S.E.C	0
2ET 3ET	35*35	-155.94	-6.652	S.E.C	0
4ET 5ET	30*30	-38.54	0.819	S.E.C	0

❖ 2 cas calcul avec M_{max} et N_{corr}

Tableau VI.9 : Section d'armatures des poteaux **Zone I ,IIa , III** sous (M_{max} , N_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	M_{max}	N_{corr}	Type de section	As (cm ²)
RDC 1 ET	45*45	43.991	-1316.86	S.E.C	0
2ET 3ET	35*35	29.033	-767.58	S.E.C	0
4ET 5ET	30*30	19.648	-235.48	S.E.C	0



VI.2.7. Choix des armatures

Le choix final des armatures longitudinales des poteaux de la structure en Zone I ,Zone IIa , IIb et Zone III est résumé dans les Tableaux ci-dessous.

Tableau VI.10 : Ferrailage des poteaux en Zone I

Niveaux	Section (cm ²)	As (cm ²)	$As_{min}(cm^2)$	$As_{max}(Z - C)$	$As_{max}(Z - R)$	Choix	As adop (cm ²)
RDC 1 ET	45*45	0	14.175	56.7	85.05	4T16 + 4T14	14.20
2ET 3ET	35*35	0	8.575	34.3	51.45	8T12	9.05
4ET 5ET	30*30	0	6.3	25.2	37.8	8T12	9.05

Tableau VI.11 : Ferrailage des poteaux en Zone IIa

Niveaux	Section (cm ²)	As (cm ²)	$As_{min}(cm^2)$	$As_{max}(Z - C)$	$As_{max}(Z - R)$	Choix	As adop (cm ²)
RDC 1 ET	45*45	0	16.02	64.8	97.2	8T16	16.08
2ET 3ET	35*35	0	9.8	39.2	58.8	4T14 + 4T12	10.68
4ET 5ET	30*30	0	7.2	28.8	43.2	8T12	9.05

Tableau VI.12 : Ferrailage des poteaux en Zone III

Niveaux	Section (cm ²)	As (cm ²)	$As_{min}(cm^2)$	$As_{max}(Z - C)$	$As_{max}(Z - R)$	Choix	As adop (cm ²)
RDC 1 ET	45*45	0	18.225	72.9	109.35	4T20 + 4T14	18.73
2ET 3ET	35*35	0	11.025	44.1	66.15	4T16 + 4T12	12.56
4ET 5ET	30*30	0	8.1	32.4	48.6	8T12	9.05



Commentaire

Les résultats récapitulés dans les Tableaux montrent que les poteaux du bâtiment étudié présentent presque différents sections d'armatures dans tous les niveaux en Zone I , Zone IIa et Zone III, ainsi que l'analyse par logiciel ETABS donnent une différence des sollicitations ce qui donne un ferrailage différent dans les trois zones sismiques.

VI.2.8. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les Tableaux 5.15 à 5.18 présentent la vérification des contraintes du béton et de l'acier à l'ELS et dans les zones sismiques (Zone I , Zone IIa , IIb et Zone III), sous la combinaison (G + Q).

❖ 1 cas calcul avec N_{max} et M_{corr}

Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes **Zone I ,IIa , III** sous (N_{max}, M_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	N_{max}	M_{corr}	Type de section	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Condition
RDC	45*45	-	8.607	S.E.C	65.7	240	6.28	15	Vérifie
1 ET		1181.9		S.E.C					
2ET	35*35	-	14.657	S.E.C	83.3	240	6.91	15	Vérifie
3ET		765.92		S.E.C					
4ET	30*30	-	12.445	S.E.C	66.3	240	4.66	15	Vérifie
5ET		372.19		S.E.C					



❖ 2 cas calcul avec M max et N corr

Tableau VI.14 : Vérifications des contraintes en Zone I , IIa , III sous (Mmax , N corr).

Niveaux	Section (cm ²)	M_{max}	N_{corr}	Type de section	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Condition
RDC	45*45	31.479	-956.1	S.E.C	71	240	5.13	15	Vérifie
1 ET				S.E.C					
2ET	35*35	20.769	-	S.E.C	71.9	240	5.03	15	Vérifie
3ET				S.E.C					
4ET	30*30	14.208	-	S.E.C	60	240	2.17	15	Vérifie
5ET				S.E.C					

VI.2.9. Vérification de l'effort normal

Les Tableaux donnent la vérification de sollicitation normale des poteaux. La relation suivante doit être vérifiée :

$$v = \frac{N_d}{B_r f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Avec :}$$

N_d : effort normal appliqué sur le poteau.

B_r : section brute du béton

f_{c28} : résistance caractéristique du béton = 25MPa.



Tableau VI.15 :Vérification de sollicitation normale en Zone I.

Niveau	Section (cm ²)	N _d (KN)	Bc (m ²)	Fc 28	ν	Condition
RDC	45*45	1255.76	0.2025	25000	0.248	Vérifie
1 ETAGE						
2 ETAGE	35*35	800.12	0.1225	25000	0.261	Vérifie
3 ETAGE						
4 ETAGE	30*30	380.78	0.09	25000	0.169	Vérifie
5 ETAGE						

Tableau VI.16 :Vérification de sollicitation normale en Zone IIa.

Niveau	Section (cm ²)	N _d (KN)	Bc (m ²)	Fc 28	ν	Condition
RDC	45*45	1292.19	0.2025	25000	0.255	Vérifie
1 ETAGE						
2 ETAGE	35*35	816.99	0.1225	25000	0.267	Vérifie
3 ETAGE						
4 ETAGE	30*30	385.03	0.09	25000	0.171	Vérifie
5 ETAGE						

Tableau VI.17 :Vérification de sollicitation normale en Zone III.

Niveau	Section (cm ²)	N _d (KN)	Bc (m ²)	Fc 28	ν	Condition
RDC	45*45	1365.04	0.2025	25000	0.270	Vérifie
1 ETAGE						
2 ETAGE	35*35	850.73	0.1225	25000	0.278	Vérifie
3 ETAGE						
4 ETAGE	30*30	393.51	0.09	25000	0.175	Vérifie
5 ETAGE						



VI.2.10. Vérification de l'effort tranchant

Les Tableaux donnent la vérification vis-à-vis de l'effort tranchant des poteaux. Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : effort tranchant à ELU.

b : largeur de la section du poteau.

d : hauteur utile de la section du poteau.

T_u : contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}$: contrainte limite de cisaillement du béton.

Selon le CBA 93

$\bar{\tau} = \text{Min} (0.13f_{c28}, 5MPa)$ Si la fissuration est peu nuisible.

$\bar{\tau} = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4MPa)$ Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

Selon RPA99/Version 2003 : $\bar{\tau} = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0.075$ si l'élancement du poteau $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0.040$ si l'élancement du poteau $\lambda < 5$

Avec: $\lambda = \frac{T_f}{i}$ et $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour une section carrée: $\lambda = \frac{L_f}{a} \cdot \sqrt{12}$

i : rayon de giration,

I : moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée,

B : section du poteau, et L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7L_0$) .



Les résultats sont regroupés dans les Tableaux suivante.

Tableau VI.18 : Vérification de contrainte de cisaillement des poteaux en **Zone I , IIa , III**

Niveau	Section	T_u (KN)	τ_u	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ (RPA)	$\bar{\tau}_u$ (BAEL)	Condition
RDC	45*45	27.58	0.013	16.48	0.075	1.875	4	Vérifie
1								
2	35*35	18.5	0.015	21.2	0.075	1.875	4	Vérifie
3								
4	30*30	15.25	0.016	24.73	0.075	1.875	4	Vérifie
5								

VI.2.11. Ferrailage transversal des poteaux

Dans un poteau en béton armé, les armatures longitudinales sont maintenues et protégées par les armatures transversales contre le flambement. Le ferrailage transversal doit être espacé régulièrement et resserré dans les zones de recouvrement avec les barres en attente.

Les armatures transversales sont déterminées par la formule de RPA99 /Version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_0 T_u}{h f_e}$$

Avec A_t représente la section d'armatures transversales, S_t l'espacement des armatures transversales, T_u l'effort tranchant à l'ELU, f_e la contrainte limite des aciers, h la hauteur totale du poteau et ρ_a le coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2.50 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élancement géométrique ($\lambda_g = \frac{L_f}{a}$)



L'espaceur des armatures transversales est fixé comme suit:

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_1, 15\text{cm}) \text{ en Zone I et IIa}$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm en Zone III}$$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\Phi_1 \text{ en Zone I et IIa}$$

$$S_t \leq \min(b/2, h/2, 10\Phi_1) \text{ en Zone III}$$

Avec Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Le pourcentage minimale d'armatures transversales est donné par:

$$0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \text{ et } 0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3.$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ on fait une interpolation entre les valeurs trouvées dans les deux cas précédents. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_t$ minimums.

Les Tableaux suivante présentent la quantité d'armatures transversales et l'espaceur maximum exigé par RPA 99/Version 2003. Le ferrailage transversal des poteaux est constant dans les deux zones sismiques.

Tableau VI.19 : Choix d'armatures transversales des poteaux en **Zone I , IIa , III** .

² Niveau	Section	Lf	λ_g	ρ_a	Tu^{max} (Kn)	Zone	St (cm)	At^{cal} (cm^2)	Choix	As^{ado} (cm^2)
RDC 1 ETAGE	45*45	2.142	4.76	3.75	27.58	N	12	0.690	4T8	2.01
						C	18	1.034	4T8	2.01
2 ETAGE 3 ETAGE	35*35	2.142	6.12	2.5	18.5	N	12	0.396	4T8	2.01
						C	18	0.595	4T8	2.01
4 ETAGE 5 ETAGE	30*30	2.142	7.14	2.5	15.25	N	12	0.381	4T8	2.01
						C	18	0.572	4T8	2.01



Tableau VI.20 : Espacement maximales selon RPA99 /Version 2003 en Zone I.

Niveau	Section	Barres	φ (mm)	St (mm)	
				ZN	ZC
RDC / 1ET	45*45	4T16 + 4T14	16	10	16
2ET / 3ET	35*35	8T12	12	10	12
4ET / 5ET	30*30	8T12	12	10	12

Tableau VI.21 : Espacement maximales selon RPA99 /Version 2003 en Zone IIa .

Niveau	Section	Barres	φ (mm)	St (mm)	
				ZN	ZC
RDC / 1ET	45*45	8T16	16	10	16
2ET / 3ET	35*35	4T14 + 4T12	14	10	14
4ET / 5ET	30*30	8T12	12	10	12

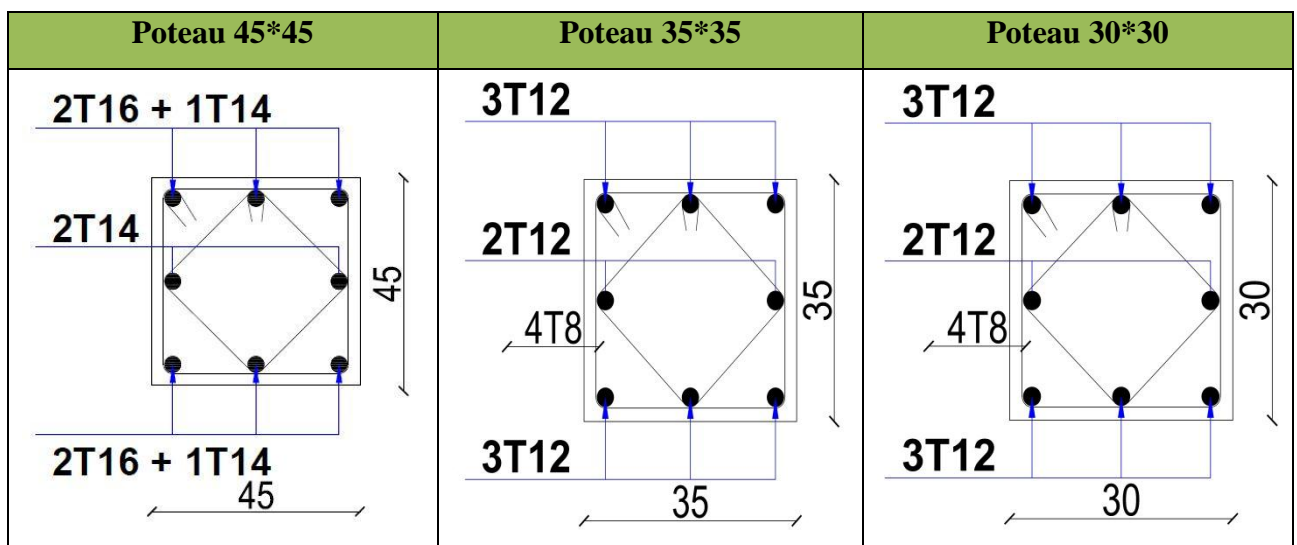
Tableau VI.21 : Espacement maximales selon RPA99 /Version 2003 en Zone III.

Niveau	Section	Barres	φ (mm)	St (mm)	
				ZN	ZC
RDC / 1ET	45*45	8T20 + 4T14	20	10	20
2ET / 3ET	35*35	4T15 + 4T12	16	10	16
4ET / 5ET	30*30	8T12	12	10	12

❖ Schéma de ferrailage :

➤ Zone I

Tableau VI.22 : Schéma de ferrailage des poteaux en Zone I





➤ Zone IIa

Tableau VI.23 : Schéma de ferraillage des poteaux en Zone IIa

Poteau 45*45	Poteau 35*35	Poteau 30*30

➤ Zone III

Tableau VI.24 : Schéma de ferraillage des poteaux en Zone III

Poteau 45*45	Poteau 35*35	Poteau 30*30



VI.3. Ferrailage des poutres

VI.3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$

VI.3.2. Recommandation du RPA99 version 2003

A- Armatures longitudinaux : (RPA99 / version 2003) :

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

-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 : (RPA99 / version 2003) :

1- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S \times b$.

2- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires est

$$S_t = \min (h / 4 ; 12\phi_l)$$

Avec : ϕ_l : est la valeur du diamètre minimal des armatures longitudinales.

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h / 2$

3- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.



VI.3.3. Calcul du ferrailage

Les sollicitations sont déterminées par logiciel ETABS. Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées des poutres porteuses et non porteuses dans les deux zones sismiques (Zone I, IIa et Zone III) sont résumés dans les Tableaux 5.27 et 5.28. La section minimale exigé par RPA99 (version 2003) et pris en considération dans le choix des armatures).

Les résultats donnés aux Tableaux montrent que la quantité de ferrailage des poutres dans la Zone III est élevée par rapport à celle en Zone IIa, particulièrement sur appuis où les moments fléchissant sont déterminés par la combinaison $G+Q\pm E$ et l'effort sismique est plus élevé en Zone III.



Figure VI.2 :Axes et files des poutres dans le bâtiment étudié.

V.3.4. Caractéristiques géométriques des sections :

Tableau VI.25 : Caractéristiques géométriques des poutres

	h (cm)	b (cm)	c (cm)	d (cm)	Fc28 (Mpa)	Fe(Mpa)
Poutre Porteuse	45	30	4	41	25	400
Poutre Non Porteuse	35	30	4	31	25	400

a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de :

- Poutre principale : $A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 0,005 \times 45 \times 30 = 6,75 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 0,005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$



b) Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :

- Poutre porteuse :

$$4 \% (b \times h) = 0,04 \times 45 \times 30 = 54 \text{cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$6 \% (b \times h) = 0,06 \times 45 \times 30 = 81 \text{cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- Poutre non porteuse :

$$4 \% (b \times h) = 0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$6 \% (b \times h) = 0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement)}$$

VI.3.5. Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens principal (poutre principale).
- Sens secondaire (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

1- Sens principal :

a. Situation durable : ELU

- Combinaison : 1.35G+1.5Q

Tableau VI.26 : Ferrailage des poutres porteuse Zone I , IIa , III (situation durable).

Niveau	Section	Position	M max (Kn.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	30x45	Travée	50.23	3.71	0
		Appui	-63.53	4.74	0
1 ETAGE	30x45	Travée	52.01	3.85	0
		Appui	-69.25	5.2	0
2 ETAGE	30x45	Travée	54.58	4.04	0
		Appui	-76.26	5.76	0
3 ETAGE	30x45	Travée	56.49	4.19	0
		Appui	-82.12	6.23	0
4 ETAGE	30x45	Travée	58.26	4.33	0
		Appui	-87.23	6.65	0
5 ETAGE	30x45	Travée	54.58	4.04	0
		Appui	-80.92	6.14	0



b. Situation accidentelle

- Combinaison : G+Q+E

Tableau VI.27 : Ferrailage des poutres porteuse Zone I (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	M max (Kn.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	30x45	Travée	37.03	2.34	0
		Appui	-52.71	3.36	0
1 ETAGE	30x45	Travée	38.10	2.4	0
		Appui	-54.87	3.5	0
2 ETAGE	30x45	Travée	38.91	2.46	0
		Appui	-54.22	3.46	0
3 ETAGE	30x45	Travée	39.27	2.48	0
		Appui	-53.58	3.41	0
4 ETAGE	30x45	Travée	39.23	2.48	0
		Appui	-51.37	3.27	0
5 ETAGE	30x45	Travée	44.73	2.83	0
		Appui	-52.46	3.34	0

Tableau VI.28 : Ferrailage des poutres porteuse Zone IIa (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	M max (Kn.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	30x45	Travée	41.84	2.56	0
		Appui	-57.26	3.66	0
1 ETAGE	30x45	Travée	42.55	2.69	0
		Appui	-60.50	3.87	0
2 ETAGE	30x45	Travée	44.55	2.82	0
		Appui	-60.11	3.85	0
3 ETAGE	30x45	Travée	45.45	2.88	0
		Appui	-59.38	3.8	0
4 ETAGE	30x45	Travée	46.21	2.93	0
		Appui	-56.49	3.61	0
5 ETAGE	30x45	Travée	51.42	3.27	0
		Appui	-57.33	3.66	0



Tableau VI.29 : Ferrailage des poutres porteuse Zone III (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	M max (Kn.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	30x45	Travée	44.73	2.83	0
		Appui	-66.26	4.26	0
1 ETAGE	30x45	Travée	47.97	3.05	0
		Appui	-71.63	4.62	0
2 ETAGE	30x45	Travée	49.57	3.15	0
		Appui	-71.76	3.21	0
3 ETAGE	30x45	Travée	50.47	4.19	0
		Appui	-70.84	4.56	0
4 ETAGE	30x45	Travée	49.79	3.17	0
		Appui	-66.6	4.28	0
5 ETAGE	30x45	Travée	54.83	3.5	0
		Appui	-62.53	4.01	0

2- Sens non principal :

a. Situation durable : ELU

- Combinaison : 1.35G+1.5Q

Tableau VI.30 : Ferrailage des poutres non porteuse Zone I , IIa , III (situation durable).

Niveau	Section	Position	M max (Kn.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	30x35	Travée	8.53	0.81	0
		Appui	-8.81	0.86	0
1 ETAGE	30x35	Travée	8.20	0.78	0
		Appui	-9.40	0.9	0
2 ETAGE	30x35	Travée	11.60	1.11	0
		Appui	-9.75	0.93	0
3 ETAGE	30x35	Travée	11.99	1.15	0
		Appui	-9.80	0.94	0
4 ETAGE	30x35	Travée	13.49	1.29	0
		Appui	-10.03	0.96	0
5 ETAGE	30x35	Travée	15.90	1.53	0
		Appui	-6.19	0.59	0



b. Situation accidentelle

- Combinaison : G+Q+E

Tableau VI.31 : Ferrailage des poutres non porteuse Zone I (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	M max (Kn.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	30x35	Travée	20.22	1.64	0
		Appui	-27.53	2.24	0
1 ETAGE	30x35	Travée	22.14	1.8	0
		Appui	-32.15	2.63	0
2 ETAGE	30x35	Travée	24.11	1.96	0
		Appui	-32.25	2.64	0
3 ETAGE	30x35	Travée	24.07	1.96	0
		Appui	-31.56	2.58	0
4 ETAGE	30x35	Travée	24.84	2.02	0
		Appui	-29.4	2.4	0
5 ETAGE	30x35	Travée	21.36	1.73	0
		Appui	-10.96	0.88	0

Tableau VI.32 : Ferrailage des poutres non porteuse Zone IIa (situation durable).

