

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

جامعة البليدة 1

UNIVERSITE BLIDA 1



كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME

DE MASTER EN GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

THEME

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION
ET COMMERCE R+10+ SOUS-SOL EN FORME (L)
AVEC DECROCHEMENT EN ELEVATION**

Présenté par :

M^{elle}. HAOUARI NOUR EL HOUDA ICHRAK

M^r. FERROUK BELKACEM

Devant les membres de jury :

Mr. KH. RAHMANI

U. Saad Dahleb-Blida

Président

Mr. W. YAHIAOUI

U. Saad Dahleb-Blida

Examinateur

Mr. DERBALA AMAR

U. Saad Dahleb-Blida

Promoteur

Blida, Juillet 2023

Résumé

Dans le cadre de la préparation de la soutenance du projet du fin d'étude, on a étudié une structure qui est en forme (L) à usage d'habitation et commercial en R+10+ Sous-Sol+terrasse inaccessible contreventée par des portiques et des voiles. Nous avons adopté une modification à notre projet en réduisant 02 niveaux sur le côté F3 se qui donne R+8 +Sous-sol cette structure est implanté à la wilaya de Blida (ZONE III)..

Ce projet est structuré comme suit :

Première partie : Une description général du projet ensuite le prédimensionnement les éléments de l'ouvrage, et enfin la descente des charge

Deuxième partie : Calcul et ferrailage des éléments structuraux et non structuraux

Troisième partie : Étude sismique

Quatrième partie : Etude de l'infrastructure totale ensuite seulement pour R+8 pour voir l'effet du décrochement sur les fondations

Le choix des différents éléments constituant la structure est fait conformément aux règlements utilisés actuellement en Algérie (RPA99V2003, BAEL91 modifié99 ...).

ملخص

في اطار التحضير لمناقشة مذكرة التخرج قمنا بدراسة هيكل على شكل (L) للاستخدام السكني والتجاري ويتكون من (طابق أرضي) + 10 طوابق و سطح لا يمكن الوصول إليه ،معوم باورقة و أشرعة. لُق أضفنا تعديلاً على مشروعا عن طريق تزج طابقين على جانب F3 ، مما يعطي طابق الأرضي + 8 طوابق ، بالإضافة إلى الطابق السفلي. يقع هذا الهيكل في ولاية البلدية (المنطقة الثالثة).

تتكون هذه الدراسة من اربعة اجزاء وهم :

الجزء الاول: البدا بالوصف العام للمشروع ثم اعطاء البعاد الولية للعناصر المكونة لها و عرض خصائص المواد و حمولة كل عنصر .

الجزء الثاني: دراسة العناصر الساسية و الثانوية للمبنى

الجزء الثالث: دراسة زلزالية

الجزء الرابع: دراسة البنية التحتية للمبنى ثم راسة البنية التحتية لتناطابق الارضي+8 طوابق فقط المتعددة من أجل رؤية التأثير على الأساسات

اختيار مختلف العناصر المشكلة للبنية صممت طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA99 /V2003,BAEL91modifie 99 ...)

Abstract

As part of preparing for the defense of our final year project, we have studied a structure in the shape of an (L) for residential and commercial use, consisting of 10 floors, a basement, and an inaccessible terrace, braced by columns and walls. We have made a modification to our project by reducing 2 levels on the F3 side, resulting in a ground floor + 8 levels, along with a basement. This structure is located in the Blida province (Zone III).

This project is structured as follows:

First part: a general description of the project then the pre-dimensioning of the elements of the structure, and finally the load descent.

Second part: Calculation and reinforcement of structural and non-structural elements .

Third part : Seismic study.

Fourth part: Infrastructure study, than we are going to focus on the R+8 structure, in order to assess the effect of the setback on the foundations.

The selection of the various components constituting the structure is done in accordance with the regulations currently used in Algeria (RPA99V2003, BAEL91 modifié99, etc.).

Remercîment

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la volonté et la santé
d'entamer et de terminer ce mémoire

Tout d'abord ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans
l'aide et l'encadrement de Mr Derbala, on le remercie pour la qualité de son
encadrement exceptionnel, pour sa patience et sa disponibilité durant notre
préparation de ce mémoire

Mes remercîments s'adressent aussi a tous mes professeurs qui ont fait leurs
efforts pour nous assurer une formation aussi complète, et a la grande patience
dont ils su faire malgré leurs charge académique et professionnelle

Je remercie aussi ma petite famille, ma source de vie d'amour et d'affection qui a
était toujours a mes coté pour leur encouragement et leur soutiens moral et leurs
conseils précieux tout au long de mes études il est impossible de mettre en mots à
quel point je suis reconnaissante pour tout ce que vous avez fait pour moi

Je tiens également a exprimer ma gratitude envers mes oncles, mes tantes, mes
cousins et cousines votre amour votre encouragements m'ont toujours donné la
force de continuer

Sans oublié mes amis Je tiens également a vous remercie pour les rires et les
sourires que vous avez ajoutés a ma vie , nos moment passes ensemble sont
remplis de joie et de souvenir précieux , vous m'avez toujours accepté tel que je
suis ,

je suis impatient de partager de nombreux autres moment avec vous

Merci au fond du cœur pour tout ce que vous êtes et tout ce que vous faites

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence Avec joie , fierté et respect, je

dédie cette mémoire

A Ceux que j'aime :

Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis d'arriver à ce stade d'éducation. Je le dédie aussi à : ma sœur Amel, et ma grande mère qui mon soutenus et crus en moi lors de mon parcours et à celle qui a partagé ce travail avec moi mon binôme Ferroukhi Belkacem, et à tous mes amis(e)

Khadija, Hanna, Yasmine Dr, Zaki, Abdelwahab Hem, Walid, Bilel,

Adem, Hassen Souf

*A tous les enseignants qui nous ont dirigés vers la porte de la réussite.
Merci à tous À tous ceux qui croient en moi et en mes rêves dans le domaine
du génie civil.*

*Votre confiance et vos encouragements m'ont permis de repousser mes limites
et de me réaliser pleinement*

Que Dieu le Tout Puissant vous garde et vous procure santé et bonheur.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes chers Parents Qui m'ont soutenue et encouragée, À mes frères et mes sœur et a mon binôme Haouari Nour el Houda Ichrak, A tous mes amis Aissa , Zinou , Walid et a ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire

*A tous les enseignants qui nous ont dirigés vers la porte de la réussite
Aucun langage ne saurait exprimer mon respect et ma considération pour
votre soutien et encouragements.*

Je vous dédie ce travail en reconnaissance de l'amour que vous m'offrez quotidiennement et votre bonté exceptionnelle. Que Dieu le Tout Puissant vous garde et vous procure santé et bonheur.

*Votre confiance et vos encouragements m'ont permis de repousser mes limites
et de me réaliser pleinement*

Sommaire

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1.Introduction	2
I.2. Présentation du bâtiment.....	2
I.3.Ossature et système constructif	3
I.3.1. l'ossature (la conception).....	3
I.3.2.Les planchers.....	3
I.3.3. Les escaliers.....	3
I.3.4. Maçonnerie.....	3
I.3.5. Balcon	4
I.3.6. Ascenseurs	4
I.3.7. Revêtement.....	4
I.4. Les caractéristique des matériaux	5
I.4.1.Le Béton	5
I.4.1.1.Composition du Béton.....	5
I.4.1.2.Caractéristiques physiques et mécanique du béton.....	6
I.4.2-Acier.....	9

CHAPITRE II: PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

II .1.Introduction.....	18
II.2.Pré-dimensionnement des planchers.....	18
II .2.1.Plancher corps creux.....	18
II .2.2. Plancher dalle pleine.....	19
II .3.Prédeimensionnement des poutres	19
II .3.1.Les poutres porteuses	19
II .3.1.Les poutres non porteuses_.....	20
II .4.Prédimensionnement des poteaux	21
II .4.1.Evaluation des charges et surcharges.....	21
II .4.2.Descente de charge.....	24
II .4.3.Pré-dimensionnement des poteaux.....	28
II .4.4.Critère de résistance	30
II .4.5. L'effort normal réduit	32
II .4.6. La raideur.....	35
II-5 pré-dimensionnement des voiles	37

CHAPITRE III: CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1.Etude des planchers.....	39
III.1.1.Introduction	39
III.1.2. Plancher en corps creux.....	39
III.1.3.Plancher en dalle pleine.....	58
III.2.Escalier.....	63
III .3. L'acrotère	74
III.4. Balcons.....	78

CHAPITRE IV: ÉTUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.1. Introduction.....	84
IV.2. Étude dynamique.....	84
IV.3.L'objectif du l'étude dynamique	84
IV.4.Méthode de calcul.....	84
IV.5- Calcul de la force sismique totale.....	86
IV.6- Résultats de l'analyse sismique.....	89
IV.7-Justification du choix du coefficient de comportement.	95
IV.8- Calcul et Vérification du déplacement	96
IV.9- Vérification de l'effort normal réduit.....	98
IV.10-Vérification vis-à-vis l'effet P- Δ	98

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1. Introduction.....	101
V.2-Ferraillage des poteaux:.....	92
V.2.1.Introduction.....	92
V.2.2.Combinaison d'action	92
V.2.3Choix des armatures des poteaux	105
V.2.4. Les vérification :	105
V.2.5.Ferraillage transversal des poteaux	108
V.2.6. Ferraillage des Poteaux du Sous-sol.....	110
V.2.7Vérifications.....	112
V.3.Les Poutres.....	115
V.3.1.Introduction.....	115
V.3.2.Combinaisons d'actions.....	115
V.3.2Choix des armatures des poutres.....	117
V.3.3Les vérification.....	118
V.3.4. Calcul des armatures transversales.....	120
V.3.5.Recouvrement des armatures longitudinales.....	121
V.3.7. Vérification de la flèche.....	122
V.4-Les voiles.....	125

CHAPITRE VI: ETUDE DES FONDATIONS

VI.1. Etude des fondations.....	130
VI.2. Calcul des fondations.....	131
VI.2.1. Semelle isolée	131
VI.2.2. Semelles filantes	134
VI.2.3. Radier General.....	136
VI.2.3.1. Introduction :.....	136
VI.2.3.2. Surface nécessaire.....	136
VI.2.3.3. Pré dimensionnement de radier :.....	137
VI.2.3.3. Pré dimensionnement de radier :.....	138
VI.2.3.5. Caractéristique géométriques du radier	139
VI.2.3.6. Vérification de la stabilité du radier.....	140
VI.2.3.7. Calcul des contraintes.....	142
VI.2.3.8.Ferraillage du radier	144
VI.2.3.8.1.Ferraillage de la dalle du radier:.....	144

VI.2.3.8.3.Ferraillage des nervures.....	148
VI.3. Etude des fondations du R+8(seul)	152
VI.4.Voile périphérique.....	155
VI.4.Introduction.....	155
V.I.4.2.Prédimensionnement.....	155
VI.4.3.Evaluation des charges.....	156
VI.4.4.Effort sur la dalle.....	156
VI.4.5. Calcul du ferraillage.....	157
Conclusion générale.....	160

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I-1: Diagramme contraintes déformations	7
Figure I-2: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion)	8
Figure I-3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS	8
Figure I-4 : diagramme contrainte-déformation d'acier.....	9
Figure I-5 : Vue en plan niveaux RDC de la structure.....	11
Figure I-6 : Vue en plan niveaux étage courant de la structure.....	12
Figure I-7 : Vue en plan de toiture de la structure	13
Figure I-8 : Vue en plan de la façade principale de la structure.....	14
Figure I-9 : Coupe A-A de la structure.....	15
Figure I-10 : Vue en plan de fondation de la structure.....	16

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Figure II-1: Coupe vertical du plancher (étage courant)	22
Figure II-2 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible	23
Figure II-3 : Coupe de voile en élévation.....	37
Figure II-4 : Coupes de voiles en plan pour différents cas	37

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III-1: corps creux	39
Figure III-2 : Schéma de poutrelle.....	39
Figure III-3 : Diagramme des moment a l'ELU de 3 través	46
Figure III-4 : Diagramme des moment a l'ELS de 3 través.....	46

Figure III-5 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU de 3 través	47
Figure III-6 : :Diagramme des efforts tranchants a l'ELS de 3 través	47
Figure III-7 : Diagramme des moment a l'ELU de 4 través	48
Figure III-8 : Diagramme des moment a l'ELS de 4 través.....	48
Figure III-9 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU de 4 través	49
Figure III-10 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS de 4 través	49
Figure III-11 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	56
Figure III-12 : dalle pleine.	58
Figure III-13 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	61
Figure III-14 : Schéma de ferrailage d'une bande de 1m de la dalle pleine.	62
Figure III-15 : Escaliers droit.....	63
Figure III-16 : Schéma statique d'escalier.	58
Figure III-17 : les charges appliquées sur l'escalier.	65
Figure III-18 : Diagrammes des sollicitations ELU.....	66
Figure III-19 : Diagrammes des sollicitations ELS.	67
Figure III-20 : Schéma de ferrailage d'escalier.	73
Figure III-21 : Dimension de l'acrotère.	74
Figure III-22 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	77
Figure III-23 : Schéma statique d'un balcon.....	78
Figure III-24 : Schéma de ferrailage d'une bande de 1m de balcon.....	81
Figure III-25 : Schéma de ferrailage de balcon.	82

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

Figure IV-1 : modélisation de notre structure dans l'ETABS.	85
Figure IV-2 : spectre de réponse	86
Figure IV-3 : Le 1 ^{er} mode : translation parallèlement à x-x.....	90
Figure IV-4 : Le 2 ^{ème} mode : Rotation	90
Figure IV-5 : Le 3 ^{ème} mode : Rotation	90

Figure IV-6 : 1^{er} Disposition des voiles qui ne vérifient pas.	91
Figure IV-7 : 2^{ème} Disposition des voiles qui ne vérifient pas	91
Figure IV-8 : Le modèle finale de la disposition des voiles	92
Figure IV-9 : Les déplacements de la structure suivant X et Y d'après ETABS	96

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure V-1 : Ferrailage d'après SOCOTEK.	104
Figure V-2 : Vérification de L'ELS d'après SOCOTEK	105
Figure V-3 : Ferrailage poteau du Sous-Sol	112
Figure V-4 : Ferrailage poteau 50x50	113
Figure V-5 : Ferrailage poteau 45x45	113
Figure V-6 : Ferrailage poteau 40x40	113
Figure V-7 : les valeurs des moments sur la poutre la plus sollicitée d'après ETABS	116
Figure V-8 : Le Schéma de la poutre la plus sollicitée d'après ETABS	116
Figure V-9 : Ferrailage de la poutre la plus sollicitée en appui	117
Figure V-10 : Ferrailage de la poutre la plus sollicitée en travée	117
Figure V-11 : Arrêt des barres	121
Figure V-12 : Ferrailage des poutres secondaires en appui	123
Figure V-13 : Ferrailage des poutres secondaires en travée	123
Figure V-14 : Ferrailage des poutres principales (travée et appuis)	124
Figure V-15 : les voiles sur ETABS.	126
Figure V-16 : Ferrailage des voiles	128

CHAPITRE VI: ETUDE DES FONDATIONS

Figure VI-1 : semelle isolé sous poteau.....	131
Figure VI-2 : Semelle filante	134
Figure VI-3 : Radier nervuré	136
Figure VI-4 : Schéma statique du bâtiment.....	140
Figure VI-5 : Contraintes sous le radier	142
Figure VI-6 : Ferrailage de la dalle du radier	151
Figure VI-7 : Ferrailage des nervures sens X-X Travée	151
Figure VI-8 : Ferrailage des nervures sens X-X Appui.....	151
Figure VI-9 : Ferrailage des nervures sens Y-Y Travée	151
Figure VI-10 : Ferrailage des nervures sens Y-Y Appui.....	151
Figure VI-11 : Ferrailage de voiles périphérique	159

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I-1 caractéristiques géométrique de la structure.....	3
--	---

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Tableau II-1 : Charges due aux planchers à corps creux d'étage courant.	22
Tableau II-2 : charges due aux plancher terrasse inaccessible.....	23
Tableau II-3 : charges due aux plancher à dalle pleine.....	23
Tableau II-4 : charge due eux mur extérieur à double cloison.....	24
Tableau II-5 : La descente de charge sur le poteau central pour R+10.	26
Tableau II-6 : La descente de charge sur le poteau central R+8.	26
Tableau II-7 : pré-dimensionnement du poteau central R+10..	28
Tableau II-8 : pré-dimensionnement du poteau central R+8..	29
Tableau II-9 : Vérification du critère de résistance pour R+10.....	30
Tableau II-10 : Vérification du critère de résistance pour R+8..	31
Tableau II-11 : Vérification de l'effort normale réduit R+10.....	32
Tableau II-12 : l'effort normal réduit vérifié pour R+10.....	33
Tableau II-13 : Vérification de l'effort normale réduit R+8.....	33
Tableau II-14 : l'effort normal réduit vérifié pour R+8.....	34
Tableau II-15 : Vérification de la raideur... ..	35
Tableau II-16 : La raideur vérifié.	36
Tableau II-17 : Pré-dimensionnement finale des poteaux... ..	36

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III-1 : Sections d'armatures en travée.	51
Tableau III-2 : Section d'armatures sur appuis	51
Tableau III-3 : Vérification de la contrainte de béton	54
Tableau III-4 : Calcul de ferrailage	60
Tableau III-5 : vérification des contraintes à L'ELS.....	61
Tableau III-6 : Combinaison de charge	64
Tableau III-7 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U).....	68
Tableau III-8 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)	68
Tableau III-9 : Ferrailage d'escalier	69
Tableau III-10 : Vérification à l'ELS..	71
Tableau III-11 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	73
Tableau III-12 : Vérification de la flèche).	73

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

Tableau IV-1 : valeur d ξ (%).....	87
Tableau IV-2 : valeur de pénalités P_q	88
Tableau IV-3 : Participation massique du modèle initial (La période)	89
Tableau IV-4 : Participation massique du modèle finale (La période)	93
Tableau IV-5 : vérification de l'effort tranchant chaque étage	95
Tableau IV-6 : Vérification des déplacements inter étages	97
Tableau IV-7 : vérification de l'effort normal réduit	98
Tableau IV-8 : Vérification de l'effet $P\Delta$	99

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V-1 : Ferrailages des poteaux a L'ELU (M^{\max} , N^{corr}).....	101
Tableau V-2 : Ferrailages des poteaux a L'ELU (N^{\min} , M^{corr}).....	102
Tableau V-3 : Ferrailages des poteaux a L'ELU (N^{\max} , M^{corr}).....	102
Tableau V-4 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	102
Tableau V-5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	103
Tableau V-6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).....	103
Tableau V-7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	103
Tableau V-8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).....	104
Tableau V-9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	104
Tableau V-10 : Choix des armatures pour les poteaux.	105
Tableau V-11 : Vérification a l'ELS (N^{\min} , M^{corr}).....	106
Tableau V-12 : Vérification a l'ELS (N^{corr} , M^{\max}).....	106
Tableau V-13 : Vérification a l'ELS (N^{\max} , N^{corr}).....	106
Tableau V-14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteau.....	107
Tableau V-15 : Espacement maximales des poteaux. Selon RPA99.....	109
Tableau V-16 : choix des armatures transversales.....	109
Tableau V-17 : vérification de poteau du sous-sol à L'ELS	112
Tableau V-18 : vérification de l'espacement longitudinal.. ..	114
Tableau V-19 : Choix des armatures des poutres	118
Tableau V-20 : Vérification de la condition de non fragilité	118
Tableau V-21 : Vérification de la condition de non fragilité	119
Tableau V-22 : Vérification de la contrainte de cisaillement... ..	119
Tableau V-23 : calcul des armatures transversales.	120
Tableau V-24 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	123
Tableau V-25 : Ferrailage du voile 1	127
Tableau V-26 : Ferrailage des voiles... ..	127

CHAPITRE VI: ETUDE DES FONDATIONS

Tableau VI-1 : Effort normal appliqué sur les fondations	132
Tableau VI-2 : Sections des semelles isolées	133
Tableau VI-3 : Sections des semelles filantes	134
Tableau VI-4 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	143
Tableau VI-5 : Contraintes sous le radier à l'ELS	144
Tableau VI-6 : Calcul des moments à l'ELU.....	145
Tableau VI-7 : Calcul des moments à l'ELS	145
Tableau VI-8 : Ferrailage des panneaux du radier	146
Tableau VI-9 : Vérification des contraintes ELS	147
Tableau VI-10 : Vérification des contraintes ELS	147
Tableau VI-11 : Vérification des contraintes ELS	147
Tableau VI-12 : Ferrailage des nervures (sens porteur).....	148
Tableau VI-13 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	148
Tableau VI-14 : 1 ^{er} Vérification des contraintes a L'ELS	149
Tableau VI-15 : 2 ^{ème} Vérification des contraintes a L'ELS	149
Tableau VI-16 : : Les contraintes qui vérifiées a L'ELS.....	149
Tableau VI-17 : Effort normal appliqué sur les fondations	152
Tableau VI-18 : Sections des semelles filantes	153
Tableau VI-19 : Ferrailage du voile périphérique	157
Tableau VI-20 : Vérification des contraintes à l'ELS	158

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.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: 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, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.