Niveau	Section	Position	M max (Kn.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	30x35	Travée	21.70	1.76	0
		Appui	-31.44	2.57	0
1 ETAGE	30x35	Travée	24.89	2.02	0
		Appui	-38.45	3.17	0
2 ETAGE	30x35	Travée	27.94	2.28	0
		Appui	-39.31	3.24	0
3 ETAGE	30x35	Travée	27.50	2.24	0
		Appui	-38.34	3.16	0
4 ETAGE	30x35	Travée	27.50	2.24	0
		Appui	-35.64	2.93	0
5 ETAGE	30x35	Travée	22.92	1.86	0
		Appui	-14.76	1.19	0



Tableau VI.33 : Ferrailage des poutres non porteuse Zone III (situation durable).

Niveau	Section	Position	M max (Kn.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	30x35	Travée	22.22	1.8	0
		Appui	-39.19	3.23	0
1 ETAGE	30x35	Travée	34.08	2.8	0
		Appui	-50.93	4.26	0
2 ETAGE	30x35	Travée	38.29	3.16	0
		Appui	-53.24	4.46	0
3 ETAGE	30x35	Travée	37.36	3.08	0
		Appui	-51.75	4.33	0
4 ETAGE	30x35	Travée	36.59	3.01	0
		Appui	-47.98	4	0
5 ETAGE	30x35	Travée	28.46	2.32	0
		Appui	-22.92	1.86	0

VI.3.6. Choix des armatures :

1- Sens principal :a. situation durable

Tableau VI.34 : Choix des armatures pour les poutres principaux.

Niveau	Section	Position	As (cm ²)	As min (cm ²)	As max ZC	As max ZR	Choix	As adopté
RDC	30x45	Travée	3.71	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	4.74	6,75	54	81	5T14	7.70
1 ETAGE	30x45	Travée	3.85	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	5.2	6,75	54	81	5T14	7.70
2 ETAGE	30x45	Travée	4.04	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	5.76	6,75	54	81	5T14	7.70
3 ETAGE	30x45	Travée	4.19	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	6.23	6,75	54	81	5T14	7.70
4 ETAGE	30x45	Travée	4.33	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	6.65	6,75	54	81	5T14	7.70
5 ETAGE	30x45	Travée	4.04	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	6.14	6,75	54	81	5T14	7.70



b. Situation accidentelle

- Combinaison : G+Q+E

Tableau VI.35 : Ferrailage des poutres porteuse Zone I (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	As (cm ²)	As min (cm ²)	As max ZC	As max ZR	Choix	As adopté
RDC	30x45	Travée	2.34	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	3.36	6,75	54	81	5T14	7.70
1 ETAGE	30x45	Travée	2.4	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	3.5	6,75	54	81	5T14	7.70
2 ETAGE	30x45	Travée	2.46	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	3.46	6,75	54	81	5T14	7.70
3 ETAGE	30x45	Travée	2.48	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	3.41	6,75	54	81	5T14	7.70
4 ETAGE	30x45	Travée	2.48	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	3.27	6,75	54	81	5T14	7.70
5 ETAGE	30x45	Travée	2.83	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	3.34	6,75	54	81	5T14	7.70

Tableau VI.36 : Ferrailage des poutres porteuse Zone II (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	As (cm ²)	As min (cm ²)	As max ZC	As max ZR	Choix	As adopté
RDC	30x45	Travée	2.56	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	3.66	6,75	54	81	5T14	7.70
1 ETAGE	30x45	Travée	2.69	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	3.87	6,75	54	81	5T14	7.70
2 ETAGE	30x45	Travée	2.82	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	3.85	6,75	54	81	5T14	7.70
3 ETAGE	30x45	Travée	2.88	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	3.8	6,75	54	81	5T14	7.70
4 ETAGE	30x45	Travée	2.93	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	3.61	6,75	54	81	5T14	7.70
5 ETAGE	30x45	Travée	3.27	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	3.66	6,75	54	81	5T14	7.70



Tableau VI.37 : Ferrailage des poutres porteuse Zone III (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	As (cm ²)	As min (cm ²)	As max ZC	As max ZR	Choix	As adopté
RDC	30x45	Travée	2.83	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	4.26	6,75	54	81	5T14	7.70
1 ETAGE	30x45	Travée	3.05	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	4.62	6,75	54	81	5T14	7.70
2 ETAGE	30x45	Travée	3.15	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	3.21	6,75	54	81	5T14	7.70
3 ETAGE	30x45	Travée	4.19	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	4.56	6,75	54	81	5T14	7.70
4 ETAGE	30x45	Travée	3.17	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	4.28	6,75	54	81	5T14	7.70
5 ETAGE	30x45	Travée	3.5	6,75	54	81	5T14	7.70
		Appui	4.01	6,75	54	81	5T14	7.70

2- Sens non principal :**a. Situation durable : ELU**

Tableau VI.38 : Ferrailage des poutres non porteuse (situation durable).

Niveau	Section	Position	As (cm ²)	As min (cm ²)	As max ZC	As max ZR	Choix	As adopté
RDC	30x35	Travée	0.81	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	0.86	5.25	54	81	5T12	5.65
1 ETAGE	30x35	Travée	0.78	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	0.9	5.25	54	81	5T12	5.65
2 ETAGE	30x35	Travée	1.11	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	0.93	5.25	54	81	5T12	5.65
3 ETAGE	30x35	Travée	1.15	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	0.94	5.25	54	81	5T12	5.65
4 ETAGE	30x35	Travée	1.29	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	0.96	5.25	54	81	5T12	5.65
5 ETAGE	30x35	Travée	1.53	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	0.59	5.25	54	81	5T12	5.65



b. Situation accidentelle

Tableau VI.39 : Ferrailage des poutres non porteuse Zone I (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	As (cm ²)	As min (cm ²)	As max ZC	As max ZR	Choix	As adopté
RDC	30x35	Travée	1.64	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	2.24	5.25	54	81	5T12	5.65
1 ETAGE	30x35	Travée	1.8	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	2.63	5.25	54	81	5T12	5.65
2 ETAGE	30x35	Travée	1.96	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	2.64	5.25	54	81	5T12	5.65
3 ETAGE	30x35	Travée	1.96	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	2.58	5.25	54	81	5T12	5.65
4 ETAGE	30x35	Travée	2.02	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	2.4	5.25	54	81	5T12	5.65
5 ETAGE	30x35	Travée	1.73	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	0.88	5.25	54	81	5T12	5.65

Tableau VI.40 : Ferrailage des poutres non porteuse Zone IIa (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	As (cm ²)	As min (cm ²)	As max ZC	As max ZR	Choix	As adopté
RDC	30x35	Travée	1.76	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	2.57	5.25	54	81	5T12	5.65
1 ETAGE	30x35	Travée	2.02	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	3.17	5.25	54	81	5T12	5.65
2 ETAGE	30x35	Travée	2.28	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	3.24	5.25	54	81	5T12	5.65
3 ETAGE	30x35	Travée	2.24	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	3.16	5.25	54	81	5T12	5.65
4 ETAGE	30x35	Travée	2.24	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	2.93	5.25	54	81	5T12	5.65
5 ETAGE	30x35	Travée	1.86	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	1.19	5.25	54	81	5T12	5.65



Tableau VI.41 : Ferrailage des poutres non porteuse Zone III (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	As (cm ²)	As min (cm ²)	As max ZC	As max ZR	Choix	As adopté
RDC	30x35	Travée	1.8	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	3.23	5.25	54	81	5T12	5.65
1 ETAGE	30x35	Travée	2.8	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	4.26	5.25	54	81	5T12	5.65
2 ETAGE	30x35	Travée	3.16	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	4.46	5.25	54	81	5T12	5.65
3 ETAGE	30x35	Travée	3.08	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	4.33	5.25	54	81	5T12	5.65
4 ETAGE	30x35	Travée	3.01	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	4	5.25	54	81	5T12	5.65
5 ETAGE	30x35	Travée	2.32	5.25	54	81	5T12	5.65
		Appui	1.86	5.25	54	81	5T12	5.65

VI.3.7. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 2,1\text{MPa}, f_e = 400\text{MPa}$$

Tableau VI.42 : Verification des Condition de non fragilité

Section (cm ²)	Zone	As min (choisi)	As min	Condition
P.P 30x45	I	7.7	1.48	Vérifie
	IIa	7.7	1.48	Vérifie
	III	7.7	1.48	Vérifie
P.N.P 30x35	I	5.65	1.12	Vérifie
	IIa	5.65	1.12	Vérifie
	III	5.65	1.12	Vérifie

Vérification vis-à-vis de L'ELS :

1- Sens principal : Combinaison ; G+Q



Tableau VI.43 : Vérification des poutres porteuse a L'ELS

Niveau	Section	Position	Mser Kn.m	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Observation
RDC	30x45	Travée	37.45	4.91	15	136	240	Vérifie
		Appui	-43.75	5.73	15	158.9	240	Vérifie
1 ETAGE	30x45	Travée	37.71	4.94	15	137	240	Vérifie
		Appui	-43.73	5.73	15	158.8	240	Vérifie
2 ETAGE	30x45	Travée	38.39	5.03	15	139.4	240	Vérifie
		Appui	-43.09	5.65	15	156.5	240	Vérifie
3 ETAGE	30x45	Travée	38.78	5.08	15	140.8	240	Vérifie
		Appui	-42.87	5.62	15	155.7	240	Vérifie
4 ETAGE	30x45	Travée	39.36	5.16	15	142.9	240	Vérifie
		Appui	-42.92	5.63	15	155.9	240	Vérifie
5 ETAGE	30x45	Travée	46.57	6.1	15	169.1	240	Vérifie
		Appui	-50.76	6.65	15	184.4	240	Vérifie

2- Sens non principal : Combinaison ; G+Q

Tableau VI.44 : Vérification des poutres non porteuse a L'ELS

Niveau	Section	Position	Mser Kn.m	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Observation
RDC	30x35	Travée	17.29	4.14	15	121.7	240	Vérifie
		Appui	-19.79	4.73	15	139.3	240	Vérifie
1 ETAGE	30x35	Travée	17.41	4.16	15	122.5	240	Vérifie
		Appui	-19.67	4.7	15	138.9	240	Vérifie
2 ETAGE	30x35	Travée	18.83	4.5	15	132.5	240	Vérifie
		Appui	-18.32	4.38	15	128.9	240	Vérifie
3 ETAGE	30x35	Travée	18.99	4.54	15	133.6	240	Vérifie
		Appui	-18.16	4.34	15	127.8	240	Vérifie
4 ETAGE	30x35	Travée	20.17	4.82	15	141.9	240	Vérifie
		Appui	-17.05	4.08	15	120	240	Vérifie
5 ETAGE	30x35	Travée	18.09	4.33	15	127.1	240	Vérifie
		Appui	-3.43	0.82	15	24.1	240	Vérifie



VI.3.8. Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{t1}}{bd} \leq \bar{\tau}$ Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum. $\bar{\tau}$

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

* Selon le CBA 93: article A 5.1.2.1.1

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,2f_{c28}, 5\text{MPa})$... Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$... Fissuration préjudiciable et très préjudiciable

Tableau VI.45 : Vérification de l'effort tranchant

Niveau	Section	Tu max (Kn)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Condition
RDC	P.P 30X45	90.20	0.73	2.5	Vérifie
	P.N.P 30X35	25.75	0.28	2.5	Vérifie
1	P.P 30X45	90.34	0.73	2.5	Vérifie
	P.N.P 30X35	25.07	0.27	2.5	Vérifie
2	P.P 30X45	89.95	0.73	2.5	Vérifie
	P.N.P 30X35	25.68	0.28	2.5	Vérifie
3	P.P 30X45	89.87	0.73	2.5	Vérifie
	P.N.P 30X35	25.88	0.28	2.5	Vérifie
4	P.P 30X45	89.56	0.73	2.5	Vérifie
	P.N.P 30X35	27.25	0.29	2.5	Vérifie
5	P.P 30X45	100.96	0.82	2.5	Vérifie
	P.N.P 30X35	20.38	0.22	2.5	Vérifie

VI.3.9. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales est de type Haute Adhérence (HA) et de nuance $F_e E400$

- Selon le BAEL91 modifié 99 [4]

$$\begin{cases} S_t = \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\tau_u - f_{t28}K}{0.8 f_e} \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$



-Selon TeRPA99 (version 2003) [1]

$$\begin{cases} A_t = 0.003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_f \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 0.8 \text{ cm}$$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans les Tableaux ci-dessous.

Tableau VI.46 : Les armatures transversals

Sens	Tu (Kn)	$\tau_u (MPa)$	BAEL 91	RPA 99		St adp (cm)		At max (cm ²)	Choix
			St (cm)	St (cm) ZN	St (cm) ZC	ZN	ZC		
Principal	100.96	0.82	36.9	9.6	22.5	8	15	1.35	4T8
Secondair	27.25	0.29	27.9	9.6	17.5	8	15	1.35	4T8

VI.3.10. Recouvrement des armatures longitudinales :

Lr : Longueur de recouvrement. . Lr=40Ø (zone I et II) ; Lr=50Ø (zone III). RPA99v2003 article 7.5.2.1

On a : pour la Zone I et II

- Ø=16mm..... Lr = 64 cm
- Ø=14mm..... Lr = 56 cm
- Ø=12mm..... Lr = 48 cm

et pour la Zone III

- Ø=16mm..... Lr = 80 cm
- Ø=14mm..... Lr = 70 cm
- Ø=12mm..... Lr = 60 cm
- La longueur de la zone nodale : L' = 2 h



o Poutre porteuse : $L' = 2h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$

o Poutre non porteuse : $L' = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

VI.3.11. Vérification de la flèche: CBA93 article B.6.5.2

Flèche totale: $\Delta f_T = f_v - f, \leq \bar{f}$

Tel que:

Poutre principale : $\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1.02 \text{ cm} (L = 5.2 \text{ m} > 5 \text{ m})$

Poutre secondaire: $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0.68 \text{ cm} (L = 3.4 \text{ m} < 5 \text{ m})$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Position de l'axe neutre ' y_1 ' :

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(y - \frac{h}{2}\right)^2 - 15A_s(d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs:

$$I_{f7} = \frac{1,1l_0}{1 + \lambda_j \mu} I_{fv} = \frac{l_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)}$ Pour la déformation instantanée.

$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)}$ Pour la déformation différée.

$\delta = \frac{A_s}{b_0 d}$: Pourcentage des armatures.

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{se7'}}{A_s d} I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(y - \frac{h}{2}\right)^2 - 15A_s(d - y_1)^2$$



Les résultats sont récapitulés dans ce tableau:

Tableau VI.47 : Caractéristiques des poutres

Sens	Mse r Kn. m	As (cm ²)	Y1 (cm)	Δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
Principal	46.57	7.70	23.96	0.0087	148.08	2.41	0.96	0.43	197153.395	106501.367	139547.986
secondaire	20.17	5.65	18.50	0.0063	115.15	3.33	1.33	0.29	94995.3125	53395.4235	70019.3945

-Calcul des modules de déformation:

$$E_j = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

-Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre principale):

$$f_1 = \frac{M_{ser} l^2}{10E_j I_f} = 5.59 \text{ mm} (L = 5.2)$$

-Calcul de la flèche due aux déformations différées:

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 8.34 \text{ mm}$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{j1} = 2.75 \text{ mm} \langle \bar{f} = 10.2 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

-Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse) :

$$f_2 = \frac{M_{ser} l^2}{10E_j I_{fi}} = 1.35 \text{ mm} (L = 3,4m)$$

-Calcul de la flèche due aux déformations différées:

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_p} = 3.07mm$$

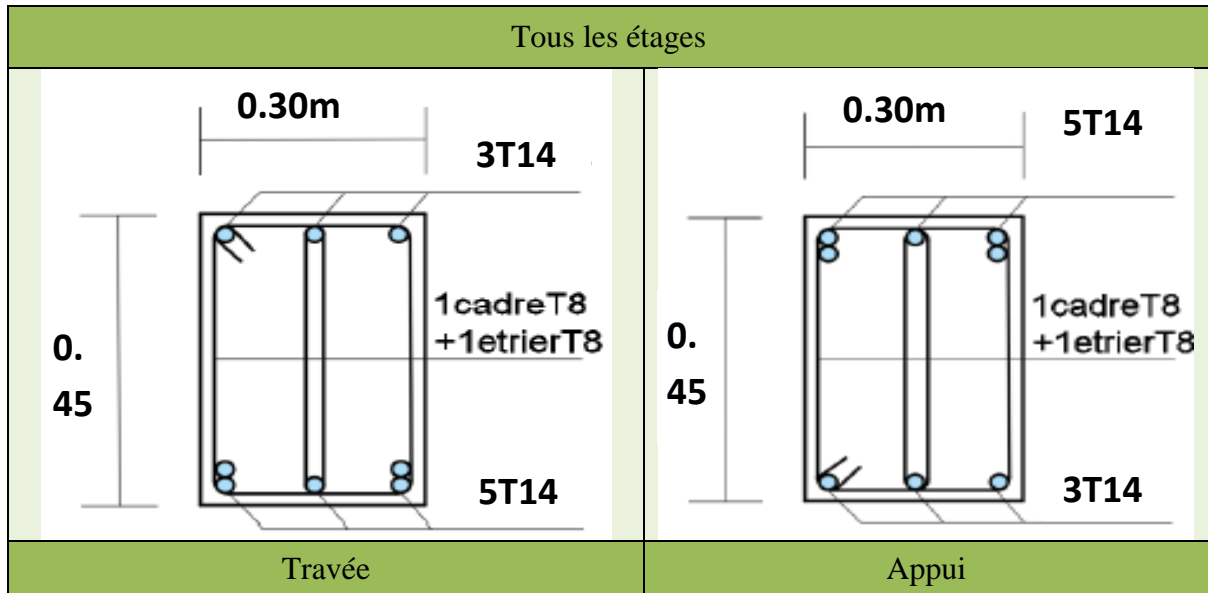
$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{j1} = 1.72 \text{ mm} \langle \bar{f} = 6.8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$



❖ Schéma de ferraillage

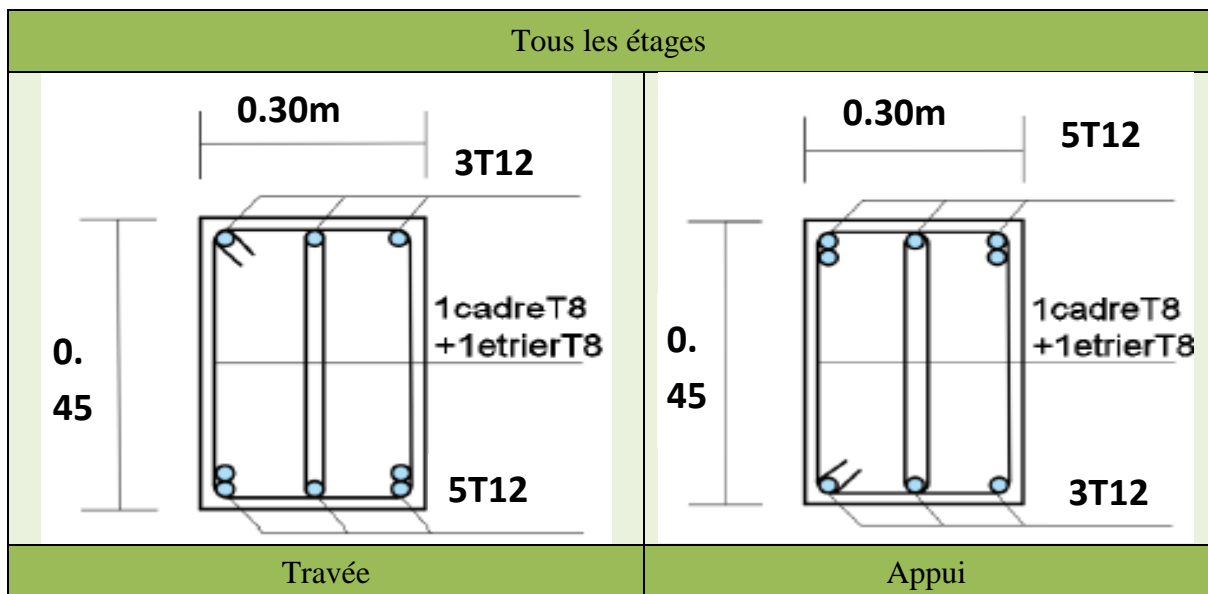
- Poutre Porteuse
 - Zone I ,IIa , III

Tableau VI.48 : Ferraillage des poutres porteuse



- Poutre Non Porteuse
 - Zone I ,IIa , III

Tableau VI.49 : Ferraillage des poutres non porteuse





VI.4. Les Voiles :

VI.4.1. Introduction :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan. Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le (BAEL, 1991) et les vérifications selon le (RPA, 1999). Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces des charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement RPA2003.

On devra disposer les armatures suivantes :

- Les armatures verticales :
 - Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales

l'effet de tractions doit être pris en totalité par les armatures.

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets.
- Les armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur égale à 10 ϕ .

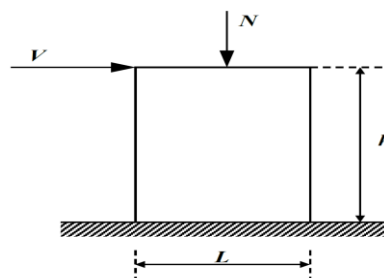


Figure VI.3 : Sollicitation due aux voiles

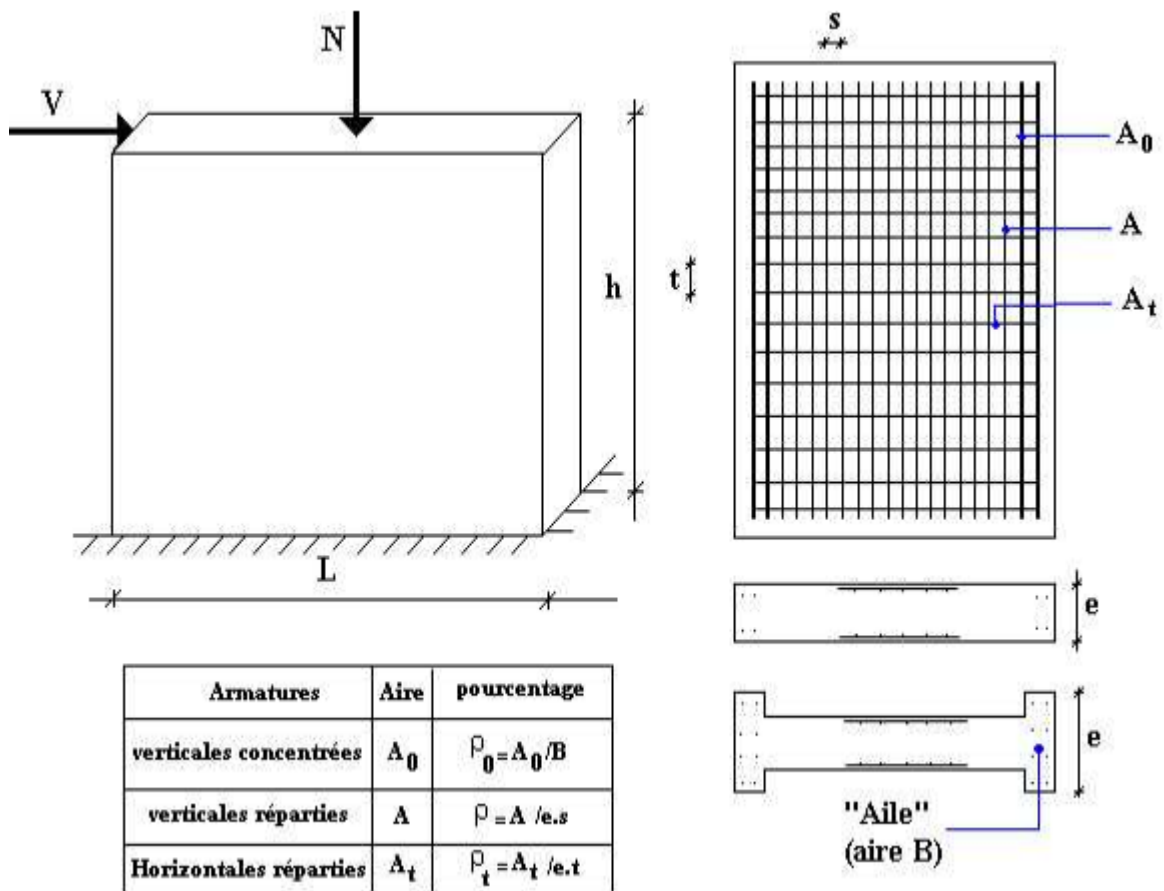


Figure VI.4 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

❖ L'espacement :

L'espacement des barres verticales et horizontales est donné par formule suivante :

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

Avec :

a : épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4épingles au mètre carré, le diamètre des barres ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du viole

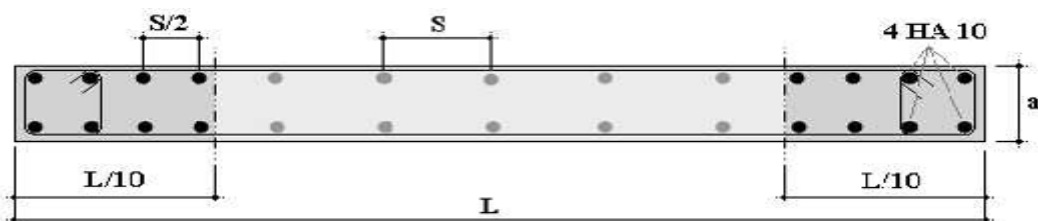


Figure VI.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.



VI.4.2. Méthode de ferrailage des voiles :

On calcule les contraintes max et min par la formule de NAVIER

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec:

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravity du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage en à 3 cas:

1^{ere} cas:

· Si $(\sigma_1, \sigma_2) \geq 0 \dots \dots$ la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{\min} = 0,2\%a. 1$)

2^{eme} cas:

· Si $(\sigma_1, \sigma_2) \leq 0 \dots \dots$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction F_t

· La section des armatures verticales $A_y = \frac{F_t}{f_c}$

On compare A_y avec la section minimale exigée par RPA 2003

· Si $A_y \leq A_{\min} = 0,20\% . a . L$ on ferraille avec la section minimale.

· Si $A_y > A_{\min} = 0,20\% . a . L$ on ferraille avec A_y .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimale est suivant:

$$A_h = 0,15\% . a . 100 \text{ (lml)}$$



3^{eme} cas:

» Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contrainte pour la zone tendue.

· Armature horizontale :

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction \bar{T} après (RPA 2003 articles 7.7.2)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5MPa$$

Avec : $\bar{T} = 1,4T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

$d = 0,9h$. h : hauteur total de la section.

$\bar{\tau}_b$: Contraintes admissible du béton.


Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003


$$\tau_b > 0,025f_{c28} = 0,625MPa = A = 0,25^0/0a.1m$$

$$\tau_b \leq 0,025f_{c28} = 0,625MPa = A = 0,15\%a.1m$$

· L'espacement: d'après le RPA 2003 $S \leq (1,5a; 30cm)$

- Les longueurs de recouvrement doivent égale à :

» $40\emptyset$  les barres situées dans la zone ou le renversement des efforts son possibles

» $20\emptyset$  les barres situées dans la zone comprimées sous 1' action des charges.

· Le long des joints de reprise de coulage, 1' effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule:

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$$



Avec ; $\bar{V} = 1.4 V$

V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

• **Armatures transversales :**

L' armature transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d' armatures verticales

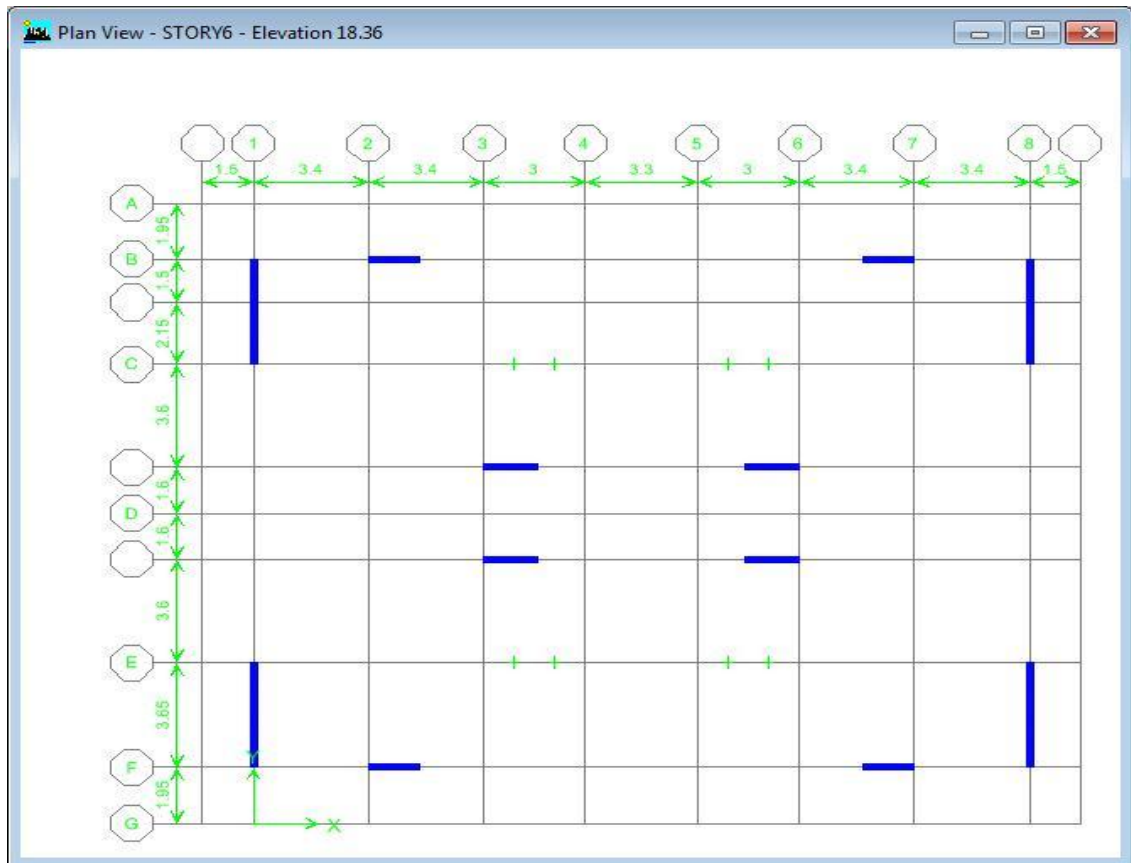


Figure VI.6 : Vue en plan du disposition des voiles



❖ Voile en U

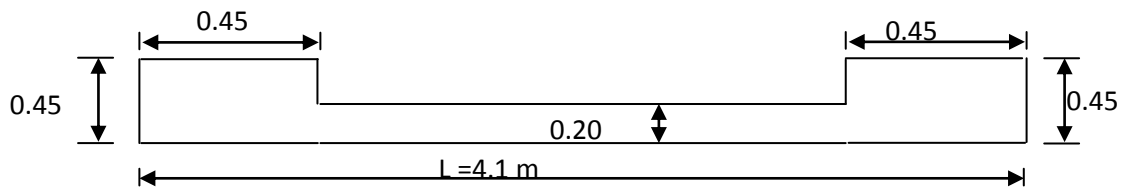


Figure VI.7 : Vue en plan du voile plein en U

A = 1,05 m² ; V = 2.05 m ; V' = 2.05 m ; I = 1.9 m⁴

Tableau VI.50 : Les efforts internes des voiles en U

Zone	0.8 G + E			G + Q + E		
	N	M	T	N	M	T
Zone I	1654.29	4175.17	468.77	2239.7	4209.42	456.21
Zone IIa	1793.17	6261.14	725.83	2377.99	6295.381	703.27
Zone III	2067.7	10384.7	1204.27	2652.52	10419.02	1191.71

▪ Calcul des contraintes sous combinaison 0.8 G + E

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Zone	σ_1	σ_2
Zone I	6.08	-2.93
Zone IIa	8.46	-5.05
Zone III	13.17	-9.24

σ_1 et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée

▪ Vérification de la contrainte de compression sous (G + Q ± E)

Tableau VI.51 : Vérification de la contrainte de compression sous (G + Q ± E)

Zone	G + Q + E			Condition
	σ_1	σ_2	$\bar{\sigma}_b$	
Zone I	6.67	-2.41	15	Vérifie
Zone IIa	9.06	-4.53	15	Vérifie
Zone III	13.77	-8.72	15	Vérifie



Longueur de la zone tendue:

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

$Y = L - X$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée

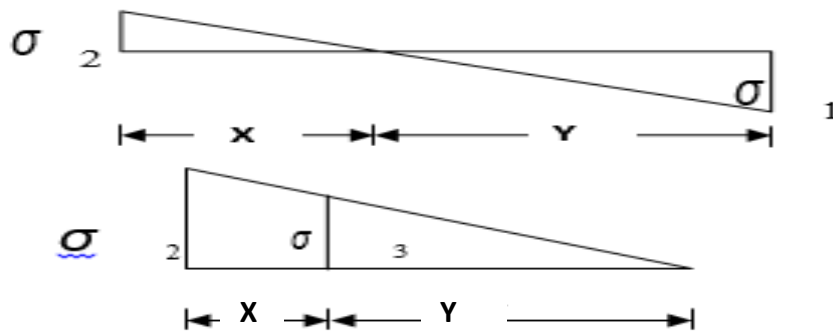


Tableau VI.52 : Caractéristique des voiles (zone tendu et comprimée)

Zone	Zone tendue				
	σ_1	σ_2	L	X	Y
Zone I	6.67	-2.41	4.10	1.33	2.77
Zone IIa	9.06	-4.53	4.10	1.53	2.57
Zone III	13.77	-8.72	4.10	1.69	2.41

▪ Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X}$$

Zone	0.8 G + E
	σ_3
Zone I	-1.3185
Zone IIa	-2.2725
Zone III	-4.158



× **Détermination des armatures verticales :**

➤ Tronçon AB :

La force de traction résultante:

Tableau VI.53 : La force de traction résultante Tronçon AB

$$F1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h$$

$$A_{V1} = \frac{F}{\sigma_s}$$

Zone	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)s	F1 (Kn)	A_{V1} (cm ²)
Zone I	-2.93	-1.31	430.16	10.75
Zone IIa	-5.05	-2.27	741.40	18.53
Zone III	-9.24	-4.15	1356.54	33.91

➤ Tronçon BC :

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X - b) \cdot a$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s}$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2}$$

Tableau VI.54 : La force de traction résultante Tronçon BC

Zone	σ_3 (MPa)s	F2 (Kn)	A_{V2} (cm ²)	A_t (cm ²)
Zone I	-1.31	116.46	5.85	22.35
Zone IIa	-2.27	246.01	10.28	41.59
Zone III	-4.15	515.79	19.08	80.42

× **Calcul d'Avj On a:**

$$A_{Total} = A_t + A_{vj}$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

Tableau VI.55 : Calcul de A_t (section totale de ferrailage)

Zone	V (Kn)	Fe (MPa)	X (cm)	L (m)	A_{v_j} (cm ²)	A_{Total} (cm ²)
Zone I	468.77	400	1.33	4.1	5.86	19.53
Zone IIa	725.83	400	1.53	4.1	10.44	35.13
Zone III	1204.27	400	1.69	4.1	19.11	65.92

× Section total d'armature:

$$A_{Total1} > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot Xtendu$$

• Vérification des armatures vis-à-vis du RPA 99 :

$$A_{min} = 0.2\% \times b \times h = \frac{0.2 \times a \times x}{100} \leq A_{calcul}$$

Tableau VI.56 : Vérification de A_{min} exigés par RPA

Zone	a	X (cm)	A_{Total} (cm ²)	A min	Condition
Zone I	0.20	1.33	22.35	5.3	Vérifie
Zone IIa	0.20	1.53	41.59	6.1	Vérifie
Zone III	0.20	1.69	80.42	6.7	Vérifie



➤ Choix d'armatures

Tableau VI.57 : Ferrailage des voiles en U

Zone	Choix
Zone I	<ul style="list-style-type: none"> • Les poteaux : $2(4T16 + 4T14) = 28.40 \text{ cm}^2$ • La zone poteau voile : $2(4T10) = 6.18 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$ $2(4T10) = 6.18 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$ • La zone courante : $2(11T10) = 17.28 \text{ cm}^2$; $S_c = 20 \text{ cm}$
Zone IIa	<ul style="list-style-type: none"> • Les poteaux : $2(8T16) = 32.16 \text{ cm}^2$ • La zone poteau voile : $2(4T10) = 6.18 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$ $2(4T10) = 6.18 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$ • La zone courante : $2(11T10) = 17.28 \text{ cm}^2$; $S_c = 20 \text{ cm}$
Zone III	<ul style="list-style-type: none"> • Les poteaux : $2(4T20 + 4T14) = 37.66 \text{ cm}^2$ • La zone poteau voile : $2(4T12) = 9.04 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$ $2(4T12) = 9.04 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$ • La zone courante : $2(11T12) = 24.88 \text{ cm}^2$; $S_c = 20 \text{ cm}$

➤ Détermination des armatures horizontales:

• La contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9h}$$

Tableau VI.58 : Vérification des contraintes de cisaillement

Zone	V (Kn)	b_0 (cm)	d (m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Condition
Zone I	468.77	20	2.75	1.19	5	Vérifie
Zone IIa	725.83	20	2.75	1.84	5	Vérifie
Zone III	1204.27	20	2.75	3.06	5	Vérifie

- Le pourcentage minimal selon RPA 2003:
- × Zone I $\tau_b = 1.19 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$
- × Zone IIa $\tau_b = 1.84 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$
- × Zone III $\tau_b = 3.06 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$



$$A_h \geq 0,25\% .a. 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5cm^2$$

On prend: $A_h = 2(4T10) = 6.25cm^2 S_h = 25cm$

·L'espacement:

$$S_v \leq \min (1,5a = 30cm, 30cm) = 30cm$$

>> Armatures courantes

$$A_c \geq 0,2\% .a(Y-X)$$

Zone	Y-X	A_c
I	1.44	5.8
IIa	1.04	4.2
III	0.72	2.9

❖ Voile en L

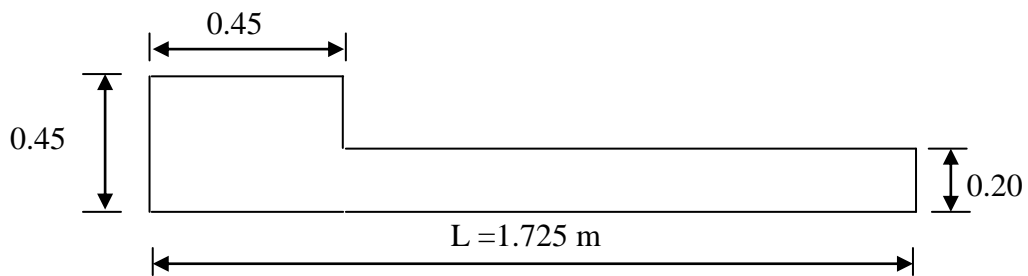


Figure VI.8 : Vue en plan du voile plein en L

$$A = 0.45 m^2 ; V = 1.01 m ; V^2 = 0.71 m ; I = 0.122 m^4$$

Tableau VI.59 : Les efforts internes des voiles en L

Zone	0.8 G + E			G + Q + E		
	N	M	T	N	M	T
Zone I	658.22	566.10	180.02	959.37	566.99	180.74
Zone IIa	626.68	851.02	270.37	927.63	851.91	270.88
Zone III	880.74	1437.54	455.4	1181.83	1438.45	455.91