- I_c : Indice de consistance.
- 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.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- 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

Introduction générale :

Le secteur du bâtiment et de la construction est l'un des secteurs les plus concernés par les enjeux du développement durable, l'homme a toujours essayé de suivre le progrès et apprendre des nouvelles techniques de construction, pour répondre à ses besoins ainsi que pour améliorer la qualité et le comportement des structures des bâtiments.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts

1. La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
2. Confort
3. Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
4. Esthétique

Le bâtiment est le premier élément à être touché par les catastrophes naturelles tels que : les séismes, les cyclones, les volcans.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la plus part des bâtiments à voile en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment en forme (L) à usage d'habitation et commercial en R+10. Nous avons adopté une modification à notre projet en réduisant 02 niveaux sur le côté F3 donc on obtient un R+8 +Sous-sol et le deuxième coté F5 il reste le même R+10+Sous-sol dans le but de voir l'effet de ce décrochement sur les fondations cette structure est implanté à la Wilaya de Blida qui classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone **III**). Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on à utiliser le code national « règlement parasismique algérien RPA99 ».

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

Le premier chapitre, qui est consacré pour la présentation de l'ouvrage

Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure et descente des charges.

Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.

Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.

Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments principaux.

Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure et l'étude de la fondation de R+8 seul.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail



CHAPITRE N I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE



I.1.Introduction:

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, concernant le type de la structure, les éléments structuraux, la géométrie et les propriétés des matériaux.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (Poteaux, poutres...) aux différentes sollicitations (compression, flexion, traction...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des méthodes de calcul connues régies par des règlements tel que CBA ,BAEL91, RPA99 qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation du bâtiment:

L'ouvrage étudié est un bâtiment qui est en forme L constitué d'un (RDC) +10 à usage multiple + terrasse inaccessible +un Sous-sol; le RDC est à usage commercial et les autres étages sont à usage d'habitation F5 et F3Le bâtiment est implanté à la wilaya de Blida qui est classée comme une région de forte sismicité (ZONE III) selon le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003.

Nous avons apporté une modification a notre projet en créant un décrochement en élévation en réduisant 02 niveaux sur le coté F3(R+8+Sous-Sol) dans le but de voir l'effet sur les fondations

La stabilité de cet ouvrage est assurée par un système de contreventement constitué de portiques et voiles. Notre étude est conforme aux exigences des règlements à savoir :

- Le règlement technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivantes la méthode des états limites« BAEL 91 révisées en 99».
- Le règlement parasismique « RPA 99 version 2003»
- Le C.B.A



✎ Caractéristiques géométriques:

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont :

Tableau I.1 : caractéristiques géométrique de la structure

Longueur totale	19 m
Largeur totale	15,7 m
Hauteur totale	34,88 m
Hauteur RDC	4,08 m
Hauteur étage courant	3,06 m
Hauteur dernier étage	3,26 m

I.3.Ossature et système constructif

I.3.1. l'ossature (la conception) :

L'ossature est constituée par des portiques en béton armé et par des voiles pour assurer une bonne tenue vis-à-vis de l'action sismique. Selon le règlement parasismique algérien

I.3.2.Les planchers

Les planchers adoptés pour notre structure sont :

- Des planchers à corps creux
- Des plancher a dale pleine

I.3.3. Les escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre de type « Escalier droit avec palier intermédiaire » qui sera réalisé en béton armé coulé sur place

I.3.4. Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en brique de 15 cm et 10cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5cm; les cloisons sont faites en simples cloisons de 10 cm d'épaisseur



I.3.5. Balcon :

Dans notre structure les balcons ont une géométrie plan de forme irrégulière

1.3.6. Ascenseurs :

Notre structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 9ème étage.

I.3.7. Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.



I.4. Les caractéristique des matériaux :

I.4.1.Le Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sables, gravillons) et d'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction. Le béton armé utilise dans la construction de l'ouvrage sera conformé aux règle technique de conception et de calcul des structures comme les règles B.A.E.L.91 et R.P.A 99.

La préparation du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une Centrale à béton

I.4.1.1.Composition du Béton :

Le béton comporte les composants suivants :

Granulats : Les granulats sont des matériaux inertes ou stériles qui constituent le squelette du béton. Ils sont classés en fonction de la grosseur des grains : sables, gravillons, cailloux. Ces diamètres sont déterminés par tamisage à l'aide d'un tamis à mailles carrées normalisées dont les dimensions s'échelonnent de 0,08 mm à 0,8 mm.

Dans notre projet on a :

- ◆ La grosseur de gravier Cg comprise entre 3 mm et 25 mm.
 - ◆ Le sable doit être propre constitué de grains dont la grosseur est $< 5\text{mm}$
- Ciment** : Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.
- Eau** : l'eau intervient dans plusieurs niveaux de la composition du béton, entre autre pour.
- ◆ Hydrater le liant afin de permettre la prise et le durcissement.
 - ◆ Mouiller les granulats en vue d'une meilleure adhérence du mortier.
 - ◆ Faciliter le malaxage puis la mise en œuvre.



- ☞ Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur Ces exigences :
- Sécurité de la structure.
 - Le confort
 - La durabilité et la résistance.
 - L'environnement (respect de l'écologie).
- ☞ Il est influencé par les grandeurs suivantes :
- Le malaxage (type et la durée).
 - Le transport (le temps écoulé).
 - La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
 - Le Cure du béton.

Parfois on rajoute des adjuvants pour améliorer certain caractéristique de ce matériau

I.4.1.2. Caractéristiques physiques et mécanique du béton :

a- Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28}

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

$$f_{tj} = \frac{j}{(4,46 + 0,83j)} f_{c28}$$

-Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28} = 25$ Mpa



b- Résistance caractéristique à la traction : (art A-2.12 BAEL 91)

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours t_j est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{t28} = 0.6+0.06f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

c- Contraintes limites :

c.1- Contrainte limite de compression : (art A-5.121 BAEL 91)

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ [MPa]}$$

γ_b : coefficient de sécurité.

Avec : $\gamma_b = 1.5$ en situation durable. $f_{bu} = 14.16 \text{ MPA}$

c.2- Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6+0,06f_{cj}$$

Diagramme contraintes déformations

Les déformations du béton sont : $\epsilon_{bc1} = 2$ $\epsilon_{bc2} = 3,5 \%$

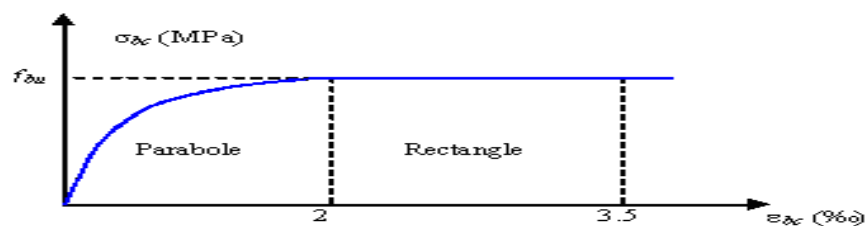


Figure I.1 : Diagramme contraintes déformations



➤ Etat limite ultime (ELU)

La contrainte limite de compression à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

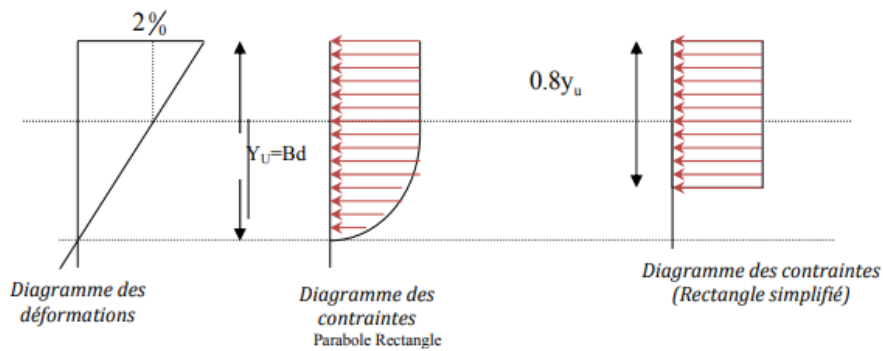


Figure I.2 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion)

➤ Etat limite service (ELS,)

le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

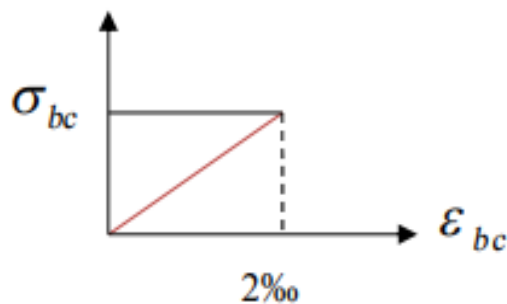


Figure I.3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS

d- Modules de déformation longitudinale du béton:

- Module de déformation instantanée:
 $E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$; pour $f_{c28} = 25\text{Mpa}$; $E_{i28} = 32164,2\text{ Mpa}$
- Module de déformation différée:
 $E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$; pour $f_{c28} = 25\text{Mpa}$; $E_{i28} = 10818,9\text{Mpa}$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.



I.4.2.Acier:

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité on distingue trois catégories

- Les treillis soudés (TR):

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles

- Les ronds lisses (RL): Leur emploi est limité à quelques usages particuliers
- Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):

Les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPa et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

☞ Diagramme contraintes déformations CBA (A .2.2.2).

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation de la figure :

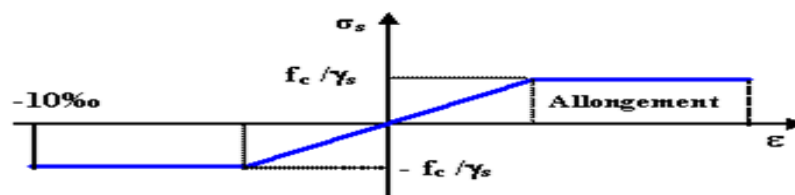


Figure I.4: diagramme contrainte-déformation d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas des situations accidentelles

$\gamma_s = 1.15$ cas des situations durable ou transitoire.

Pour notre étude on utilise des aciers Fe E50

☞ Etat limite de service:



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

- Fissuration peu nuisible : pas délimitation.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min(2/3f_e, 110 \quad). \sqrt{nf_{tj}}$
- Fissuration très préjudiciable: $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min(1/2f_e, 90 \quad). \sqrt{nf_{tj}}$

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

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

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- ✓ Pour les armatures de l'acier on a choisi "fe50=500Mpa "
- ✓ le béton tendu négligé dans les calculs.
- ✓ Longueur de flambement : $L_f = 0.7l_0$



CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX



II .1.Introduction:

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

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

Le pré-dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91 et RPA99 version 2003

II.2.Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers supportent les charges verticales et les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique. Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine

II .2.1.Plancher corps creux :

Pour les planchers à corps creux l'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche, La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante:

$$L/25 \leq ht \leq L/20$$

$$\frac{430}{25} \leq ht \leq \frac{430}{20} \quad \Leftrightarrow \quad 17.2 \leq ht \leq 21.5$$

Avec

L : la portée maximale de la poutrelle entre nu d'appuis.

ht : hauteur totale du plancher

On prend plancher corps creux : **ht=20cm**

Donc : **16+4 cm**



II .2.2. Plancher dalle pleine :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis

Dalle reposant sur quatre appuis :

$$lx/50 \leq e \leq lx/40 \quad (lx=415\text{cm})$$

Avec:

lx: c'est la petite portée du panneau le plus sollicité.

$$8.3 < e < 10.38 \quad \Leftrightarrow \quad \mathbf{e = 20\text{cm}}$$

Comme si on a des formes un peu complexe on a augmenté l'épaisseur de la dalle pleine pour avoir le même niveau avec le reste du plancher ainsi pour des raisons esthétique

II .3.Prédimensionnement des poutres :

II .3.1.Les poutres porteuses

D'après le règlement B.A.E.L 91 :

$$\bullet \quad \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \& \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec:

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales

h:hauteur de la poutre principale.

b:largeur de la poutre

$$L_{\max} = 557\text{cm}$$

$$\bullet \quad 37.18\text{cm} \leq h \leq 55.7\text{cm} \Rightarrow \text{On adopted } \mathbf{h = 45\text{cm}}$$

$$\bullet \quad 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopted } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$



Selon de « RPA 99(ver 2003) » pour la zone III :

- ✓ La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{cm}$. $\Leftrightarrow 45\text{cm} > 30\text{cm}$
- ✓ La largeur b de la poutre doit être: $b \geq 20\text{cm}$. $\Leftrightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm}$
- ✓ Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$. $\Leftrightarrow : \frac{45}{35} = 1,5 \leq 4$
- ✓ Vérification de la rigidité: $h/L \geq 1/16 \Leftrightarrow 45/557 = 0,08 < 0,1667$

Les conditions sont vérifiées

II .3.2.Les poutres non porteuses :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

- D'après le règlement B.A.E.L 91 :

$$\bullet \quad \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \& \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$L_{\max} = 415 \text{ cm}$$

- $27.67 \text{ cm} \leq h \leq 41.5 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopted **h = 35cm**
- $10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopted **b =30 cm**

Selon de « RPA 99(ver 2003) » pour la zone III :

- ✓ La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{cm}$. $\Leftrightarrow 35\text{cm} > 30\text{cm}$
- ✓ La largeur b de la poutre doit être: $b \geq 20\text{cm}$. $\Leftrightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm}$
- ✓ Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$. $\Leftrightarrow : \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4$
- . Vérification de la rigidité : $h/L \geq 1/16 \Leftrightarrow 35/415 = 0,084 < 0,1667$

Les conditions sont vérifiées

➤ Résumé :

Poutre porteuse : 30×45 cm

Pouter non porteuse : 30×35 cm



II .4.Prédimensionnement des poteaux :

II .4.1.Evaluation des charges et surcharges:

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

✘ Les actions et les sollicitations :

- Les actions : on distingue 3 types d'action

a-Les actions permanentes (G) : elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides

b-Les actions variables (Qi) Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...ect

c-Les actions accidentelles : Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers
- Explosion.
- Vent.

- Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).



- Différentes combinaisons d'action données par le RPA

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise

les combinaisons suivantes :

Situation durable: ↘ ELU : 1.35G+1.5Q ↘ ELS: G+Q	Situation accidentelle ↘ G+Q±E. ↘ 0.8G±E.
--	---

On a D'après le DTR

- Plancher étage courant RDC + LES 10 étages

Tableau II.1 : Charges due aux planchers à corps creux d'étage courant.

Désignation	ρ (kn/m ³)	e(m)	G (kn/m ²)
Carrelage	20	0.02	0,40
Mortier de pose	20	0.02	0,40
Lit de sable	18	0.03	0,54
plancher en corps creux (16+4)	14	16+4	2.8
Enduit enplâtre	10	0.02	0,20
Cloisons légères	10	0.1	1,00
G	5.34 KN/m²		
Q	1,50 KN/m²		

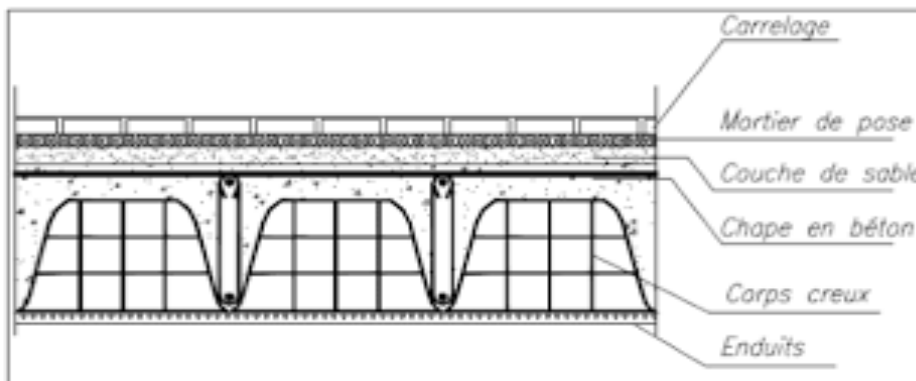


Figure II.1 Coupe vertical du plancher (étage courant)



- Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.2 : charges due aux plancher terrasse inaccessible.

Désignation	ρ (kn/m ³)	e(m)	G (kn/m ²)
Protection gravillon	18	0.05	0,9
Etanchéité multicouche	2,4	0.05	0,12
Forme de pente	22	0.1	2,20
Isolation thermique en liège	4	0.04	0,16
Dalle en corps creux (16+4)	14	16+4	2.8
Enduit en plâtre	10	0.02	0,20
G	6.38 KN/m²		
Q	1,00 KN/m²		

Plancher terrasse inaccessible :

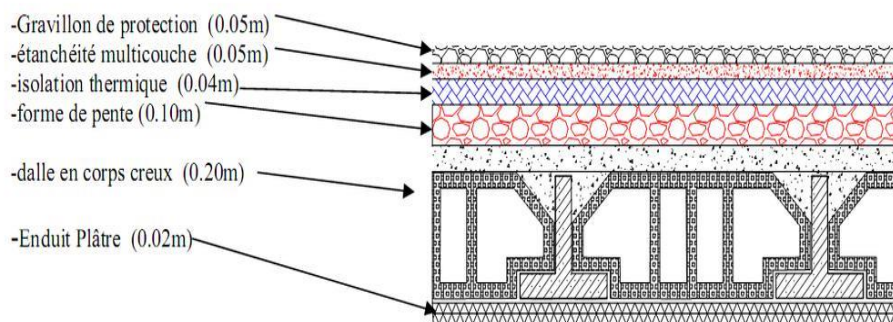


Figure II.2: Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible

- Plancher à dalle pleine

Tableau II.3 : charges due aux plancher à dalle pleine.

désignation	ρ (kn/m ³)	e(m)	G (kn/m ²)
Carrelage	20	0.02	0,40
Mortier de pose	20	0.02	0,40
Lit de sable	18	0.03	0,54
Dalle pleine	25	0.2	5
Enduit en plâtre	10	0.02	0,20
Cloisons légères	10	0.1	1,00
G	7.54 KN/m²		
Q	1,50 KN/m²		



- Maçonnerie

Tableau II.4 : charge due aux mur extérieur à double cloison.