- Calcul des contraintes sous combinaison 0.8 G + E

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Zone	σ_1	σ_2
Zone I	6.57	-3.64
Zone IIa	9.07	-6.28
Zone III	14.02	-11.00

σ_1 et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée

- Vérification de la contrainte de compression sous ($G + Q \pm E$)

Tableau VI.60 : Vérification de la contrainte de compression sous ($G + Q \pm E$)

Zone	G + Q + E			Condition
	σ_1	σ_2	$\bar{\sigma}_b$	
Zone I	7.24	-2.98	15	Vérifie
Zone IIa	9.74	-5.62	15	Vérifie
Zone III	14.92	-10.34	15	Vérifie

Longueur de la zone tendue:

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L \quad ; \quad Y = L - X$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée

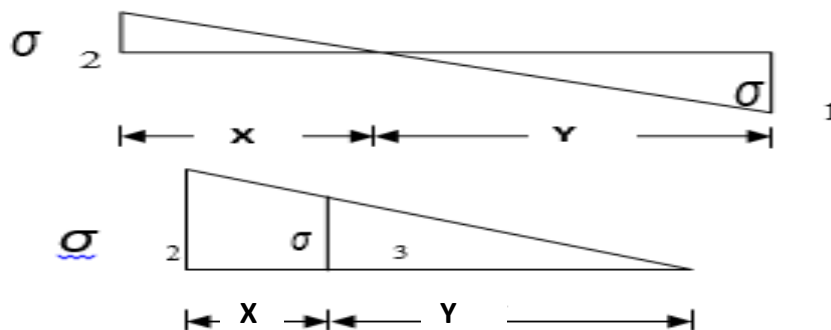




Tableau VI.61 : Caractéristique des voiles (zone tendu et comprimée)

Zone	Zone tendue				
	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L (m)	X (m)	Y (m)
Zone I	6.67	-2.41	1.725	0.62	1.11
Zone IIa	9.06	-4.53	1.725	0.71	1.02
Zone III	13.77	-8.72	1.725	0.73	0.99

- **Calcul de la contrainte σ_3 :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X}$$

Zone	0.8 G + E
	σ_3
Zone I	-0.98
Zone IIa	-2.28
Zone III	-4.24

- × **Détermination des armatures verticales :**

- Tronçon AB :

La force de traction résultante:

Tableau VI.62: La force de traction résultante Tronçon AB

$$F1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h$$

$$A_{V1} = \frac{F}{\sigma_s}$$

Zone	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	F1 (Kn)	A_{V1} (cm ²)
Zone I	-2.41	-0.98	204.81	5.12
Zone IIa	-4.53	-2.28	206.78	5.17
Zone III	-8.72	-4.24	210.12	5.25

- Tronçon BC :

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3(X - b) \cdot a$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s}$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2}$$



Tableau VI.63 : La force de traction résultante Tronçon BC

Zone	σ_3 (MPa)s	F2 (Kn)	A_{V2} (cm ²)	A_t (cm ²)
Zone I	-1.31	16.18	0.40	5.52
Zone IIa	-2.27	58.29	1.46	6.63
Zone III	-4.15	119.73	2.99	8.25

× Calcul d' A_{vj} On a:

$$A_{Total} = A_t + A_{vj}.$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

Tableau VI.64 : Calcul de A_t (section totale de ferrailage)

Zone	V (Kn)	Fe (MPa)	X (cm)	L (m)	A_{vj} (cm ²)		A_{Total} (cm ²)	
					V	V'	V	V'
Zone I	180.02	400	0.62	1.725	V	1.35	V	6.53
					V'	2.6	V'	7.56
Zone IIa	270.37	400	0.71	1.725	V	2.73	V	10.83
					V'	4.62	V'	14.95
Zone III	455.4	400	0.73	1.725	V	5.46	V	24.55
					V'	8.62	V'	30.11

× Section total d'armature:

$$A_{Total1} > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot Xtendu$$

Vérification des armatures vis-à-vis du RPA 99 :

$$A_{min} = 0.2\% \times b \times h = \frac{0.2 \times a \times x}{100} \leq A_{calcul}$$



Tableau VI.65 : Vérification de A min exigés par RPA

Zone	a	X (cm)	A_{Total} (cm ²)		A min	Condition
Zone I	0.20	0.62	V	6.53	2.46	Vérifie
			V'	7.56		
Zone IIa	0.20	0.71	V	10.83	2.82	Vérifie
			V'	14.95		
Zone III	0.20	0.73	V	24.55	2.93	Vérifie
			V'	30.11		

➤ **Choix d'armatures**

Tableau VI.66 : Ferrailage des voiles en L

Zone	Choix
Zone I	<ul style="list-style-type: none"> • Les poteaux : $4T16 + 4T14 = 14.20 \text{ cm}^2$ • La zone poteau voile : $2(2T10) = 3.14 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$ $2(2T10) = 3.14 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$ • La zone courante : $2(5T10) = 7.86 \text{ cm}^2$; $S_c = 20 \text{ cm}$
Zone IIa	<ul style="list-style-type: none"> • Les poteaux : $8T16 = 16.08 \text{ cm}^2$ • La zone poteau voile : $2(2T10) = 3.14 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$ $2(2T10) = 3.14 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$ • La zone courante : $2(5T10) = 7.86 \text{ cm}^2$; $S_c = 20 \text{ cm}$
Zone III	<ul style="list-style-type: none"> • Les poteaux : $4T20 + 4T14 = 18.83 \text{ cm}^2$ • La zone poteau voile : $2(2T12) = 4.52 \text{ cm}^2$; $S_v = 15 \text{ cm}$ $2(2T12) = 4.52 \text{ cm}^2$; $S_v = 15 \text{ cm}$ • La zone courante : $2(5T12) = 11.3 \text{ cm}^2$; $S_c = 20 \text{ cm}$



➤ Détermination des armatures horizontales:

· La contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9h}$$

Tableau VI.67 : Vérification des contraintes de cisaillement

Zone	0.8 G + E					
	V (Kn)	b_0 (cm)	d (m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Condition
Zone I	180.02	20	2.75	0.64	5	Vérifie
Zone IIa	270.37	20	2.75	0.80	5	Vérifie
Zone III	455.4	20	2.75	1.16	5	Vérifie

• Le pourcentage minimal selon RPA 2003:

× Zone I $\tau_b = 0.64 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$

× Zone IIa $\tau_b = 0.80 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$

× Zone III $\tau_b = 1.16 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$

$$A_h \geq 0,15\% \cdot a \cdot 1m = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } A_h = 2(4T10) = 6.25 \text{ cm}^2 S_h = 25 \text{ cm}$$

· L'espace:

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

» Armatures courantes

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y-X)$$

Zone	Y-X	A_c
I	0.48	1.9
IIa	0.3	1.2
III	0.26	1



❖ Caractéristiques des voiles

Tableau VI.68 : Caractéristique des voiles Zone I

	Voile	L (m)	A (m ²)	V (m)	V' (m)	I (m ⁴)	N (kn)	M (kn.m)	V (kn)	σ_1 (mpa)	σ_2 (mpa)	Ob
RDC	Vx1(L)	1.725	0.45	0.70	1.01	0.12	1087.8	569.2	178.5	-1.5	6.4	SPC
1 ET	Vy1(U)	4.1	1.05	2.05	2.05	1.9	2239.1	4209.4	456.2	-2.9	6	SPC
2 ET	Vx1(L)	1.675	0.38	0.74	0.93	0.09	709.8	329.7	165.6	-1.1	4.3	SPC
3 ET	Vy1(U)	4	0.90	2	2	1.4	1135.4	1004.8	322.6	-0.5	2.3	SPC
4 ET	Vx1(L)	1.65	0.36	0.76	0.88	0.08	385.6	146.9	114.1	-0.46	2.27	SPC
5 ET	Vy1(U)	3.95	0.85	1.97	1.97	1.2	621.6	288.9	164.3	-0.02	1	SPC

Tableau VI.69 : Caractéristique des voiles Zone IIa

	Voile	L (m)	A (m ²)	V (m)	V' (m)	I (m ⁴)	N (kn)	M (kn.m)	V (kn)	σ_1 (mpa)	σ_2 (mpa)	Ob
RDC	Vx1(L)	1.725	0.45	0.70	1.01	0.12	1119.8	858.8	270.1	-3.1	8.9	SPC
1 ET	Vy1(U)	4.1	1.05	2.05	2.05	1.9	2377.9	6295.3	703.2	-5	8.4	SPC
2 ET	Vx1(L)	1.675	0.38	0.74	0.93	0.09	714.7	485.7	245.3	-2.3	5.8	SPC
3 ET	Vy1(U)	4	0.90	2	2	1.4	1209.2	1545.1	479.4	-1.2	3.2	SPC
4 ET	Vx1(L)	1.65	0.36	0.76	0.88	0.08	399.7	215.2	165.8	-1	2.9	SPC
5 ET	Vy1(U)	3.95	0.85	1.97	1.97	1.2	658.1	480.1	241.1	-0.2	1.4	SPC

Tableau VI.70 : Caractéristique des voiles Zone III

	Voile	L (m)	A (m ²)	V (m)	V' (m)	I (m ⁴)	N (kn)	M (kn.m)	V (kn)	σ_1 (mpa)	σ_2 (mpa)	Ob
RDC	Vx1(L)	1.725	0.45	0.70	1.01	0.12	1183.2	1431.4	451	-6.3	13.9	SPC
1 ET	Vy1(U)	4.1	1.05	2.05	2.05	1.9	2652.5	10419.1	1191.7	-9.2	13.1	SPC
2 ET	Vx1(L)	1.675	0.38	0.74	0.93	0.09	724.4	794.3	402.9	-4.6	8.7	SPC
3 ET	Vy1(U)	4	0.90	2	2	1.4	1355.1	2613.1	851.5	-2.5	4.8	SPC
4 ET	Vx1(L)	1.65	0.36	0.76	0.88	0.08	427.6	350.4	275.58	-2.1	4.3	SPC
5 ET	Vy1(U)	3.95	0.85	1.97	1.97	1.2	729.8	857.8	467.6	-0.7	2.1	SPC



❖ Ferrailage des voiles

Tableau VI.71 : Ferrailage des voiles Zone I

Voile		L (m)	N (kn)	M (kn.m)	V (kn)	σ_3 (mpa)	A_{vj}		A_t	
RDC	Vx1(L)	1.725	786.5	570.1	179.0	-0.5	V	1.35	V	6.53
							V'	2.6	V'	7.56
1 ET	Vy1(U)	4.1	1654.3	4175.2	468.8	1.9	5.85		22.35	
2 ET	Vx1(L)	1.675	505.5	322.8	162.8	-0.05	V	1.3	V	3.05
							V'	1.98	V'	4.26
3 ET	Vy1(U)	4	842.3	1029.5	322.6	0.2	2.23		3.69	
4 ET	Vx1(L)	1.65	285.2	142.7	111.6	-0.02	V	0.77	V	1.32
							V'	1.08	V'	1.71
5 ET	Vy1(U)	3.95	464.5	323.8	164.3	0.05	0.14		0.26	

Tableau VI.72 : Ferrailage des voiles Zone IIa

Voile		L (m)	N (kn)	M (kn.m)	V (kn)	σ_3 (mpa)	A_{vj}		A_t	
RDC	Vx1(L)	1.725	818.5	859.7	270.5	0.014	V	2.73	V	10.83
							V'	4.62	V'	14.95
1 ET	Vy1(U)	4.1	1793.2	6261.1	715.8	3.5	10.28		41.59	
2 ET	Vx1(L)	1.675	510.5	478.8	242.5	0.6	V	2.65	V	7.31
							V'	3.65	V'	8.86
3 ET	Vy1(U)	4	916.1	1569.7	510.8	0.8	5.34		9.93	
4 ET	Vx1(L)	1.65	299.3	211.0	165.8	0.2	V	1.64	V	3.21
							V'	2.07	V'	3.80
5 ET	Vy1(U)	3.95	500.9	514.9	278.8	0.13	1.55		2.02	



Tableau VI.73 : Ferrailage des voiles Zone III

	Voile	L (m)	N (kn)	M (kn.m)	V (kn)	σ_3 (mpa)	A_{vj}		A_t	
							V	V'	V	V'
RDC 1 ET	Vx1(L)	1.725	881.9	1432.3	451.5	1	V	5.46	V	24.55
							V'	8.62	V'	30.11
	Vy1(U)	4.1	2067.7	10384.7	1204.2	6.7	19.08	80.42		
2 ET 3 ET	Vx1(L)	1.675	520.18	787.364	400.07	1.8	V	5.33	V	16.24
							V'	6.98	V'	18.46
	Vy1(U)	4	1061.9	2637.6	882.9	1.8	11.64	23.28		
4 ET 5 ET	Vx1(L)	1.65	327.2	346.1	273.13	0.9	V	3.43	V	7.45
							V'	4.15	V'	8.34
	Vy1(U)	3.95	572.7	892.7	505.2	0.5	5.17	7.66		

❖ Ferrailages des Voiles

- Voile en L :

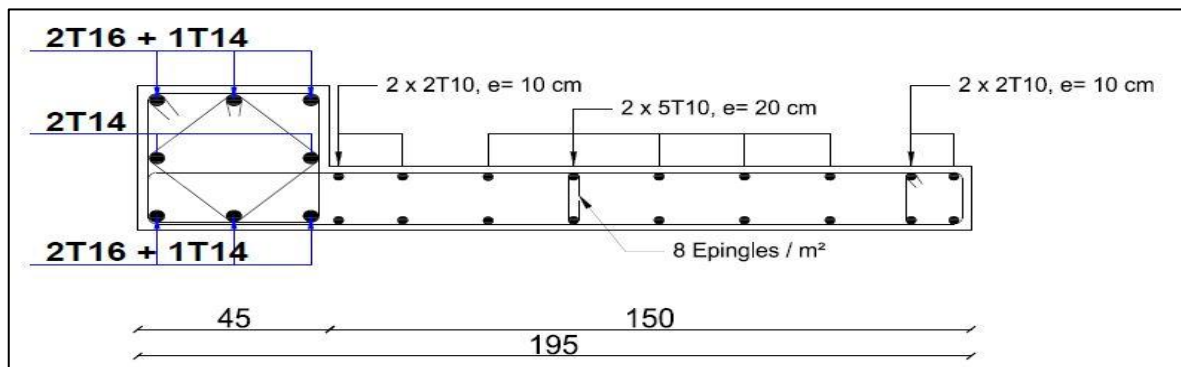


Figure VI.9 : Schéma ferrailage du voile plein en L Zone I

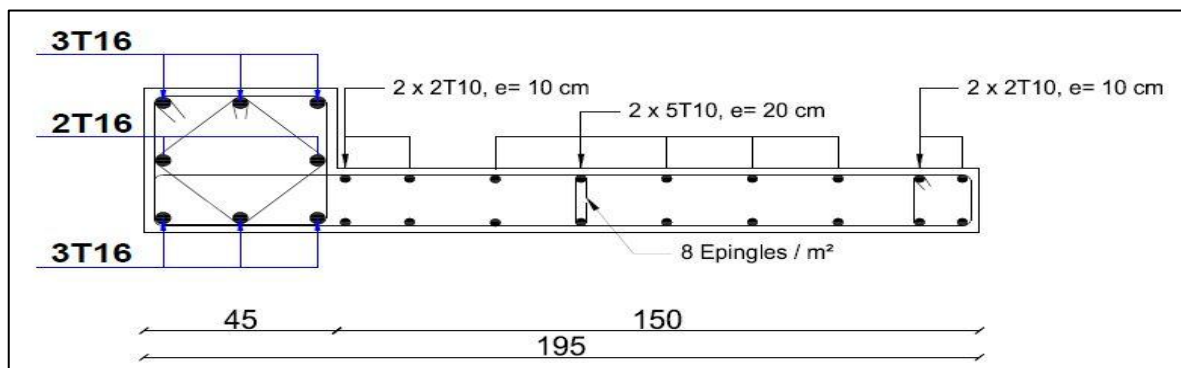


Figure VI.10 : Schéma ferrailage du voile plein en L Zone IIa

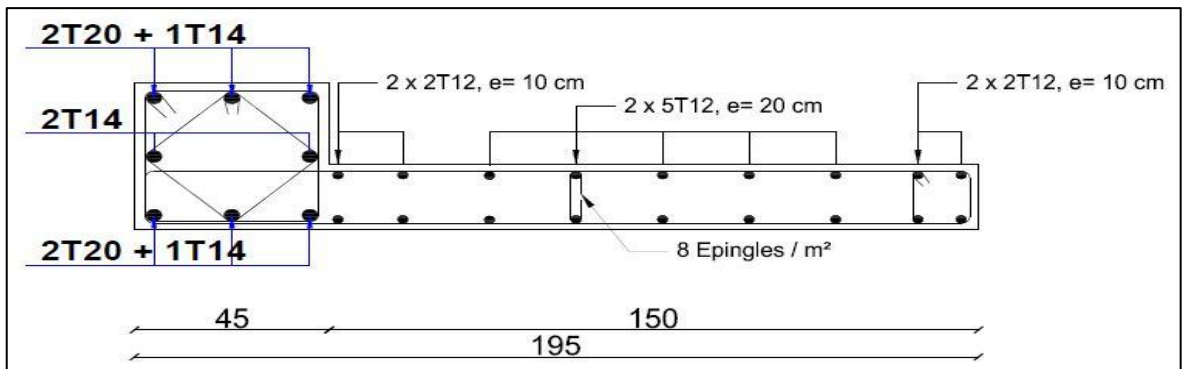


Figure VI.11 : Schéma ferrailage du voile plein en L Zone III

▪ Voile en U :