Désignation	ρ (kn/m ³)	e(m)	G (kn/m ²)
Enduit en plâtre intérieur	10	0,02	0.2
Briques creuses	9	0,10	0.9
L'âme d'air	0	0,05	0
Enduit en ciment extérieur	18	0,02	0.36
Briques creuses	9	0,15	1.35
G	2.81 KN/m²		

II .4.2.Descente de charge

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

✎ Condition de stabilité :

D'après le **B.A.E.L**, on a : $0 < \lambda < 70$ on prend $\lambda = 35$;

Considérons une section rectangulaire $a \times b$, tel que $a \leq b$:

IV- L'élancement du poteau considéré avec : L'élancement $\lambda = \frac{L_f}{i}$

$$\text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

N.B : dans notre cas : $l_f = 0.7l_0$

poteau encasté-articulé : $I = h b^3 / 12$

$$\left. \begin{aligned} B &= a \times a \text{ (section carrée)} \Rightarrow \\ i &= \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{a}{2\sqrt{3}} \end{aligned} \right\} \lambda = L_f / i = \frac{L_f}{a} \sqrt{12}.$$

- L_f : longueur de flambement.

- i : rayon de giration.

- I : moment d'inertie de la section transversale (béton seul)

- B : aire de la section transversale ($a \times b$).



D'après les règles BAEL91, elles préconisent de prendre la section réduite

$$Br \geq \frac{\beta * Nu}{\frac{fbc}{0,9} + 0,85 \left(\frac{fe}{\gamma_s} * \frac{As}{Br} \right)}$$

Br : Section réduite d'un poteau, (cm²)

As : Section d'acier comprimée.

β : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend le valeur : β = 1+0,2 (λ/35)²

D'après RPA99/version 2003 : A/Br = 1% (zone III)

Donc : Br ≥ 0.0572 Nu

☞ Loi de Degression : (DTR B.C.2.2)

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q. Q : Charge d'exploitation. Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq (n≥5) on applique la loi suivante :

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

Soit Q₀ la charge d'exploitation sur le toiture de la terrasse couvrant le bâtiment, Q₁, Q₂, Q₃ Q_n les charges d'exploitation respectives des plancher des étages (1,2,3.....,n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- Dans notre cas :
- Un bâtiment en béton armé (R+10)
- Plancher RDC plus 5 étage d'habitation Q = 1.5 KN/m²
- Plancher terrasse (non accessible) Q = 1 KN/m²
- Plancher commerce Q=2,5

• Exemple de calcul de la charge d'exploitation avec la loi de degression:

- Q₀ = 16.58
- Q₁ = 16.58 + 24.87
- Q₂ = 16.58 + 0.95 × (2 × 24.87)
- Q₃ = 16.58 + 0.9 × (3 × 24.87)
- Q_{rdc} = 16.58 + $\frac{3+10}{2 \times 10} \times (10 \times 24.87)$



Poteau central

La surface d'influence : $S = 16.58m^2$

Tableau II.5 : La descente de charge sur le poteau central pour R+10.

Niveau	charges permanentes G KN					charges d'exploitation Q	
	G _{plancher}	G _{poutres}	G _{poteau}	G _{total}	G _{cumulées}	Q _{plancher}	Q _{cumulée}
10	105.78	13.608	6.885	126.273	126,273	16,58	16,58
9	88.53	13.608	6.435	108.573	234.846	24,87	41,45
8	88.53	13.608	6.435	108.573	343.419	24,87	63.833
7	88.53	13.608	6.435	108.573	451.992	24,87	83,729
6	88.53	13.608	6.435	108.573	560.565	24,87	101.138
5	88.53	13.608	6.435	108.573	669.138	24,87	116.06
4	88.53	13.608	6.435	108.573	777.711	24,87	128.49
3	88.53	13.608	6.435	108.573	886.284	24,87	140.93
2	88.53	13.608	6.435	108.573	994.857	24,87	153.36
1	88.53	13.608	6.435	108.573	1103.43	24,87	165.8
RDC	88.53	13.608	8.73	110.868	1214.298	24.87	178.23
Ssol	125.01	13.608	8.73	139.35	1353.65	82.9	215.95
Nu (KN)			Nu== (1.35G +1.5Q) =2168.82kN				

Tableau II.6 :la descente de charge sur le poteau central R+8.

Niv	charges permanentes G KN					charges d'exploitation Q	
	G _{plancher}	G _{poutres}	G _{poteau}	G _{total}	G _{cumulées}	Q _{plancher}	Q _{cumulée}
8	105.78	13.608	6.885	126.273	126,273	16,58	16,58
7	88.53	13.608	6.435	108.573	234.846	24,87	41,45
6	88.53	13.608	6.435	108.573	343.419	24,87	63.833
5	88.53	13.608	6.435	108.573	451.992	24,87	83,729
4	88.53	13.608	6.435	108.573	560.565	24,87	101.138
3	88.53	13.608	6.435	108.573	669.138	24,87	116.06
2	88.53	13.608	6.435	108.573	777.711	24,87	128.49
1	88.53	13.608	6.435	108.573	886.284	24,87	140.93
RDC	88.53	13.608	8.73	110.868	997.152	24.87	153.36
Ssol	125.01	13.608	8.73	139.35	1136.5	82.9	193.26
Nu (KN)			Nu== (1.35G +1.5Q) = 1840.995kN				



Méthode de calcul

▪ Poids propre revenue à chaque plancher

Poids du plancher : $G_T \times S_T$

- Plancher terrasse $\Rightarrow p = 6,38 \times 16,58 = 105,780 \text{KN}$
- Plancher étage courant $\Rightarrow p = 5,34 \times 16,58 = 88,53 \text{KN}$
- Plancher Sous-sol (dalle pleine) $\Rightarrow p = 7,54 \times 16,58 = 125,013 \text{KN}$

▪ Poids propre revenue à chaque poutre

✓ Poutre principale

$$p = [(0,45 - 0,2) \times 0,30 \times (2,93 - 0,15) + (0,25 \times 0,30 \times (2,3 - 0,15))] \times 25$$

$$p = 9,243 \text{KN}$$

✓ Poutre secondaire

$$p = [0,35 - 0,2] \times 0,30 \times (2,07 - 0,15) + (0,15 \times 0,3 \times (2,11 - 0,15)) \times 25$$

$$p = 4,365 \text{KN}$$

Poids total des poutres $\Rightarrow P = 13,608 \text{KN}$

▪ Surcharge d'exploitation

- ✓ Plancher terrasse $\Rightarrow Q = 16,58 \times 1 = 16,58 \text{KN}$
- ✓ Plancher courant $\Rightarrow Q = 16,58 \times 1,5 = 24,87 \text{KN}$
- ✓ Plancher RDC (commerce) = $Q = 16,58 \times 3,5 = 58,03 \text{KN}$

▪ Poids propre du poteau

On est dans un endroit qui est classée comme zone III selon le RPA99V2003 donc les dimensions minimales du poteau sont :

$$\begin{matrix} h=30\text{cm} \\ b=30\text{cm} \end{matrix} \Rightarrow \text{Zone III}$$

$$\Rightarrow \text{Poids de poteau : } G = (0,3 \times 0,3) \times (3,06 - 0,2) \times 25 = 6,435 \text{KN}$$

$$\Rightarrow \text{Poids de poteau RDC : } G = (0,3 \times 0,3) \times (4,08 - 0,2) \times 25 = 8,73 \text{KN}$$

$$\Rightarrow \text{Poids de poteau 10eme : } G = (0,3 \times 0,3) \times (3,26 - 0,2) \times 25 = 6,885 \text{KN}$$



II .4.3.Pré-dimensionnement des poteaux :

Tableau II.7 : pré-dimensionnement du poteau central R+10.

Niveau	G (KN/m ²)	Q KN/m ²	Nser (KN/m ²)	Nu (KN)	Br 0,066xNu (m ²)	\sqrt{Br} (m)	a (cm)	b (cm)	a*b (cm ²)
N10	126,273	16,58	142.853	195.338	0.0128	11,35	30	30	30x30
N9	234.846	41,45	276.296	379.217	0,0250	15,82	30	30	30x30
N8	343,419	63.833	407.252	559.365	0,0369	19,21	30	30	30x30
N7	451,992	83,729	535.721	735.782	0.04856	22,03	30	30	30x30
N6	560,565	101.138	661.703	908.469	0,05995	24.48	35	35	35x35
N5	669.138	116.06	785.198	1077.426	0,07711	26,66	35	35	35x35
N4	777.711	128.49	906.2	1242.643	0,8201	28,63	35	35	35x35
N3	886.284	140.93	1027.21	1407.878	0,0929	30,48	35	35	35x35
N2	994.857	153.36	1148.217	1573.096	0,1038	32.22	40	35	40x40
N1	1103.43	165.8	1269.23	1738.33	0,1147	33.87	40	40	40x40
RDC	1214.298	178.23	1392.52	1906.64	0,1258	35,77	40	40	40x40
SSol	1353.68	215.95	1581.28	2168.82	0.1431	37.82	40	40	40x40



Tableau II.8 : pré-dimensionnement du poteau central R+8.

Niveau	G KN/m ²	Q KN/m ²	Nser KN/m ²	Nu (KN)	Br 0,066xNu (cm ²)	\sqrt{Br} (cm)	a (cm)	b (cm)	a*b (cm ²)
N8	126,273	16,58	142.853	195.33	0.0128	11,35	30	30	30x30
N7	234.846	41,45	276.296	379.21	0,0250	15,82	30	30	30x30
N6	343,419	63.833	407.252	559.36	0,0369	19,21	35	35	35x35
N5	451,992	83,729	535.721	735.78	0.0485	22,03	35	35	35x35
N4	560,565	101.138	661.703	908.46	0,0599	24.48	35	35	35x35
N3	669.138	116.06	785.198	1077.426	0,0771	26,66	35	35	35x35
N2	777.711	128.49	906.2	1242.643	0,0820	28,63	40	40	40x40
N1	886.284	140.93	1027.21	1407.878	0,0929	30,48	40	40	40x40
RDC	997.152	153.36	1150.51	1783.228	0.1176	34.29	40	40	40x40
Ssol	1136.558	193.26	1341.038	1840.995	0.1215	34.85	40	40	40x40

- La Méthode de calcul

On a

$$fbc = 14.1667 \text{ Mpa}; (As/B) = 0.01; fe = 500 \text{ MPa}$$

Le calcul de Br $Br \geq 0,066 \times Nu$

Exemple:

$$Br \geq 0,066 \times 10^{-3} \times 1840.995 = \sqrt{0.1215} = 34.85 \text{ cm}$$

donc $a \times b = 40 \times 40 \text{ cm}$



II .4.4.Critère de résistance :

On a $\frac{Nu}{B} \leq f_{bc} = 14,16$

Tableau II.9 : Vérification du critère de résistance pour R+10.