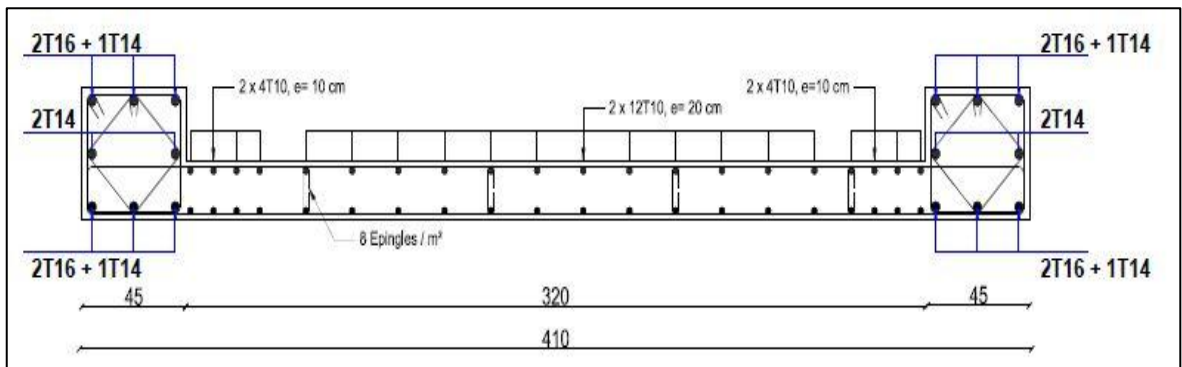


Figure VI.12 : Schéma ferrailage du voile plein en U Zone I

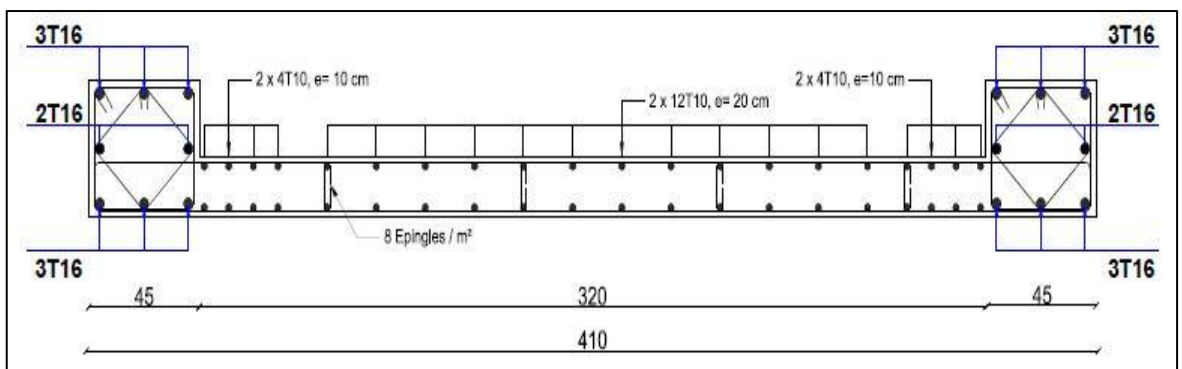


Figure VI.13 : Schéma ferrailage du voile plein en U Zone IIa

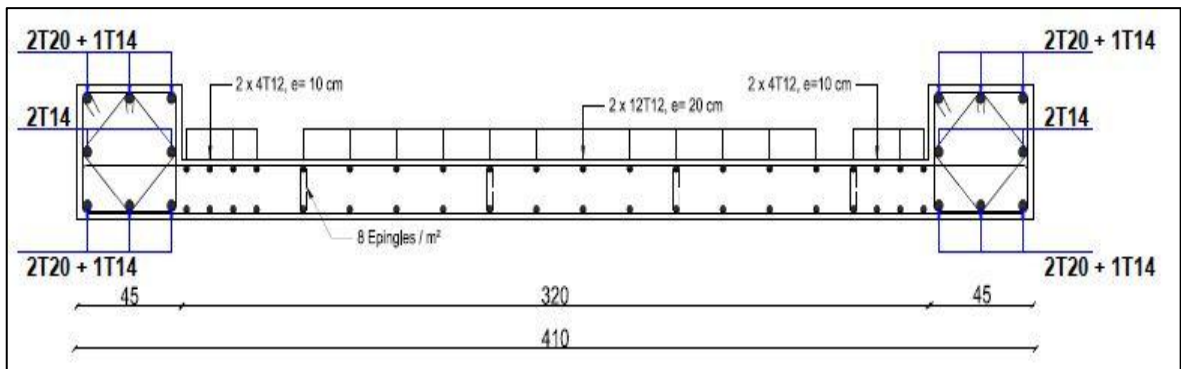


Figure VI.14 : Schéma ferrailage du voile plein en U Zone III

Conclusion

Dans ce chapitre on a calculer le ferrailage de élément structuraux (poteaux, poutre et voile) .A partir les résultat (N , M , V) obtenus par logiciel ETABS

Les section de ferrailage sont calculé à l'aide de logiciel SOCOTEC

Nous avons atteint les résultats suivants :

Le séisme affecte grandement sur les éléments verticales (poteau ; voile) car il produire des efforts verticale selon les 2 sens X et Y , Nous avons donc trouvé une différence des sections des ferrillages selon chaque zones (augmentation des sections d'aciers de zone I jusqu'au zone III)

En ce qui concerne le ferrailage on a ferrillé a partir de A_s min donnée par L'RPA , on a opté un choix optimale qui respect les conditions de sécurité minimise le cout de la structure selon chaque zone

Chapitre VII :

Etude des fondations



Etude de Fondation

VII.1. Introduction

Les fondations sont les parties inférieures de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VII.2.1. Classification des fondations

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol, suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

Lorsque l'ouvrage est léger ou lorsque le sol a une bonne capacité portante, on envisage de réaliser des fondations superficielles. Parmi les fondations superficielles on distingue trois types de semelles : les semelles continues, les semelles isolées et les semelles des radiers (Figure 6.1). Lorsque la profondeur du sol résistant est importante, on envisage de réaliser des fondations semi-profondes (puits) ou profondes (pieux).

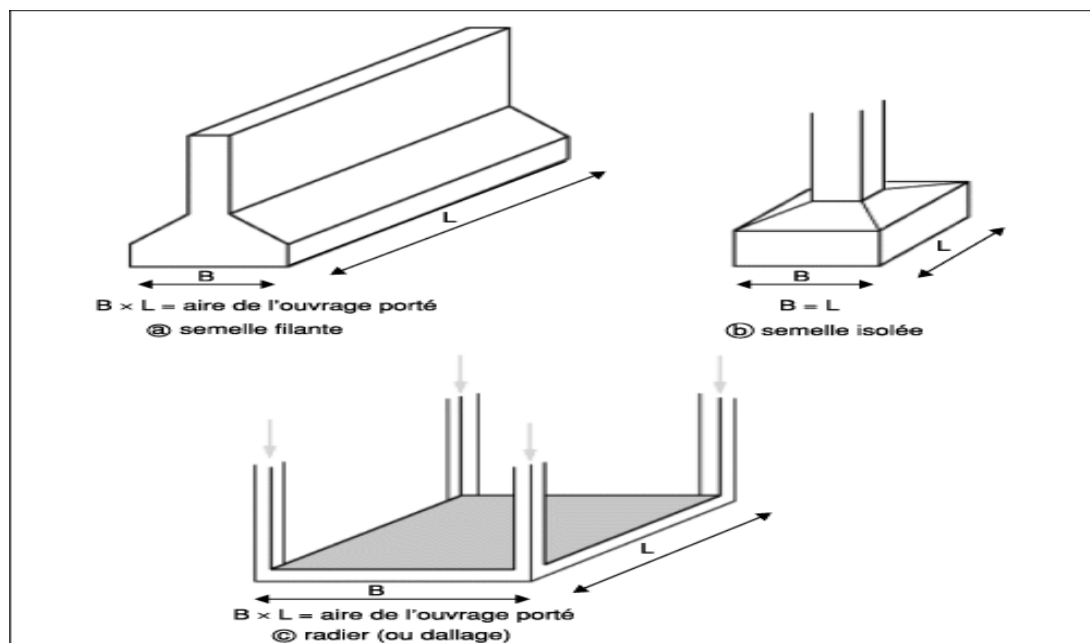


Figure VII.1. Fondations superficielles.



VII.2.2. Facteurs influe sur le choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- **La taille de l'ouvrage à fonder** : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,.....
- **La nature du terrain** : connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.

VII.2.3. Conseils pour les fondations

Avant de réaliser les fondations, les conseils suivants doivent être prendre en considération :

- Ne jamais oublier que le séisme arrive par le sol puisque la terre tremble,
- Toujours rechercher le bon sol pour l'assise des semelles,
- Les poteaux sont à liasonner par un réseau bidirectionnel de longrines,
- Eviter les sols lâches et les remblais qui amplifiant l'effort sismique,
- Eviter les terrains gorgés d'eau et les sols formés de grains fins et de même diamètre.

VII.2.4. Calcul des fondations

Dans un premier temps, l'ingénieur cherchera à fonder son ouvrage superficiellement pour des raisons économiques (si des conditions particulières liées au projet, au site ou aux sols autorisent). Il devra alors se préoccuper en tout premier lieu de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifié que les couches de sol superficielles peuvent effectivement supporter les charges et les surcharges appliquées sur la superstructure. Si le résultat des calculs est concluant, notamment s'il n'aboutit pas à une aire de fondation prohibitive, il doit alors s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues (courantes ou exceptionnelles) est dans des limites admissibles. La capacité portante et le tassement sont ainsi les deux éléments fondamentaux qu'il y a lieu de considérer systématiquement lors du calcul des fondations.



VII.2.5. Choix de fondations

On propose en premier lieu, de fonder notre ouvrage sur des semelles isolées, si la condition de résistance n'est pas vérifiée on passe au deuxième type qui est les semelles filantes, sinon on choisit un radier général.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec

- N : Effort normal appliqué sur la fondation à l'E.L.S.
- S : La surface de la fondation.
- σ_{ol} Contrainte admissible du sol = 2,00 bars.

- **Remarque**

La contrainte du sol doit être déterminée à partir des résultats d'essai de sol. Dans certains cas, les contraintes limite du sol, sous fondations superficielles, peuvent être fixée à

L'avance pour des sols rencontrés, des réalisations existantes, etc..... (Document technique règlementaire DTR-BC 233.1). Pour notre projet et selon les réalisations existantes nous avons pris une contrainte admissible du sol égal à 2 bars sur 3 m de profondeur.

VII.3. Calcul des longrines :

Les points appuis d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

VII.3.1. Dimensionnement de longrine :

Pour les sites de catégories S3 on doit disposer des longrines de (25x30) cm² (voir RPA99 version 2003)



✓ On prend $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

On procède maintenant au calcul de la longrine suivant toujours le même article

Les longrines doivent être calculées. $F = N\alpha \geq 20 \text{ KN}$

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site (Zone III : 10 ; Zone IIa : 12 ; Zone I : 15)

$$N_u = 1627.94 \text{ KN}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN} .$$

Tableau VII.1 : Rapport des charges verticales sur $\alpha(F)$ à l'ELU.

	α	F (Kn)	Condition
Zone I	15	108.53	Vérifie
Zone IIa	12	135.66	Vérifie
Zone III	10	162.79	Vérifie

VII.3.2. Ferrailage des Longrines:

État limite ultime de résistance

$$\sigma_s = \frac{F}{A} \Rightarrow A = \frac{F}{\sigma_s}$$

Tableau VII.2 : Section d'armature calculé.

	σ_s	F (Kn)	A (cm^2)
Zone I	348	108.53	3.12
Zone IIa	348	135.66	3.90
Zone III	348	162.79	4.68

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{30 \cdot 30}{1000} ; 0,23 \cdot 30 \cdot 28 \cdot \frac{2.1}{400} \right\} \Rightarrow A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2$$



- condition exigée par RPA99

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

- État limite de Service:

$$F_s = \frac{N_s}{\alpha}$$

Tableau VII.3 : Rapport des charges verticales sur α (F) à l'ELS.

	α	F_s (Kn)	Condition
Zone I	15	78.80	Vérifie
Zone IIa	12	98.49	Vérifie
Zone III	10	118.19	Vérifie

D'après État limite d'ouverture des fissures (B.A.BAEL91 modifié 99)

$$\bar{\sigma}_s = \delta = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_{eJ} \cdot \max (0, 5 \cdot f_{eJ} \cdot 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \right\} \cdot \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266,67 \text{ MPa}, \max (200 \text{ MPa}, 201 \text{ MPa}) \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201 \text{ MPa}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

Tableau VII.4 : Choix d'armatures du longrine .

	$\bar{\sigma}_s$	F (Kn)	A_s (cm^2)	Choix	A_s adp (cm^2)
Zone I	201	78.80	3.92	6T12	6.79
Zone IIa	201	98.49	4.90	6T12	6.79
Zone III	201	118.19	5.88	6T12	6.79

- × Armatures transversales :

On prend un diamètre de T8 pour les cadres et les étriers.

- Espacement minimal :

$$St \leq \min(20; 15 \times \phi L) = \min(20; 21) \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$



VII.3.3. Schéma de ferrailage de longrine :

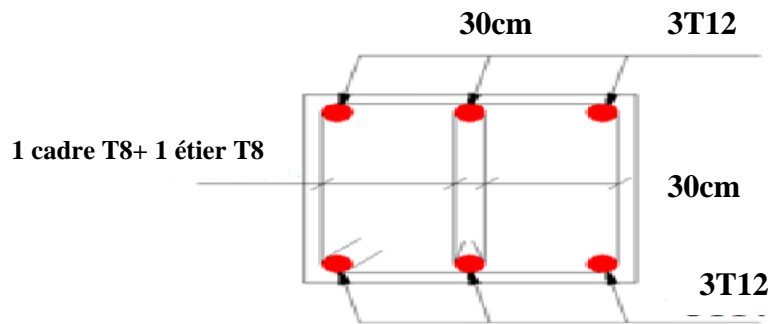


Figure VII.2 : Ferrailage des longrines .

VII.4. Voile périphérique :

Selon le règlement **R.P.A 99 modifié 2003**, les ossatures au-dessous du niveau de base, formées des poteaux courts doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base afin d'assurer le chaînage ainsi que la stabilité de l'ensemble.

VII.4.1. Épaisseur du voile :

D'après R.P.A. 99 modifié 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Épaisseur supérieure ou égale 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Pour notre structure on prend une épaisseur de 20cm, selon les voiles de Contreventement

VII.4.2. Calcul des armatures :

- Armatures verticales et transversales :

$$A_v \geq 0,10 \times \frac{e \times H}{100} \Rightarrow A_v \geq 0,10 \times \frac{20 \times 100}{100} \Rightarrow A_v = 2,00 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_v = 5T10/ml$

Avec un espacement: $e = 15 \text{ cm}$.

On prend : $A_h = 5T10/m1$

Avec un espacement: $e = 15 \text{ cm}$



VII.4.3. Schéma de ferrailage :

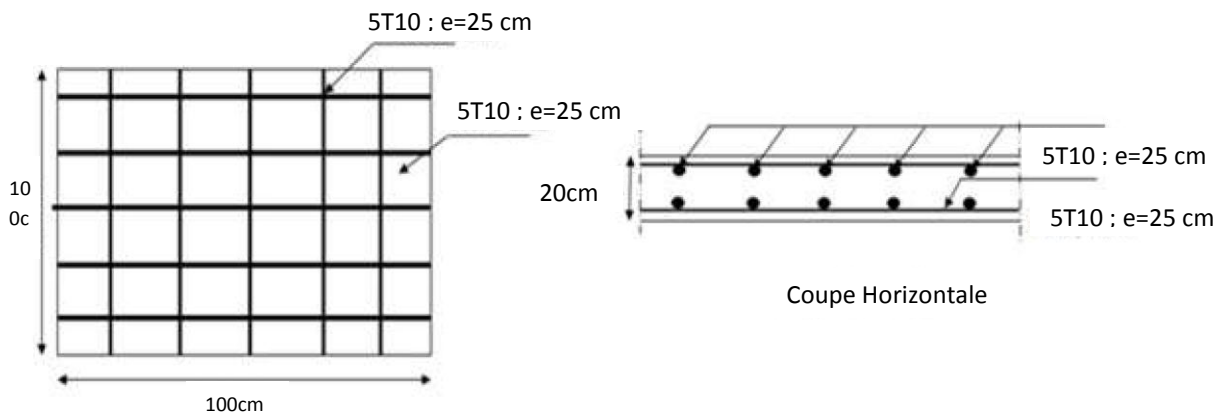


Figure VII.3 : Ferrailage du voile périphérique

VII.5. Semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B):

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

Avec: S =surface de la semelle.

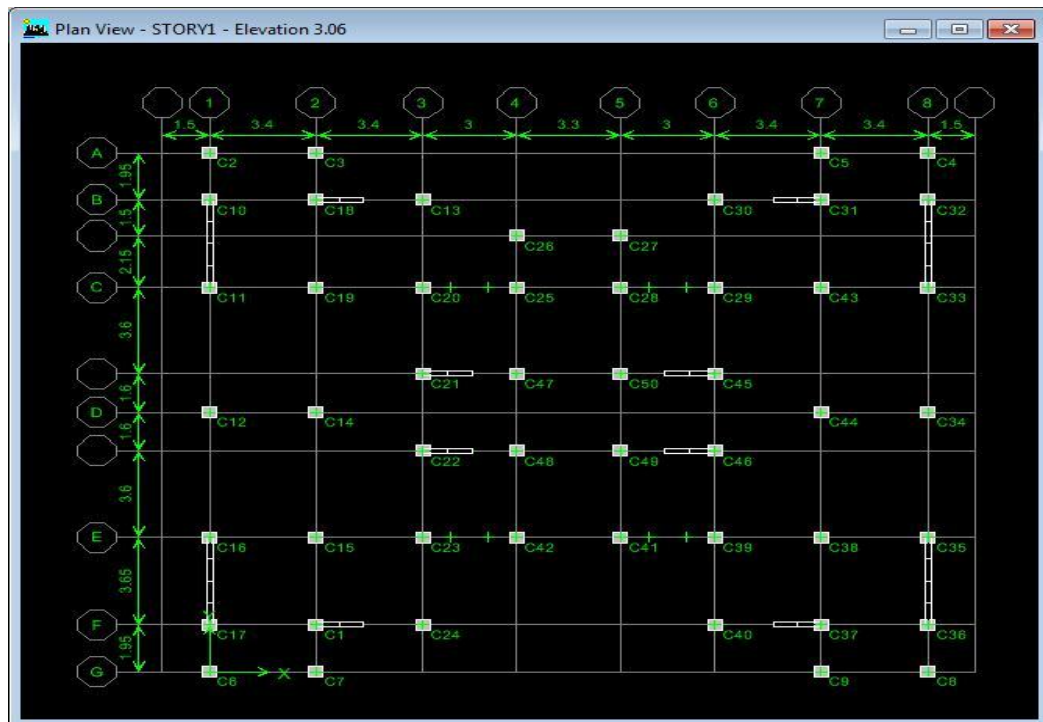


Figure VII.4 : Disposition des semelle isolée



On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance:

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

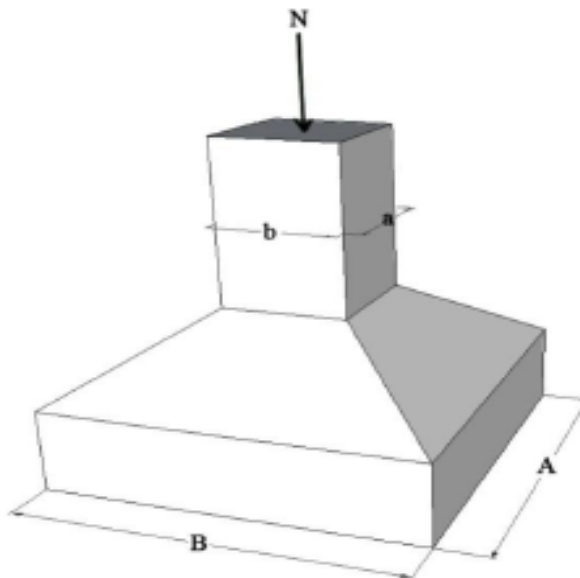


Figure VII.5 : Dimensions de la semelle isolée

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont regroupés dans le tableau

Figure VII.5 : les charges recevez par les semelles isolées

point	Fz(Kn)	A (m)	Point	Fz(Kn)	A (m)	Point	Fz(Kn)	A (m)
C12	-1181.93	2.81	C42	-471.11	1.77	C3	-391.59	1.62
C34	-1181.63	2.81	C21	-460.54	1.75	C5	-391.54	1.62
C14	-892.81	2.44	C45	-459.59	1.75	C26	-388.22	1.61
C44	-892.62	2.44	C22	-449.89	1.73	C27	-388.22	1.61
C19	-721.3	2.19	C46	-449.55	1.73	C11	-364.99	1.56
C43	-720.06	2.19	C28	-442.24	1.72	C33	-356.07	1.54
C38	-716.89	2.19	C25	-442.21	1.72	C35	-355.72	1.54
C15	-716.78	2.19	C30	-430.94	1.69	C16	-355.19	1.54
C20	-653.02	2.09	C13	-430.7	1.69	C10	-329.13	1.48
C29	-653.02	2.09	C24	-429.83	1.69	C17	-321.91	1.46
C23	-635.26	2.06	C40	-429.75	1.69	C36	-321.51	1.46
C39	-635.26	2.06	C18	-410.02	1.65	C32	-321.22	1.46
C47	-600.92	2.00	C31	-409.23	1.65	C2	-274.48	1.35
C50	-600.51	2.00	C1	-409.01	1.65	C6	-273.53	1.35
C48	-547.13	1.91	C37	-408.97	1.65	C8	-273.29	1.35
C49	-547.1	1.91	C7	-391.94	1.62	C4	-272.66	1.35
C41	-471.11	1.77	C9	-391.82	1.62			



- Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier que :

$$2 \times B \leq L_{min}$$

Tel que : L_{min} (valeur entre axe minimum entre deux poteaux) :

$$\text{Et : } B = A = 2.81 \text{ m}$$

Alors :

- Sens X

$$2 \times 2.81 = 5.62 \text{ m} > L_{min} = 3 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

- Sens Y

$$2 \times 2.81 = 5.62 \text{ m} > L_{min} = 3.65 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

Conclusion

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VII.6. Semelles filantes

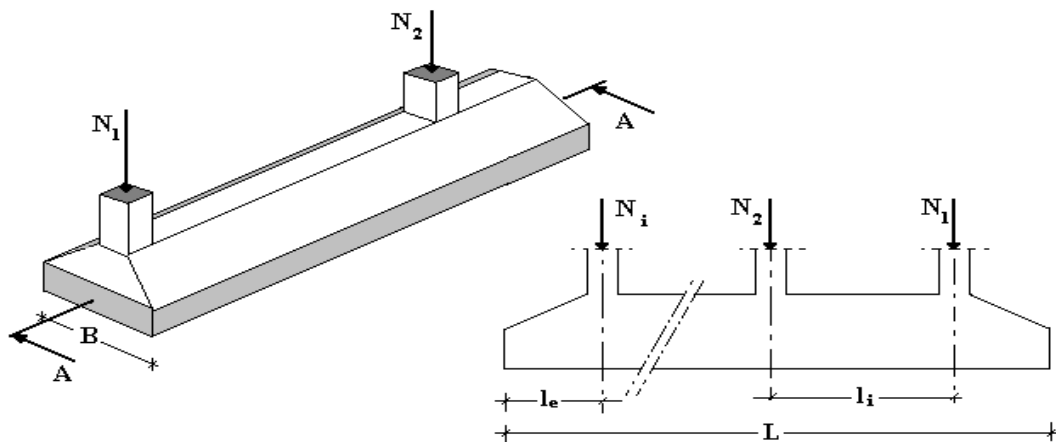


Figure VII.6 : Semelle filante

On doit d'abord déterminer la largeur de la semelle.