	Niveau	Nu	B	Nu/B	condition
Poteau Central	Ssol	2168.82	40X40	13.56	vérifiée
	RDC	1906.64	40X40	11,91	vérifiée
	1^{er} étage	1738.33	40X40	10,86	vérifiée
	2^{me} étage	1573.09	40X0	9,83	vérifiée
	3^{me} étage	1407.87	35X35	11,49	vérifiée
	4^{me} étage	1242.64	35X35	10,14	vérifiée
	5^{me} étage	1077.42	35X35	8,795	vérifiée
	6^{me} étage	908.46	35X35	7,416	vérifiée
	7^{me} étage	735.78	30X30	8,175	vérifiée
	8^{me} étage	559.36	30X30	6,215	vérifiée
	9^{me} étage	379.21	30X30	4,213	vérifiée
	10^{me} étage	195.33	30X30	2,170	vérifiée



Tableau II.10 : Vérification du critère de résistance pour R+8.

	Niveau	Nu	B	Nu/B	Condition
Poteau Central	Ssol	1840.995	40X40	11.5	vérifiée
	RDC	1783.228	40X40	11.14	vérifiée
	1 ^{er} étage	1407.878	35X35	11,49	vérifiée
	2 ^{me} étage	1242.643	35X35	10,14	vérifiée
	3 ^{me} étage	1077.426	35X35	8,795	vérifiée
	4 ^{me} étage	908.469	35X35	7,416	vérifiée
	5 ^{me} étage	735.782	30X30	8,175	vérifiée
	6 ^{me} étage	559.365	30X30	6,215	vérifiée
	7 ^{me} étage	379.217	30X30	4,213	vérifiée
	8 ^{me} étage	195.338	30X30	2,170	vérifiée

Le critère de résistance est vérifié pour tous les poteaux de la structure

Remarque : le critère de résistance pour les poteaux de 5^{em} jusqu'au 10^{em} est très petit par rapport 14.6 mais le règlement RPA exige le minimum 30X30 pour Zone III



II .4.5. L'effort normal réduit :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Tableau II.11 : Vérification de l'effort normale réduit R+10.

Etage	Ns	b×a	Br.	v	condition
10m étage	142.853	30x30	900	0.063	vérifiée
9me étage	276.296	30x30	900	0.12	vérifiée
8m étage	407.252	30x30	900	0.18	vérifiée
7m étage	535.721	30x30	900	0.23	vérifiée
6me étage	661.703	35x35	1225	0.21	vérifiée
5me étage	785.198	35x35	1225	0.25	vérifiée
4me étage	906.2	35x35	1225	0.29	vérifiée
3me étage	1027.21	35x35	1225	0.33	Non Vérifiée
2me étage	1148.217	40x40	1600	0.28	Vérifiée
1 ^{er} étage	1269.23	40x40	1600	0.31	Non Vérifiée
RDC	1392.52	40x40	1600	0.34	Non Vérifiée
SSOL	1581.28	40x40	1600	0.39	Non Vérifiée

Remarque: la condition de l'effort normale réduit n'est pas vérifiée dans certain étage,

Donc nous allons augmenter les dimensions des poteaux



➤ Après quelques essais on a choisi les sections suivantes :

Tableau II.12 : l'effort normal réduit vérifié pour R+10.

Etage	Ns	b×a	Br	v	condition
10m étage	142.853	30x30	900	0.06	vérifiée
9me étage	276.296	30x30	900	0.12	vérifiée
8m étage	407.252	30x30	900	0.18	vérifiée
7m étage	535.721	30x30	900	0.23	vérifiée
6me étage	661.703	35x35	1225	0.21	vérifiée
5me étage	785.198	35x35	1225	0.25	vérifiée
4me étage	906.2	35x35	1225	0.29	vérifiée
3me étage	1027.21	40X40	1600	0.25	vérifiée
2me étage	1148.217	40x40	1600	0.28	vérifiée
1er étage	1269.23	45X45	2025	0.25	vérifiée
RDC	1392.52	45X45	2025	0.27	vérifiée
SSOL	1581.28	50X50	2500	0.25	vérifiée

Tableau II.13 : Vérification de l'effort normal réduit R+8.

Etage	Ns	b×a	Br	V	condition
8m étage	142.853	30x30	900	0.063	vérifiée
7me étage	276.296	30x30	900	0.122	vérifiée
6m étage	407.252	30x30	900	0.181	vérifiée
5m étage	535.721	30x30	900	0.238	vérifiée
4me étage	661.703	35x35	1225	0.216	vérifiée
3me étage	785.198	35x35	1225	0.256	vérifiée
2me étage	906.2	35x35	1225	0.295	vérifiée
1 ^{er} étage	1027.21	35x35	1225	0.33	Non Vérifiée
RDC	1150.51	40x40	1600	0.28	Vérifiée
SSOL	1341.038	40x40	1600	0.33	Non Vérifiée



Donc on va augmenter leur section

Tableau II.14 : l'effort normal réduit vérifié pour R+8.

Etage	Ns	b×a	Br	V	condition
8m étage	142.853	30x30	900	0.063	vérifiée
7me étage	276.296	30x30	900	0.122	vérifiée
6m étage	407.252	30x30	900	0.181	vérifiée
5m étage	535.721	30x30	900	0.238	vérifiée
4me étage	661.703	35x35	1225	0.216	vérifiée
3me étage	785.198	35x35	1225	0.256	vérifiée
2me étage	906.2	35x35	1225	0.295	vérifiée
1me étage	1027.21	40X40	1600	0.25	vérifiée
RDC	1150.51	40x40	1600	0.28	vérifiée
SSOL	1341.038	45x45	2025	0.26	vérifiée



II .4.6. La raideur

$$R_{poteau} \geq R_{poutre} \Leftrightarrow \frac{I_{poteau}}{h_{poteau}} \geq \frac{I_{poutre}}{L_{poutre}}$$

Tableau II.15 Vérification de la raideur.

	Poteau				Poutre		<u>condition</u>
	a×b (cm ²)	I (cm ⁴)	L m	Kp=I/L cm ³	principal	secondaire	
10me étage	30x30	67500	3.26	207.055	432.28	282.07	Non Vérifiée
7me a 9me	30x30	67500	3.06	220.588	432.28	282.07	Non Vérifiée
4me a 6me	35x35	125052.08	3.06	408.66	432.28	282.07	Non Vérifiée
2me et 3me	40x40	213333.33	3.06	697.167	432.28	282.07	vérifiée
1 ^{er} étage	45x45	341718.75	3.06	1116.72	432.28	282.07	vérifiée
RDC	45x45	341718.75	4,08	837.54	432.28	282.07	vérifiée
SSol	50x50	520833.33	3.06	1702.06	432.28	282.07	vérifiée

Exemple de calcul :

$$\frac{40 \times 40^3}{12} = 213333.3 \text{ cm}^4$$

$$\frac{213333.3}{306} = 697.16 \text{ cm}^3$$



Tableau II.16 : La raideur vérifiée.

	Poteau				Poutre		<u>condition</u>
	a×b (cm ²)	I (cm ³)	L (m)	Kp=I/L (cm)	principal	secondaire	
10me étage	40x40	213333.3	3.26	654.396	432.28	282.07	vérifiée
7me a 9me	40x40	213333.3	3.06	697.167	432.28	282.07	vérifiée
4me a 6me	40x40	213333.3	3.06	697.167	432.28	282.07	vérifiée
2me et 3me	40x40	213333.3	3.06	697.167	432.28	282.07	vérifiée
1 ^{er} étage	45x45	341718.75	3.06	1116.72	432.28	282.07	vérifiée
RDC	45x45	341718.75	4,08	837.54	432.28	282.07	vérifiée
SSol	50x50	520833.33	3.06	1702.06	432.28	282.07	vérifiée

Choix Finale

Tableau II.17 : Pré-dimensionnement finale des poteaux.

Les étages	Choix finale
SSOL	50x50
RDC et 1 ^{er} étage	45x45
2 ^{eme} au 10 ^{eme} étages	40x40



II-5 pré-dimensionnement des voiles :

$$a \geq \frac{h_e}{22}$$

$$h_e = 4.08 - 0.2 = 3.88\text{m}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{3.88}{22} \Rightarrow a \geq 0.176\text{m} = 17\text{cm}$$

On prend **a=20cm**

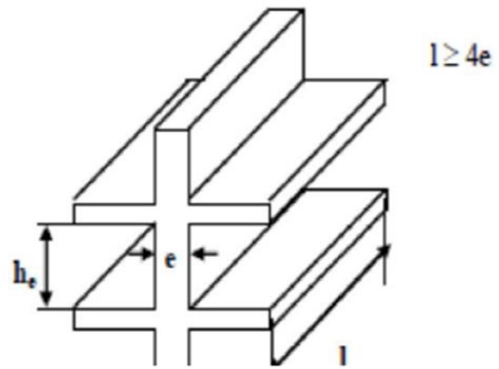


Figure II.3: Coupe de voile en élévation.

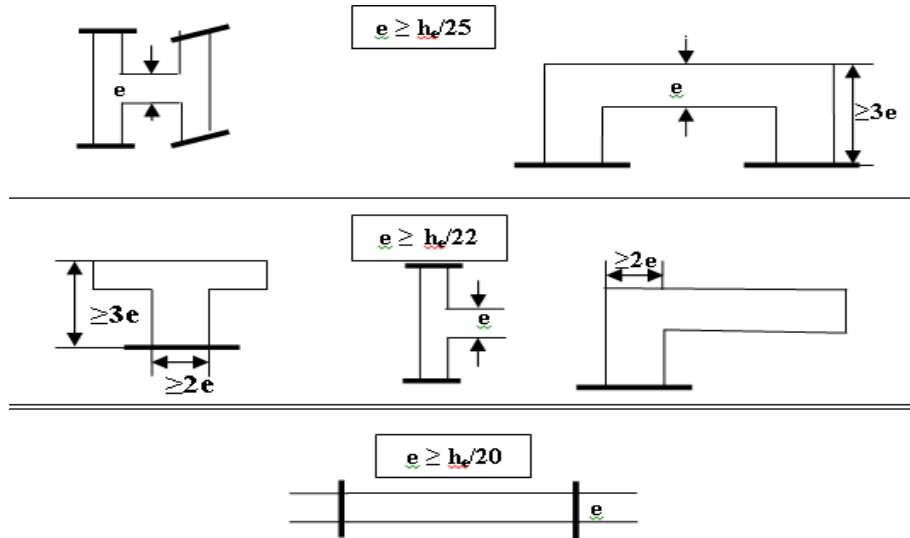


Figure II.4: Coupes de voiles en plan pour différents cas.



CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES



III.1. Etude des planchers :

III.1.1. Introduction

Un plancher doit supporter son poids propre et les charges permanentes et exploitation, d'autre part il doit isoler les différents étages du point de vue acoustique.

Dans notre bâtiment, on adopte deux types de planchers

- planchers en corps creux
- planchers en dalle pleine (il s'agit du plancher du sous-sol)

III.1.2. Plancher à corps creux :

Le plancher en corps creux est constitué de deux systèmes :

- poutrelles à treillis et table de compression
- d'élément de remplissage (corps creux) de dimension $(16*20*65)$ cm³ avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

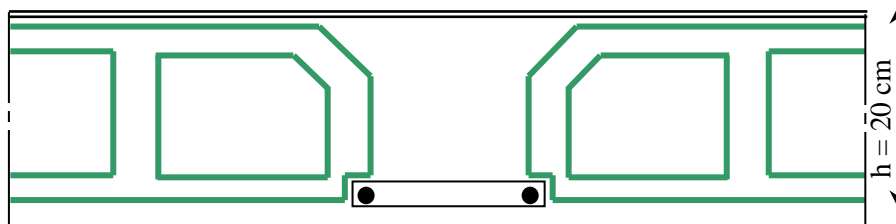


Figure III.1 : corps creux

III.1.2.1. Pré-dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués de section en (Té) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées, vers les poutres principales. Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

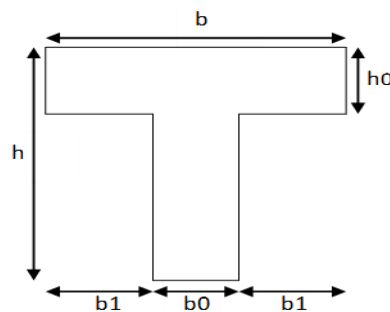


Figure III.2 : Schéma de poutrelle



III.1.2.2. Dimension de la poutrelle :

Le calcul des poutrelles s’effectue en assimilant ces derniers à une poutre continue semi encastree aux poutres de rive.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times 20$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur du la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right)$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4; 0,6) \times h = (8; 12) \text{ cm.}$$

Soit : **$b_0 = 10 \text{ cm.}$**

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_{MAX}}{10} \right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_{MAX}}{10} \right) + b_0$$

Avec :

L_x : represent la distance entre poutrelle ($L_x = 55 \text{ cm}$).

L_{max} : represente la distance entre nus d’appuis des poutres secondaire ($L_{max} = 343 \text{ cm}$)

Tell que :

$$L_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55$$

$$b_1 = \min \left(\frac{55}{2}, \frac{343}{10} \right) = 27,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow b = 2 \times 27,5 + 10 = 65 \text{ m.}$$

Soit : **$b = 65 \text{ cm}$**

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} \\ b_1 = 27.5 \text{ cm} \end{cases}$$



III.1.2.3.Méthode de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul manuel en béton armé pour calculer les moments : La méthode **forfaitaire**, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**, ou bien en utilisant le logiciel **SAP2000** qui se base sur les théories des **Eléments finies**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

➤ Méthode forfaitaire

Condition d'application

1- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée :

$$Q \leq \text{MAX}\{2G, 5\text{KN}/\text{m}^2\} \text{ (vérifier)}$$

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.(vérifier)

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1, 25

$$\rightarrow 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25 \text{ (pas vérifier)}$$

4- La fissuration est peu préjudiciable.(vérifier)

Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot

• **Méthode de CAQUOT : [1]**

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.

✎ **Exposé de la méthode**

▪ **Moment sur appuis.**

$$M_a = 0.15M_0 \quad \text{Appuis de rive.}$$

$$M_a = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} \quad \text{Appuis intermédiaire.}$$



▪ Moment en travée

$$M_t = M_0 + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16M_0}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

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

q_w : charge répartie à gauche de l'appui considéré .

q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, 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.



III.1.2.4. Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

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

*1^{ère} étape : de calcul : avant coulage Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- Son propre poids.

-Le corps creux.

-La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$.

Evaluation des charges et surcharges :

Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle..... $0,10 \times 0,04 \times 25 = 0,1 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$

$$\mathbf{G=1.92\text{kN/ml}}$$

Charges d'exploitation :

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

-Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 3,567 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S: } q_s = G + Q = 2,57 \text{ kN/ml}$$

-Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q l^2}{8} = \frac{3,567 \times 2,58^2}{8} = 7,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q l^2}{8} = \frac{2,57 \times 2,58^2}{8} = 5,51 \text{ KN.m}$$



✎ Ferraillage :

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

$M_u = 7.6 \text{ KNm}$; $b = 10 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 3.6 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14.16 \text{ Mpa}$

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

$$\mu = \frac{7.6 \times 10^6}{100 \times 14.16 \times 36^2} = 4.14 > \mu_R = 0,392 \rightarrow A_S \neq 0$$

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 éléments pour aider la poutre à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

✎ Evaluation des charges et surcharges :

▪ Plancher terrasse :

*Charge permanentes :

$$G = 6.38 \times 0.65 = 4.14 \text{ KN/ml}$$

*Surcharge d'exploitation:

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

▪ Plancher courant :

*Charge permanentes :

$$G = 5.34 \times 0.65 = 3.5 \text{ KN/ml}$$

*Surcharge d'exploitation:

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$



✎ Combinaison des charges :

- Plancher terrasse :

$$E.L.U: q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.57 \text{ kN/ml}$$

$$E.L.S: q_s = G + Q = 4.79 \text{ kN/ml}$$

- Plancher courant :

$$E.L.U: q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.18 \text{ kN/ml}$$

$$E.L.S: q_s = G + Q = 4.5 \text{ kN/ml}$$

✎ Conclusion :

Le plancher terrasse est le plus sollicité

Calcul des efforts internes :

Dans notre cas on a différentes travées, donc on a choisi deux exemples

(poutrelle à 2 travées ; poutrelle à 5 travées) .

Méthodes des éléments finis (SAP2000).

- **Poutrelle à (3) travées :**

Récapitulation des moments sur appuis et en travées , effort tranchant de la

poutrelle.(2.68m-3.55m-3.73m).



☒ Diagramme des moments fléchissant :

ELU : (d'après ETABS)

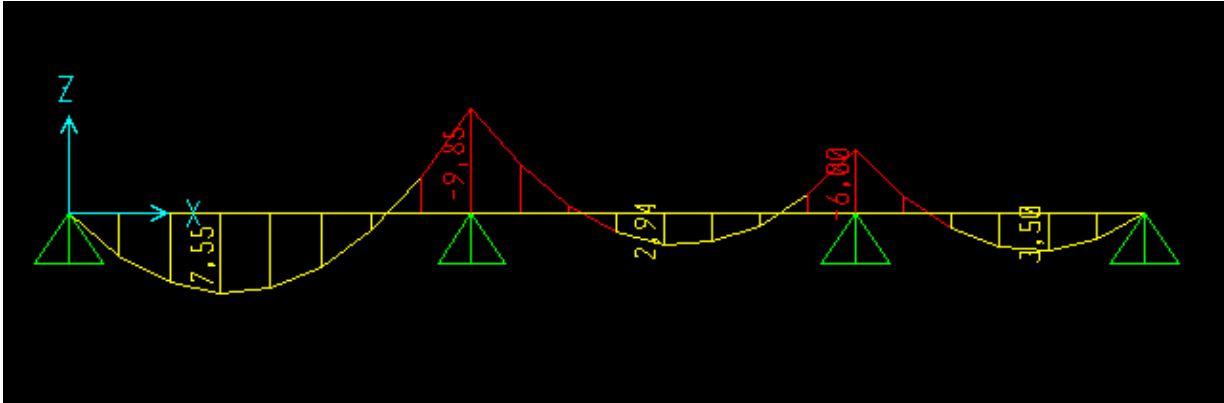


Figure III.3 : Diagramme des moment a l'ELU de 3través

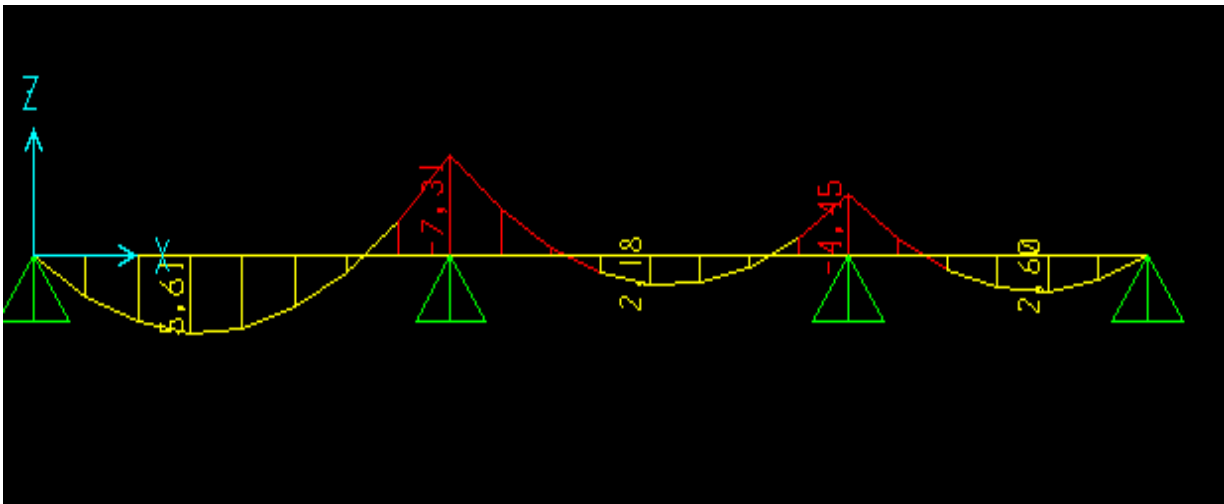


Figure III.4 : Diagramme des moment a l'ELS de 3través



Diagrammes des efforts tranchants :