La surface totale des semelles est donné par: $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ Tel que:

N : effort normal provenant de 1'axe ou la file considéré ($N_{poteaux} + N_{voiles}$) .

S : section de la semelle ($S = B \cdot L$) .

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.



Donc :

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau VII.6 : Les charges recevez par les semelle filante .

X-X					Y-Y				
Files	N(kn)	L(m)	B(m)	B adp	Files	N(kn)	L(m)	B(m)	B adp
A	-1268.3	22.9	0.37	0.5	1	-5390.1	21.6	1.66	2
B	-3728.1	22.9	1.09	1.5	2	-4152.1	21.6	1.28	1.5
BC	-651.3	3.3	1.32	1.5	3	-3361.2	17.7	1.27	1.5
C	-4628.3	22.9	1.35	1.5	4	-2325.0	12.55	1.24	1.5
CD	-3481.6	9.3	2.50	2.5	5	-2324.6	12.55	1.23	1.5
D	-4087.0	22.9	1.19	1.5	6	-3359.6	17.7	1.27	1.5
DE	-3319.4	9.3	2.38	2.5	7	-4149.5	21.6	1.28	1.5
E	-4627.8	22.9	1.35	1.5	8	-5339.8	21.6	1.65	2
F	-3713.6	22.9	1.08	1.5					
G	-1268.6	22.9	0.37	0.5					

a) Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier la relation suivante :

$$2 \times B \leq L_{min}$$

Avec : L_{min} représente la longueur minimale entre axe de deux poteaux.

- Sens X-X : ($L_{min} = 3m$)

$2 \times B = 2 \times 2,5 = 5 m > L_{min} = 3 m$ Condition non vérifiée.

- Sens Y-Y : ($L_{min} = 3.65 m$)

$2 \times B = 2 \times 2 = 4 m > L_{min} = 3.65 m$ - Condition non vérifiée.

b) Vérification de la surface :

Surface totale des semelles est : $S_s = 488.05 m^2$

Surface totale du bâtiment est : $S_b = 494.64 m^2$

Donc : $S_s / S_b = 0,98 > 0,50$

Conclusion

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc qu'il y'a un chevauchement des semelles et on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise de bâtiment, La conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose.



VII.7. Etude du radier général

Le radier général est un système de fondation composé d'une dalle en béton armé et occupant toute la surface d'emprise de la structure. Ce radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

VII.7.1. Pré dimensionnement du radier

a. Épaisseur de la dalle du radier

Puisque le radier sera calculé comme un plancher renversé la condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{20} < h_r < \frac{L_{max}}{10}$$

l : Distance maximale entre deux voiles. $l_{max} = 5.1 \text{ m}$

$$\frac{510}{20} < h_r < \frac{510}{10}$$

$$25.5 < h_r < 51 \text{ cm}$$

$$h_r > 25.5 \text{ cm}$$

Conclusion

La hauteur du radier qui satisfait toutes les conditions $h_r = 30 \text{ cm}$

b. Pré dimensionnement de nervures

- **Largeur de la nervure**

La largeur de la nervure doit satisfaire aux condition suivante → Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{Max}}{10}$$

$$L_{Max} = 5.1 \text{ m} \quad \rightarrow \quad b \geq \frac{510}{10}$$

$$b \geq 51 \text{ cm} \rightarrow b = 55 \text{ cm dans les deux sens}$$

- **L' hauteur de la nervure :**

La hauteur de nervures se calcule par la formule de la flèche:

$$\frac{L_{max}}{10} \geq h_{n1} \geq \frac{L_{max}}{15}$$

$$L_{max} = 5.1 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \frac{510}{10} \geq h_{n1} \geq \frac{510}{15} \quad \rightarrow \quad 51 \geq h_{n1} \geq 34$$

$$\text{Soit } h_{n1} = 40 \text{ cm}$$



- **Condition de la rigidité :**

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique.

l'expression de la longueur élastique est donnée par: $L_{\text{Max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec: } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I: Inertie de la section transversale du radier $[I = \frac{b \times h^3}{12}]$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^4 \text{ MPa}$

L_e : longueur élastique (m)

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen)

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ pour un très bon sol.

b : largeur de radier par bande d'un mètre ($b=1\text{m}$).

$$\text{donc } h_{N2} \geq 3 \sqrt{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 69.61 \text{ cm On prend: } h_{N2} = 70 \text{ cm}$$

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1}, h_{N2}) = \text{Max} (0,40,0,70)$$

On prend : $h = 0,70\text{m}$.

× **Résumé**

Epaisseur de la dalle du radier $h = 30 \text{ cm}$

Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 70\text{cm} \\ b = 55\text{cm sens } (x - x) \text{ et } b = 55\text{cm sens } (y - y) \end{cases}$

VII.7.2. Détermination de la surface du radier :

$$\sigma_{\text{max}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{P_{\text{ser}}}{S_y} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S_r = \frac{P_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{Avec :}$$



S_r : Surface du radier.

P_{ser} : Poids total à l'ELS

Le poids total de la structure est:

$$P_{ser} = 35412.85 \text{ KN}$$

Donc :

$$S_r \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{35412.85}{200} = 177.06 \text{ m}^2$$

La surface de bâtiment est:

$$S_{batiment} = 388.8 \text{ m}^2$$

On constate que La surface de radier (S_r) est inferieur a la surface de bloc (S_b), donc on adopte un radier général sur tout la surface de bloc plus un débord sur le périphérique.

$$S_{radier} = S_{batiment} + S_{debord}$$

$$S_{debord} = 0,3 \times 112.7 = 33.81 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = 388.8 + 33.81 = 422.61 \text{ m}^2$$

- **Vérification :**

D'après CBA93 (article A.5.1.1) on doit vérifier la condition suivante:

$$\tau_u = \frac{y_u}{b_0 d} < 0,07 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec: $N_u = 1627.94 \text{ kN}$, $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$ $b_0 = 1 \text{ m}$

1m (une bande de 1m de 4,75longueur).

$$V_l = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{1627.94}{422.61} \times \frac{5.1}{2} \times 1 = 9.82 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{y_u}{b_0 d} = \frac{7.96}{1000 \times 270} = 3.63 \times 10^{-5} \text{ MPa} < 1,16 \text{ Mpacv}$$

VII.7.3. Caractéristiques géométrique :

- **Centre de masse du radier :**

$$XGR = 11.75 \text{ m}$$

$$YGR = 11.1 \text{ m}$$



- **Centre de masse de la superstructure :**

$$XG_s = 11.45 \text{ m}$$

$$YG_s = 10.8 \text{ m}$$

- **Excentricité entre GS et GR :**

$$e_x = |X_{Gr} - X_{Gs}| = 0.3 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_{Gr} - Y_{Gs}| = 0.3 \text{ m}$$

- **Calcul des inerties :**

$$I_x = 21961.2 \text{ m}^4$$

$$I_y = 11038 \text{ m}^4$$

VII.7.4. Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de notre ouvrage qui est sous l'effet des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1.5

$$\left(\frac{M_s}{M_r} > 1.5 \right)$$

Avec:

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec: $M_R = \sum M_0 + \nabla_0 h$

M_0 : moment à la base de la structure.

V_0 : effort tranchant à la base de la structure.

h : L'ancrage de bâtiment

M_0, V_0 sont déterminés à laide de l'ETABS.

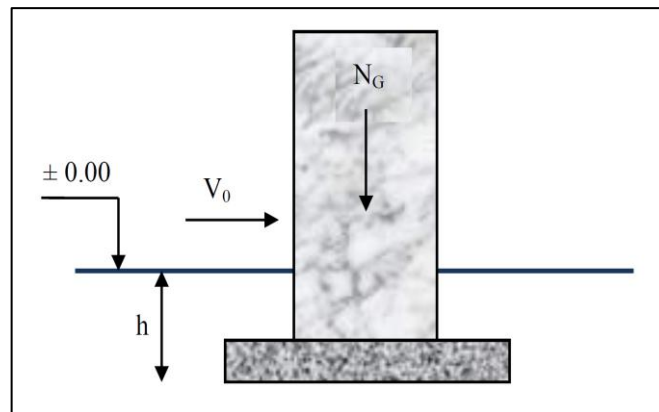


Figure VII.7 : Schéma statique du bâtiment.

* Sens X-X:

$$M_s = P_T \times X_G$$

Avec :

P_T : Poids de la structure y compris le poids du radier.

P_S : Poids de la structure.

P_R : Poids de radier

X_G : La position de gravité

Donc:

$$\{M_s = P_T \times X_G \rightarrow M_s = 41104.94 \times 11.75 = 482983.04 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} M_0 = 74256.27 \text{ Kn.m} \\ V_0 = 5288.26 \text{kn} \end{cases}$$

$$\rightarrow M_{rx} = 74256.27 + 5288.26 \times 3 = 90121.05$$

$$\rightarrow \frac{M_s}{M_{rx}} = \frac{482983.04}{90121.05} = 5.35 > 1.5 \dots \dots \dots CV$$

* Sens X-X:

$$\{M_s = P_T \times X_G \rightarrow M_s = 41104.94 \times 11.1 = 456264.83 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_0 = 71536.74 \text{ Kn.m} \\ V_0 = 5100.65 \text{ kn} \end{cases}$$

$$\rightarrow M_{rx} = 71536.74 + 5100.65 \times 3 = 86838.69 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow \frac{M_s}{M_{rx}} = \frac{456264.83}{86838.69} = 5.25 > 1.5 \dots \dots \dots CV$$



Le rapport de moment de stabilité et de moment de renversement est supérieur à 1.5, donc la structure est stable dans les deux sens.

VII.7.5. Calcul des contraintes:

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par:

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{41104.94}{422.61} = 97.26 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 97.26 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{ser} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

À l'ELU :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2) % μ Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{v.v}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{XX}} Y_G$$

▪ Sens X-X

$$\sigma_1 = \frac{56237.90}{422.61} + \frac{90121.05 \times 11.75}{11038} = 229 \text{ kN/m}^2 = 2.29 \text{ bars} < 1.5 \sigma_{sol} = 1.5 \times 2 = 3 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{56237.90}{422.61} - \frac{90121.05 \times 11.75}{11038} = 37.13 \text{ kN/m}^2 = 0.37 \text{ bars} > 0$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 2.29 + 0.37}{4} = 1.81 \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \dots \dots \dots \text{CV}$$

▪ Sens Y-Y

$$\sigma_1 = \frac{56237.90}{422.61} + \frac{86838.69 \times 11.1}{21961.2} = 176.96 \text{ kN/m}^2 = 1.76 \text{ bars} < 1.5 \sigma_{sol} = 1.5 \times 2 = 3 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{56237.90}{422.61} - \frac{86838.69 \times 11.1}{21961.2} = 89.13 \text{ kN/m}^2 = 0.89 \text{ bars} > 0$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 1.76 + 0.89}{4} = 1.54 \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.



VII.7.8. Ferrailage du radier

Le radier est assimilé à un plancher renversé s'appuyant sur des poutres et soumis à la réaction du sol. Il est décomposé en panneaux de dalle simplement appuyés sur le contour. Rappelons que l'épaisseur du radier est de 30 cm.

Considérons au milieu de chaque portée : l_x et l_y une bande de 1 m de largeur.

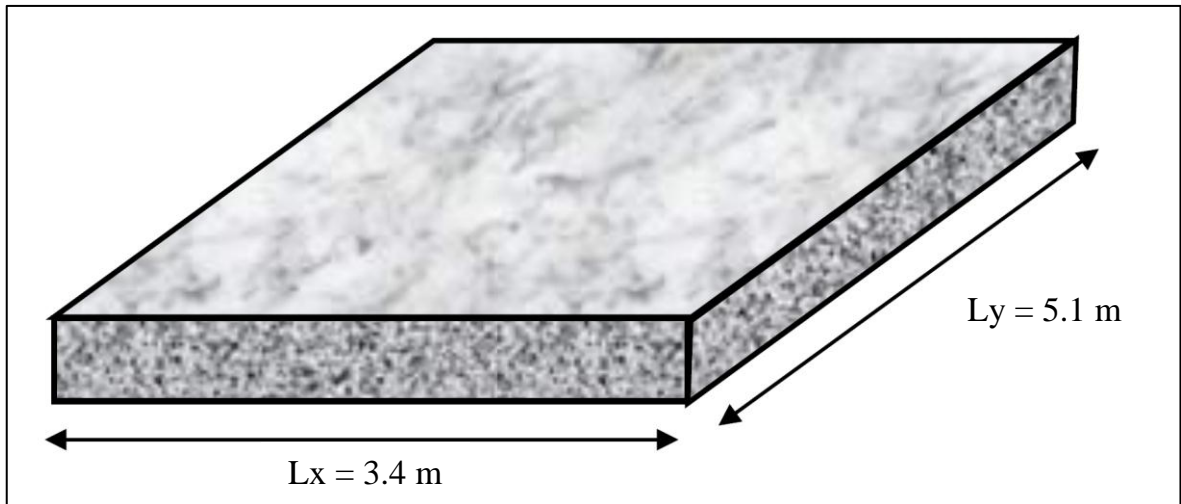


Figure VII.8 : Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité

a) Ferrailage de la dalle du radier

Si $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1.0 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Si $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

$0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 1 \leq 1.0 \rightarrow$ Donc La dalle travaille dans les deux sens.

La dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

▪ Panneau de rive

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x \\ M_{ty} = 0.85M_y \end{cases}$$

$$\text{Moment sur appuis: } \begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x & (\text{appui de rive}) \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x & (\text{autre appui}) \end{cases}$$



- **Panneau intermédiaire**

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x \\ M_{ty} = 0.75M_y \end{cases}$$

$$\text{Moment sur appuis: } M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$$

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes:

- **ELU**

$$q_u = \sigma_m \times 1\text{ml} = 181\text{KN/m}$$

- **ELs**

$$q_s = \sigma_m \times 1\text{ml} = 97.26\text{KN/m}$$

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires, on a:

$$\text{ELU: } v = 0 \rightarrow \mu_x = 0.0737\mu_y = 0.3753$$

$$\text{ELs: } v = 0.2 \rightarrow \mu_x = 0.0792\mu_y = 0.5351$$

- **Calcul des sollicitations**

· ELU:

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0737 \times 181 \times (3.4)^2 = 154.20 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.3753 \times 154.20 = 57.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x = 0.75 \times 154.20 = 115.65 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_y = 0.75 \times 57.87 = 43.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 77.1 \text{ KN.m}$$

· ELS:

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0792 \times 97.26 \times (3.4)^2 = 89.04 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.5351 \times 89.04 = 47.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x = 0.75 \times 89.04 = 66.78 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_y = 0.75 \times 47.64 = 35.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 44.52 \text{ KN.m}$$



Tableau VII.7 : Moments à L'ELU et L'ELS

	ELU (Kn.m)	ELS (Kn.m)
M_x	154.20	89.04
M_y	57.87	47.64
M_{tx}	115.65	66.78
M_{ty}	43.40	35.73
$M_{ax} = M_{ay}$	77.10	44.52

❖ Résultats de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, avec le moment maximal en travée et en appui en appliquant l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple .

Les résultats sont résumés dans le suivant

Avec :

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=30\text{cm}$; $d=0,9h=27\text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} B = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{2} A = \frac{M_u}{B \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Tableau VII.8 : Ferrailage de la dalle du radier

		M_u	μ	α	Z(cm)	As cal (cm ²)	Choix	As adp (cm ²)	St(cm)
Travée	X-X	115.65	0.11	0.15	28.7	11.6	8T14	12.32	15
	Y-Y	43.40	0.042	0.05	29.5	4.2	5T14	7.7	20
Appui	X-X	77.10	0.074	0.10	29.1	7.6	5T14	7.7	20
	Y-Y								

• Espacement:

$$\text{Esp} \leq \text{Min} (3h, 33\text{cm}) = S_f \leq \text{Min} (120\text{cm}, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Sens x-x:

$$S_f = \frac{100}{8} = 12,5\text{cm} < 33\text{cm} \text{ On prend } S_t = 15\text{cm}$$

Sens y-y:

$$S_f = \frac{100}{5} = 20 < 33\text{ cm} < 33\text{cm} \text{ On prend } S_t = 20\text{m}$$



VII. 7. 9. Vérifications nécessaires:

1. Condition de non fragilité:

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 3,26\text{cm}^2 < 7,17\text{cm}^2$$

Donc on prend : $A_x = 5T14 = 7,70 \text{ cm}^2$

Escapement : $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$ ($St = 20\text{cm}$)

2. Vérification des contraintes à l'ELS: Remarque :

Tableau VII.9 : Vérification a L'ELS du Ferrailage de la dalle

		M_u	As adp (cm ²)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
Travée	X-X	66.78	12.32	7.28	15	237.5	210	Non Vérifie
	Y-Y	35.73	7.7	4.64	15	199.2	210	Vérifie
Appui	X-X	44.52	7.7	5.79	15	248.2	210	Non Vérifie
	Y-Y							

× Remarque :

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrailages .

Tableau VII.10 : Vérification a L'ELS du Ferrailage de la dalle

		M_u	Choix	As adp (cm ²)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
Travée	X-X	66.78	8T16	16.08	6.64	15	184.4	210	Vérifie
	Y-Y	35.73	8T14	12.32	3.9	15	127.1	210	Vérifie
Appui	X-X	44.52	8T14	12.32	4.86	15	158.3	210	Vérifie
	Y-Y								

3. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{q \cdot 1}{bd} = \frac{97.26 \times 1 \times 10}{100 \times 30} = 0,32\text{MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.



$$A_y = \frac{A_r}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,93 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_y = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 30 \text{ cm}$

× **Ferraillage du radier**

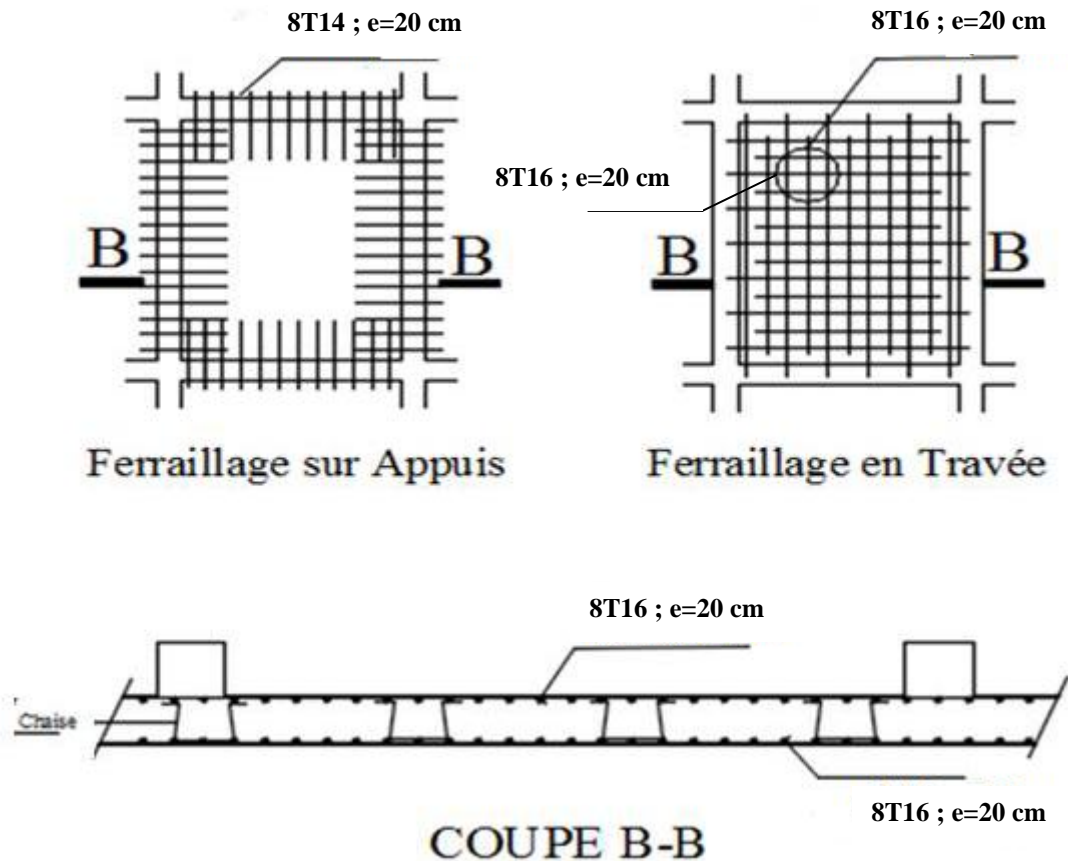


Tableau VII.9 : Ferraillage du radier en Travée et sur Appuis

VII.7.10. Ferraillage des nervures:

1. Calcul des efforts:

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99 [1]).

$$\text{On a: } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis: } M_a = 0,50M_0$$

2. Calcul des armatures:

$$b = 55 \text{ cm}, h = 70 \text{ cm}, d = 63 \text{ cm}$$



· Sens (x-x):

$$L = 3 \text{ m}, P = 181 \text{ kN/ml}, M_0 = 203.62 \text{ kNm}$$

· Sens (y-y):

$$L = 4.75 \text{ m}, P = 181 \text{ kN/ml}, M_0 = 510.47 \text{ kNm}$$

Tableau VII.11 : Choix d'armatures sens X-X

		M_u	μ	α	Z(cm)	As cal (cm ²)	Choix	As adp (cm ²)
Travée	X-X	173.07	0.056	0.072	61.19	8.13	7T14	10.78
Appui		101.81	0.033	0.042	61.95	4.72	7T12	7.92

Tableau VII.12 : Choix d'armatures sens Y-Y

		M_u	μ	α	Z(cm)	As cal (cm ²)	Choix	As adp (cm ²)
Travée	Y-Y	433.89	0.140	0.190	58.22	21.42	7T20	21.99
Appui		255.23	0.083	0.108	60.28	12.17	7T16	14.07

· **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0.1f_{28j} \cdot 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{97.26 \times 4.75}{2} = 230.99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{230.99 \times 10^3}{550 \times 630} = 0.67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{vérifie}$$

× **Armatures transversales**

· BAEL 91 modifier 99 :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}^K}{0.8 f_e} (= 1 \text{ Pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right) = 0.4 \text{ MPa}$$



· RPA99 (version 2003) :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) = 15\text{cm} \dots \dots \text{Zonenodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 35\text{cm}$$

$$\phi \leq \text{min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l, \frac{b}{10} \right) = 1.6 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \quad f_{t28} = 2.1\text{MPa} \quad f_e = 400\text{MPa}, \tau_u = 0.66\text{MPa}$$

$$b = 55 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm} \quad d = 0.9h = 63 \text{ cm}$$

Tableau VII.13 : Espacement des armatures transversales

sens	Section	Zone	St [RPA 99] (cm)	St [RPA 99] (cm)	St Choisit (cm)
X-X	55×70	courant	35	40	25
Y-Y	55×70	nodale	15		15

Tableau VII.14 : Choix des armatures transversales

sens	Section	Zone	St Choisit (cm)	ϕ_t (mm)	$A_{t\text{cal}}$ (cm ²)	Choix	$A_{t\text{adp}}$ (cm ²)
X-X	55×70	courant	25	10	3.75	6T10	4.71
Y-Y	55×70	nodale	15		3.75	6T10	4.71



- **Ferraillage des nervures**

- Sens X-X :

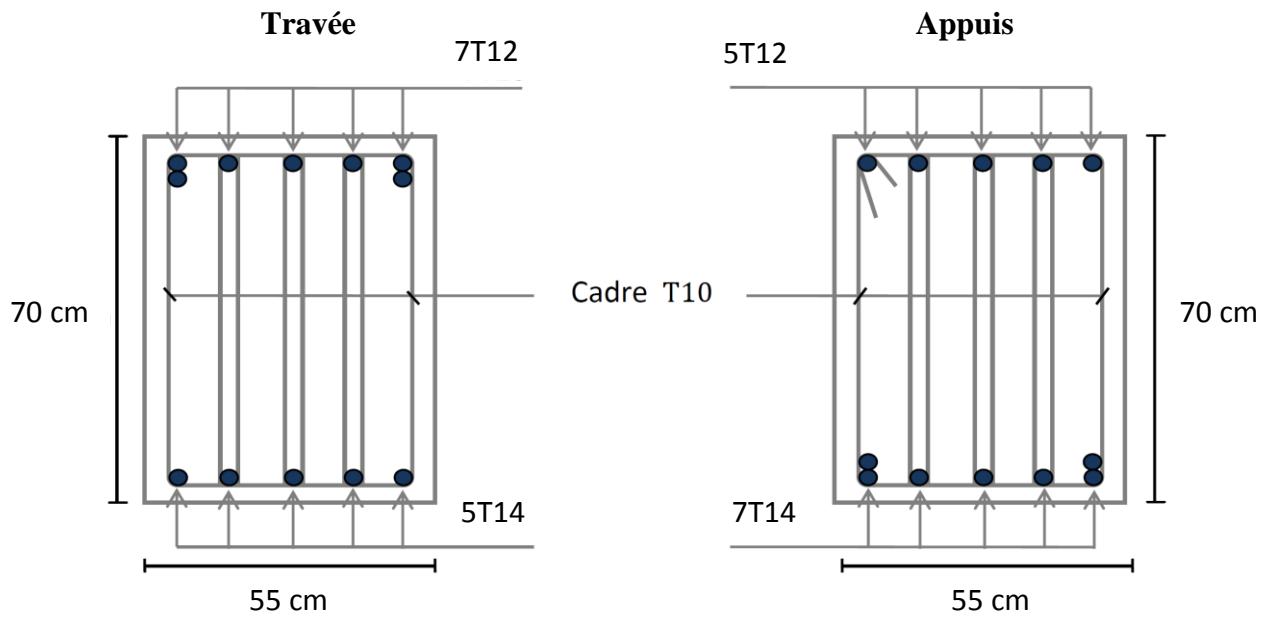


Figure VII.10 : Ferraillage des nervures sens X-X

- Sens Y-Y :

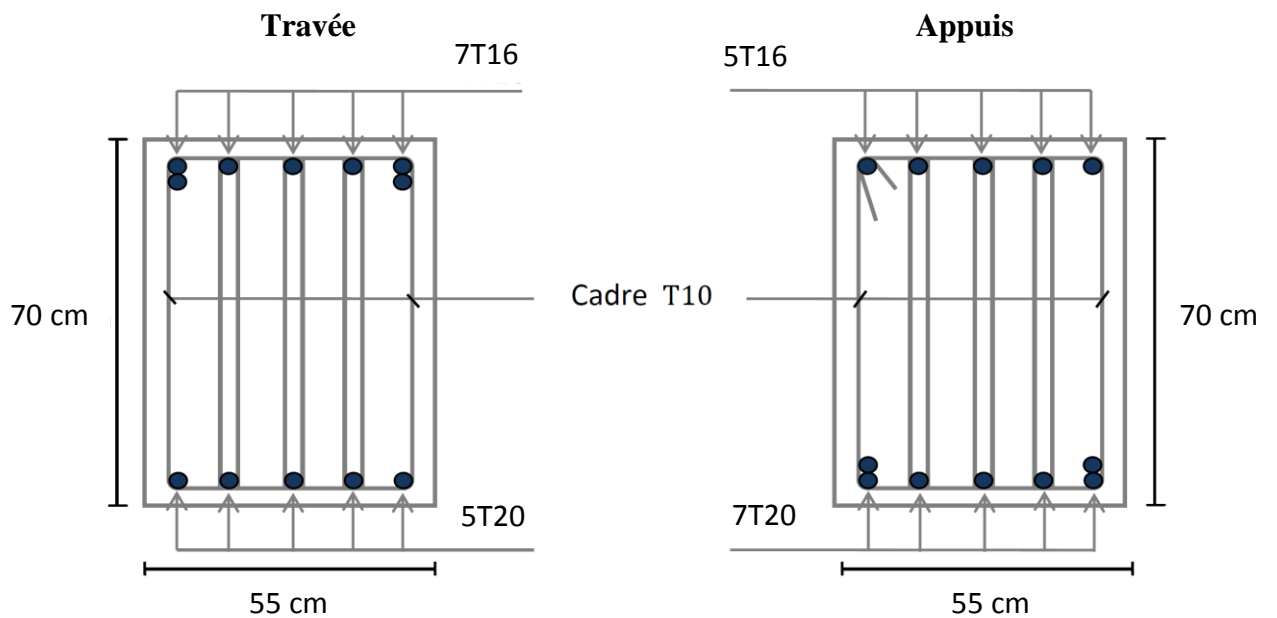


Figure VII.11 : Ferraillage des nervures sens Y-Y



VII.7.11. Ferrailage du débord

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $l = 0.30$ m, encastrée d'un côté et libre de l'autre, soumis à une charge uniformément répartie.

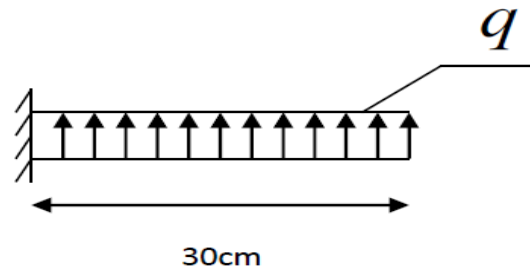
Le calcul se fera pour une bande de 1m et

Avec :

$$H = 30 \text{ cm}$$

$$d = 27 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$



Nous déduisons les moments à l'appui du débord à partir des contraintes auxquelles est soumis le radier

$$\begin{cases} q_u = 181 \text{ kn/m}^2 \\ q_{ser} = 97.26 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} ELU : M_U = q_u \times 1 \times \frac{l^2}{2} = 8.145 \text{ MN.m} \\ ELS : M_{Ser} = q_{ser} \times 1 \times \frac{l^2}{2} = 4.37 \text{ MN.m} \end{cases}$$

Les armatures suivant la longueur de la console seront déterminées à partir des moments par un calcul en flexion simple, nous aboutissons aux quantités d'armatures suivantes

$$\begin{cases} A_u = 0.87 \text{ cm}^2 \\ A_{ser} = 0.47 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Remarque

Nous remarquons que la section d'armature trouvée est beaucoup plus faible que celle obtenues aux appuis de rive des panneaux du radier.

Donc le ferrailage du débord sera fait par prolongement des armatures adoptées pour les panneaux.

Conclusion

Conclusion générale

Le travail de ce projet est une étape essentielle dans le cycle de formation d'un ingénieur. Il nous a permis d'utiliser les connaissances acquises durant son cursus universitaire, et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts, et le règlement régissant le domaine du bâtiment en général.

L'étude qui nous a été confiée, à savoir l'étude d'une structure **R+5** en béton armé a usage d'habitation contreventé par des voiles, dans les trois zones sismiques, a été menée en se basant sur toutes les connaissances acquises pendant notre cursus et des techniques apprises pendant le projet.

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le pré dimensionnement de la structure. Nous avons calculé ensuite les éléments secondaires (escaliers, plancher, acrotère), après on a fait l'étude dynamique de cette structure qui nous a permis de faire le ferrailage des éléments résistants et le calcul des fondations.

En fin à travers l'étude de ce projet on peut dire que :

- La conception de l'ouvrage en voiles - portiques a procuré une meilleure rigidité à la structure et une stabilité satisfaisante vis-à-vis des efforts sismiques.
- Pour des raisons économiques on a opté à diminuer les sections des poteaux chaque deux niveaux.
- Pour le ferrailage des poteaux, les calculs ont donné un ferrailage minimum (selon RPA99 modifié 2003 et selon chaque zone)
- L'économie est un facteur très important, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Nous avons énormément appris durant ce projet de fin d'études. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'étude et aussi un point de départ pour entamer d'autres études dans la vie professionnelle.

Références

✓ Règlements :

- [1] Règles parasismique Algérienne RPA99 modifié en 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.document technique réglementaire DTR-BC 2-41.
- [3] Charges permanentes et charges d'exploitations DTR.BC 2.2
- [4] BAEL 91modifié 99
- [5] Cours et TD pendant toute notre étude universitaire .
- [6] Béton armé aux états limites selon l'additif du BAEL 91,

✓ Livre :

- [7] Calcul des ouvrages en béton armé (RPA2003, CBA93) (Mr : y. Chérait).
- [8] Mémoires des années précédents (Etude de l'effet de zonage sismique sur la stabilité d'un bâtiment en béton armé -2020- par RANIA MAAROUF ET FATIMA ZOHRA MOUSSAOUI)

✓ Logiciel:

- AUTOCAD 2013 (Dessin).
- Excel 2010 (Calcul).
- Word 2010 (Traitement de texte).
- Power point 2010 (Présentation de mémoire).
- Paint (Traitement des images).

Annexe

Les organigrammes

Organigramme -1-

Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple

Cas général

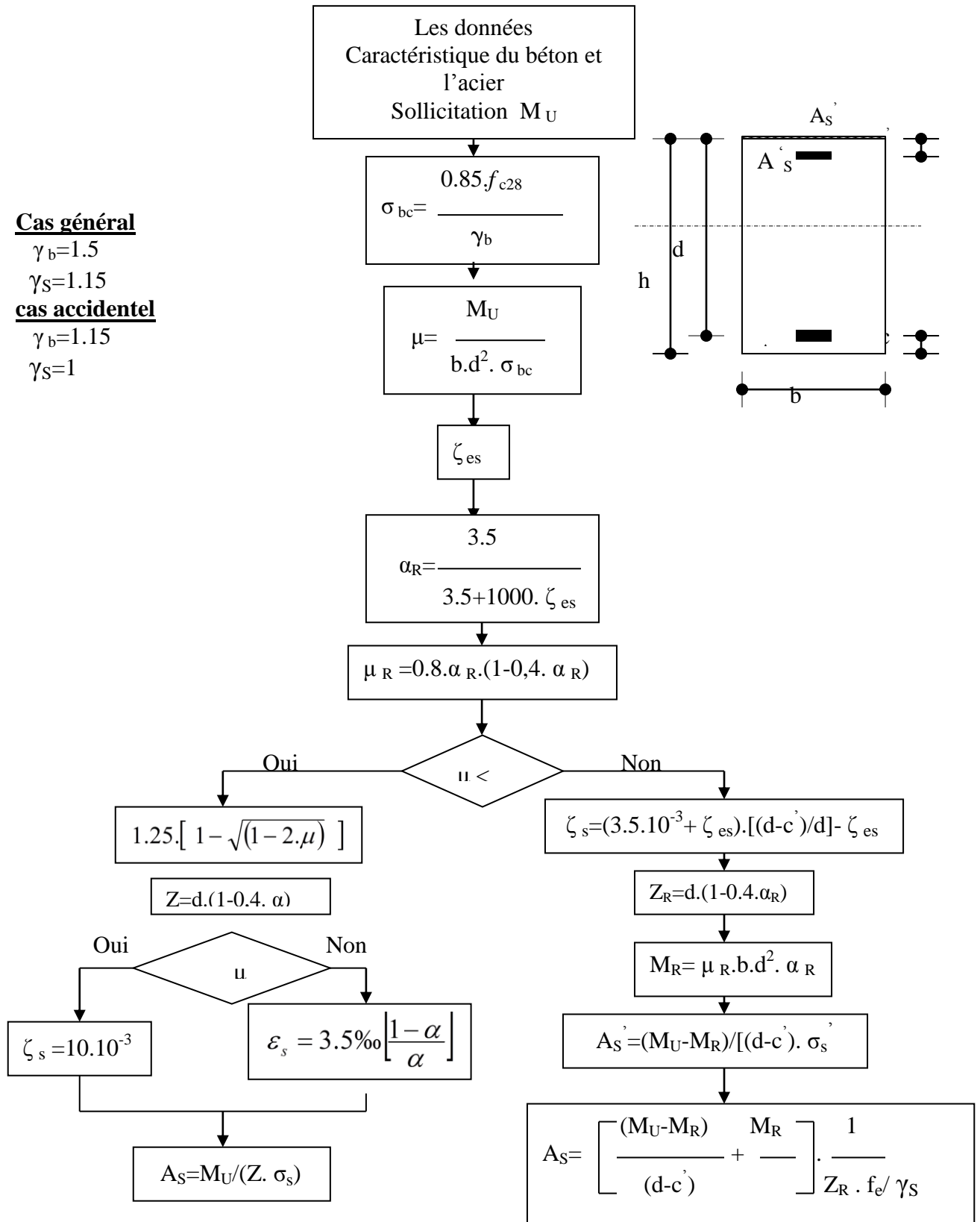
$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

cas accidentel

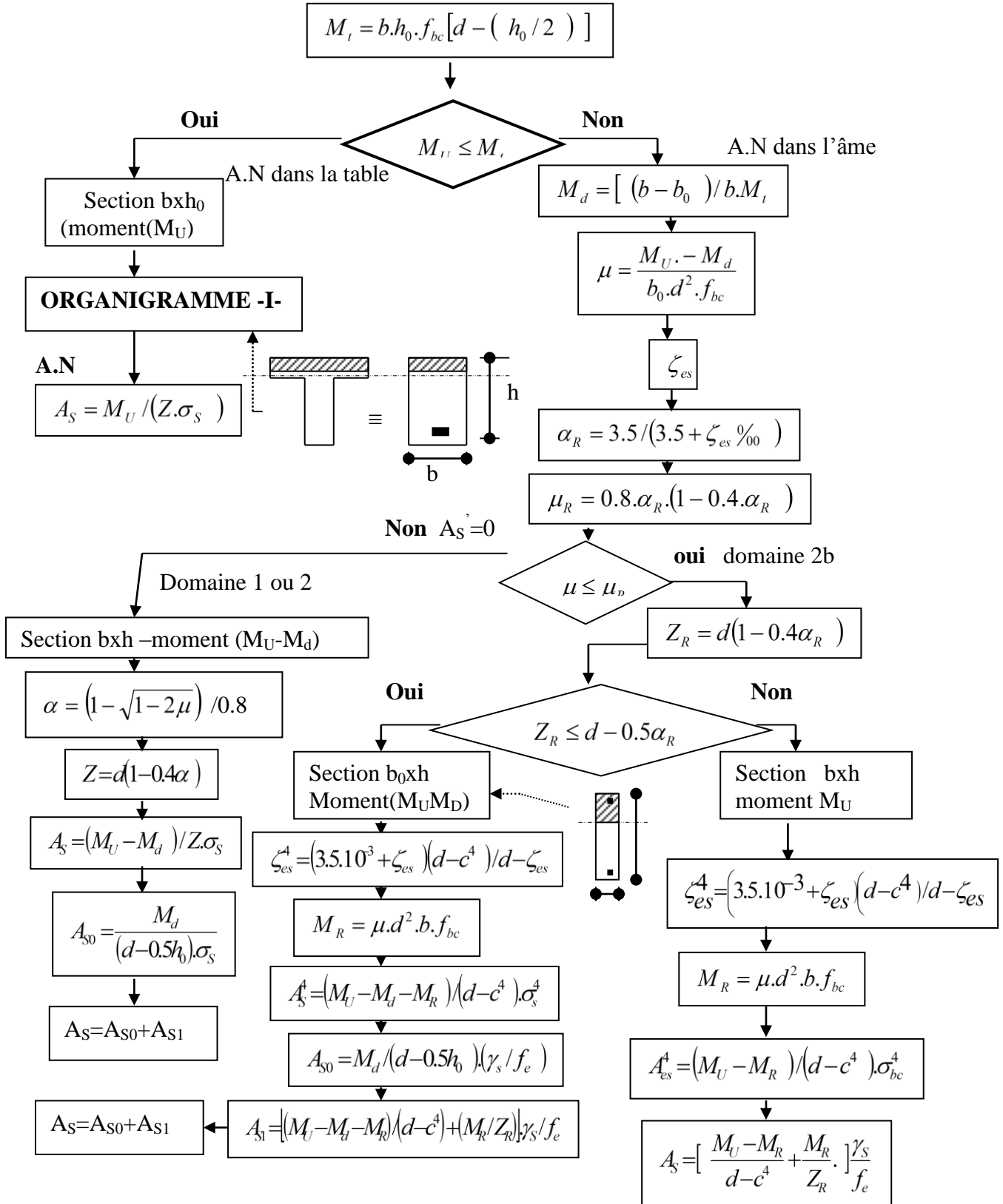
$$\gamma_b = 1.15$$

$$\gamma_s = 1$$



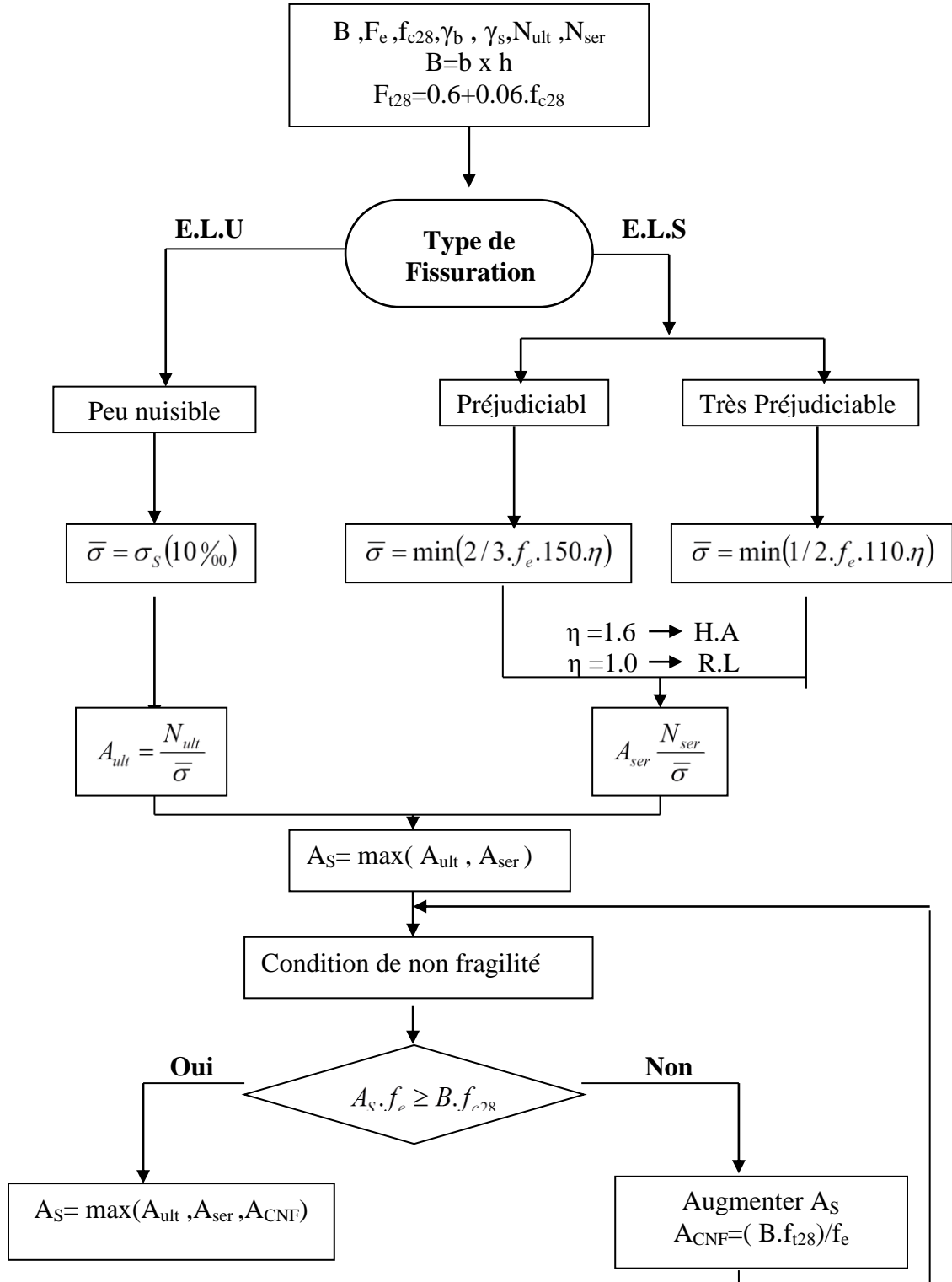
Organigramme -2-

Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple



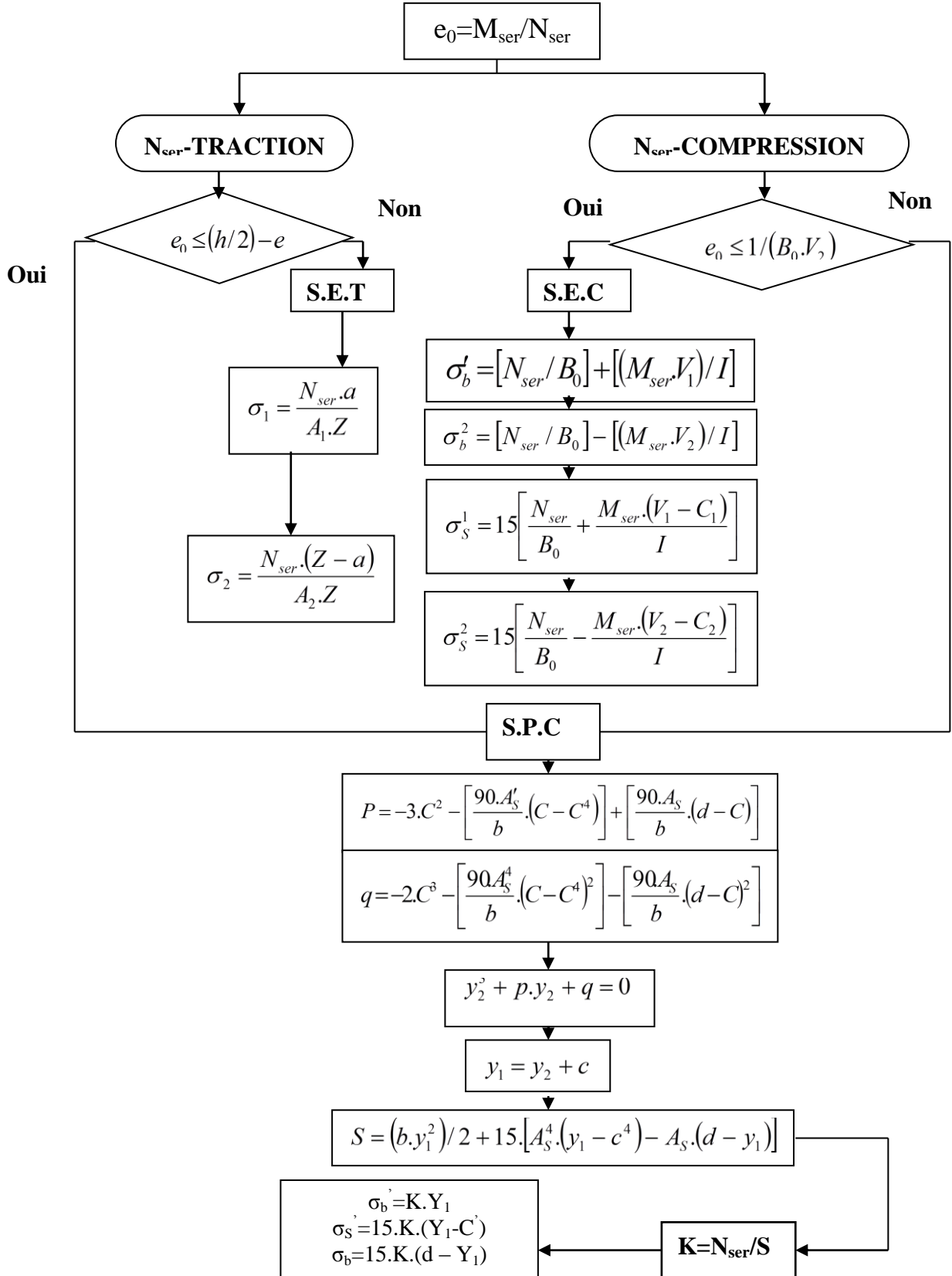
Organigramme -3-

Traction simple



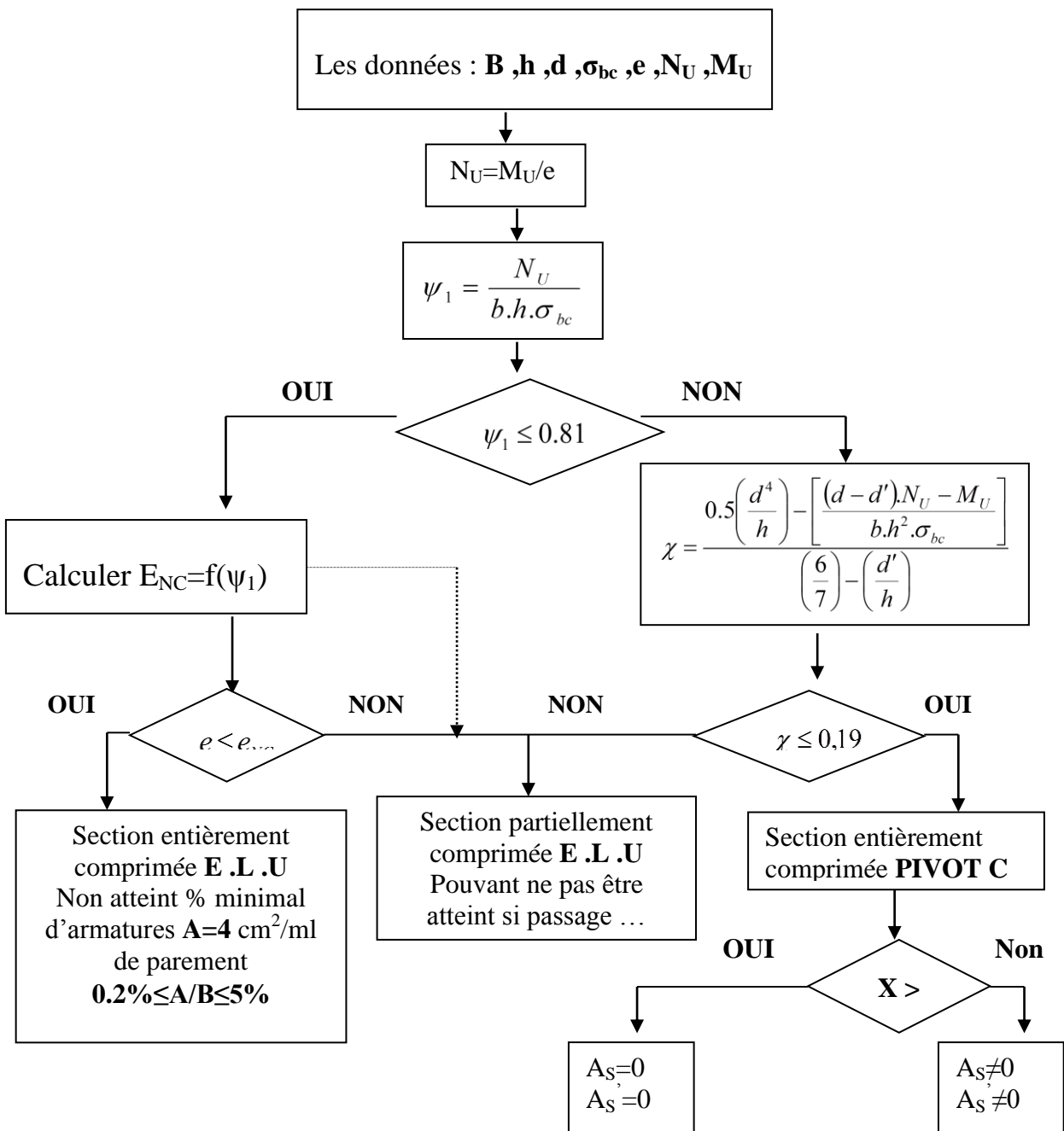
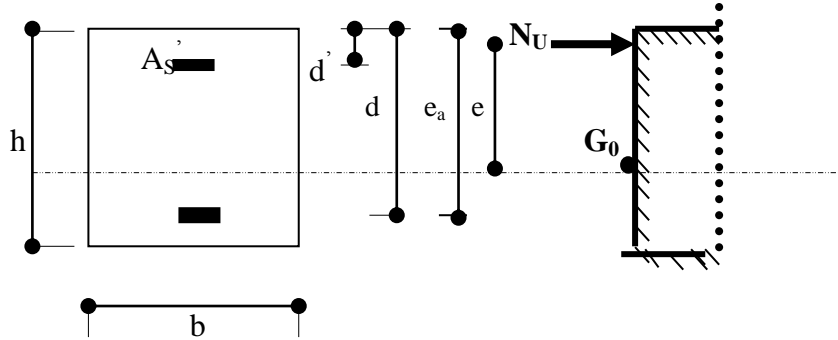
Organigramme-4-

Flexion composee à E.L.



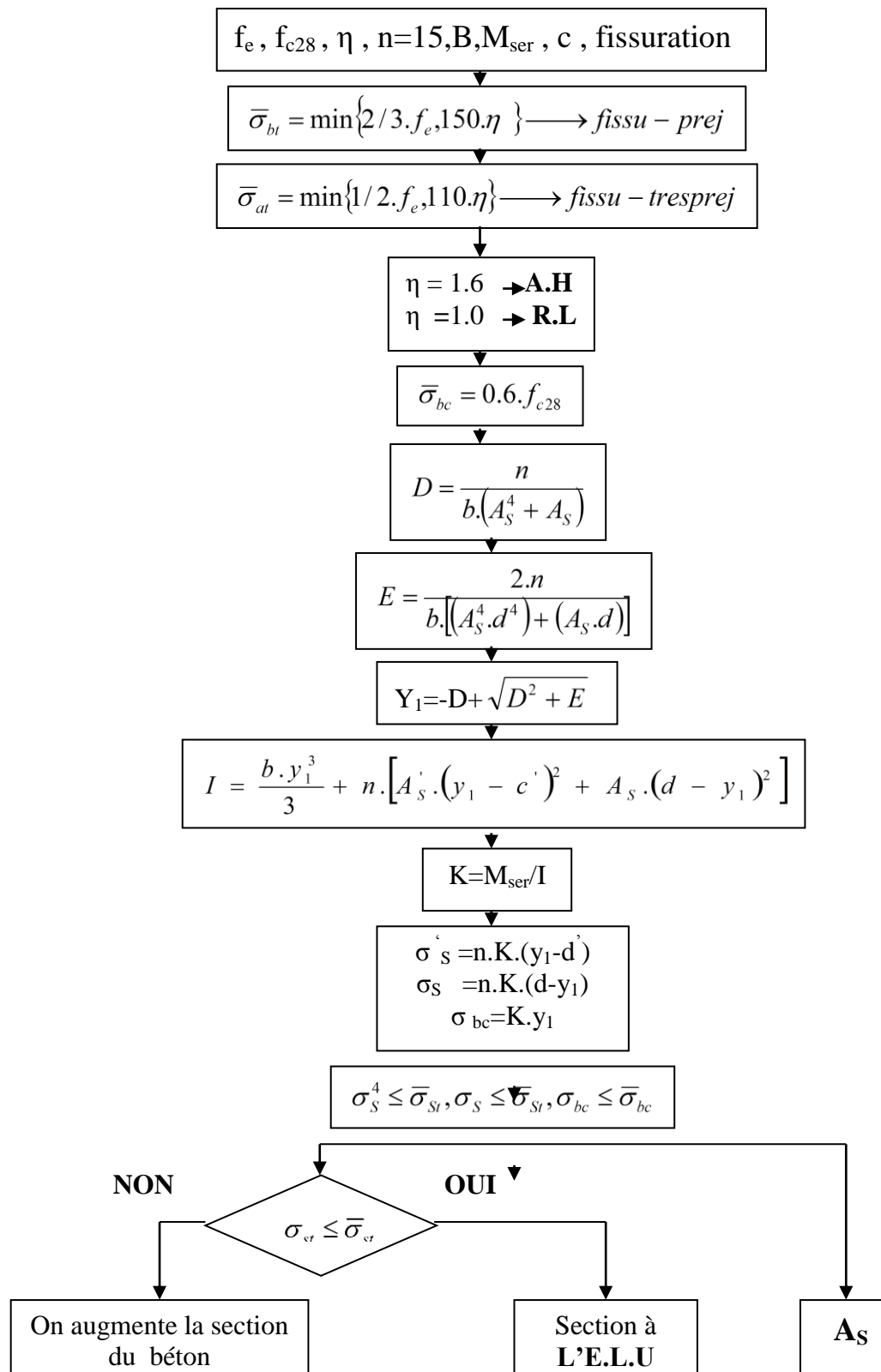
Organigramme -5-

Calcul d'une section rectangulaire A l'E.L.U en flexion composée



Organigramme -6-

Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-



Organigramme -7-

Calcul des armatures d' une poutre soumise

A l'effort tranchant