E

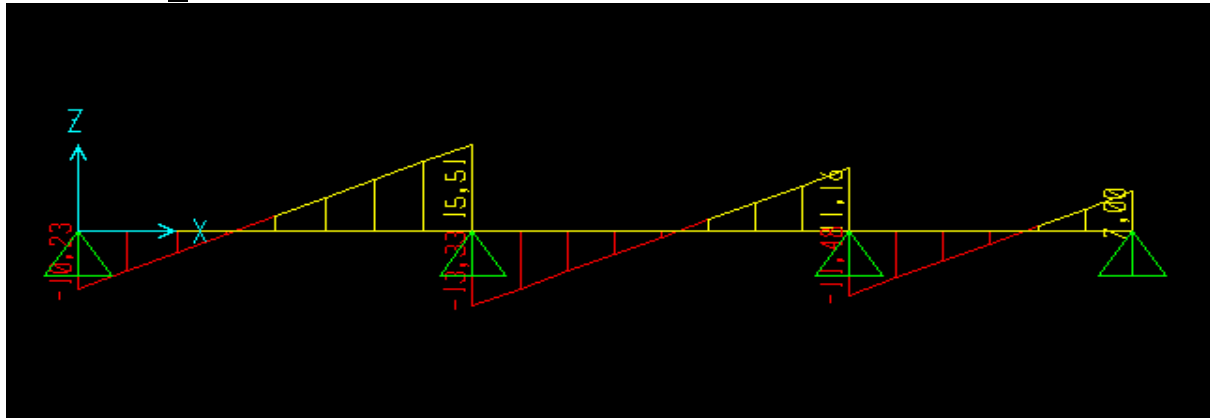


Figure III.5: Diagramme des efforts tranchants a l'ELU de 3través

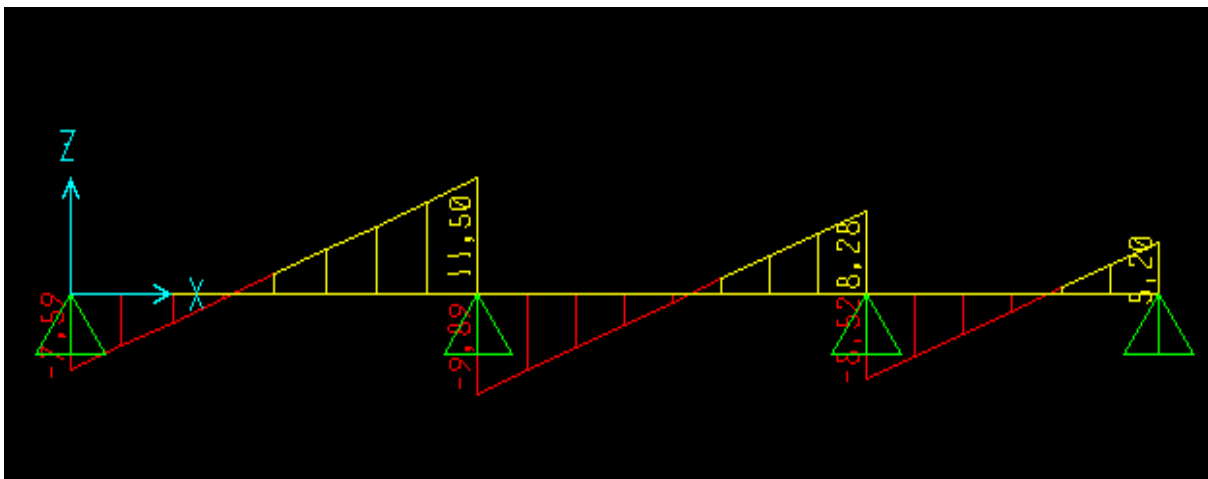


Figure III.6: Diagramme des efforts tranchants a l'ELS de 3través



- **Poutrelle à (4) travées :**

Récapitulation des moments sur appuis et en travées , effort tranchant de la poutrelle.(2.58m-2.8m-3.55m-3.73m).

Diagramme des moments fléchissant :

ELU

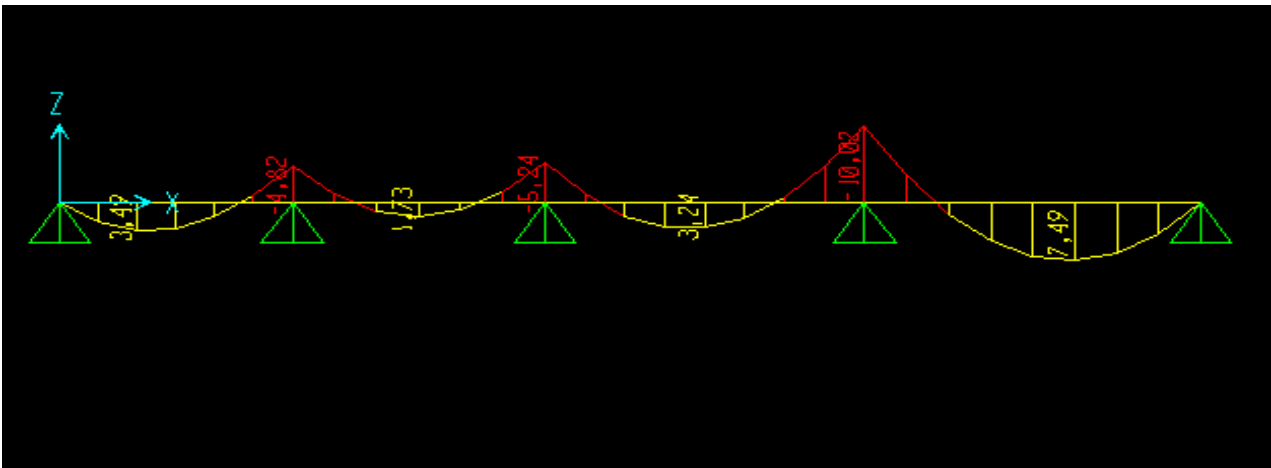


Figure III.7 : Diagramme des moments à l'ELU de 4 travées

ELS :

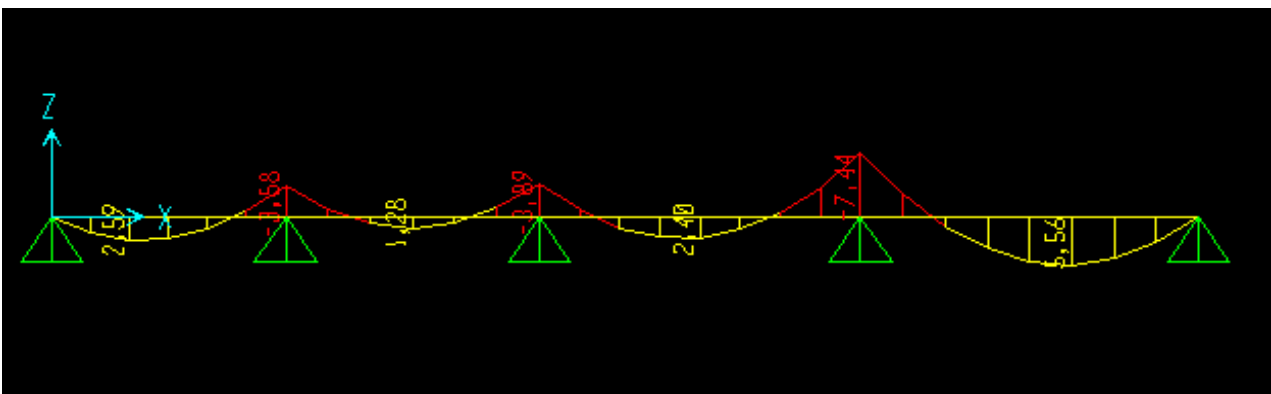


Figure III.8 : Diagramme des moments à l'ELS de 4 travées



Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :

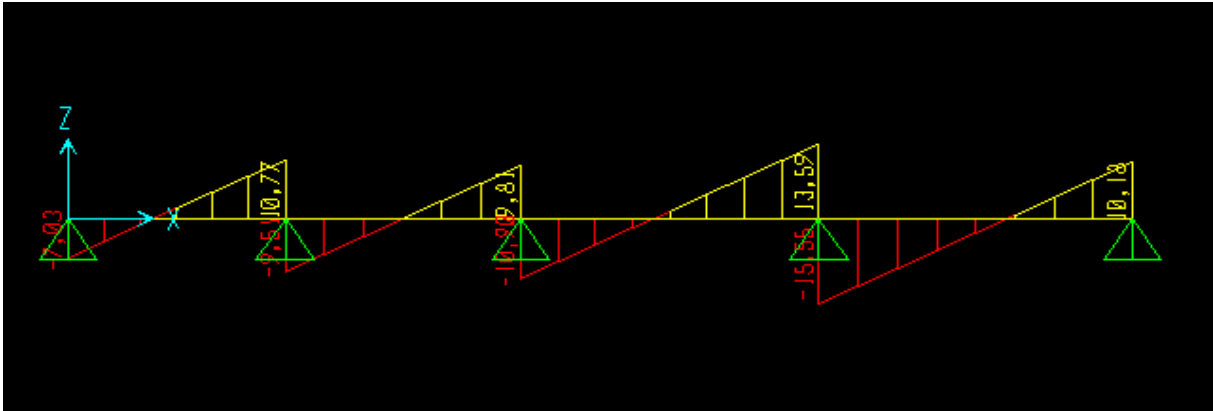


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de 4 travées

E

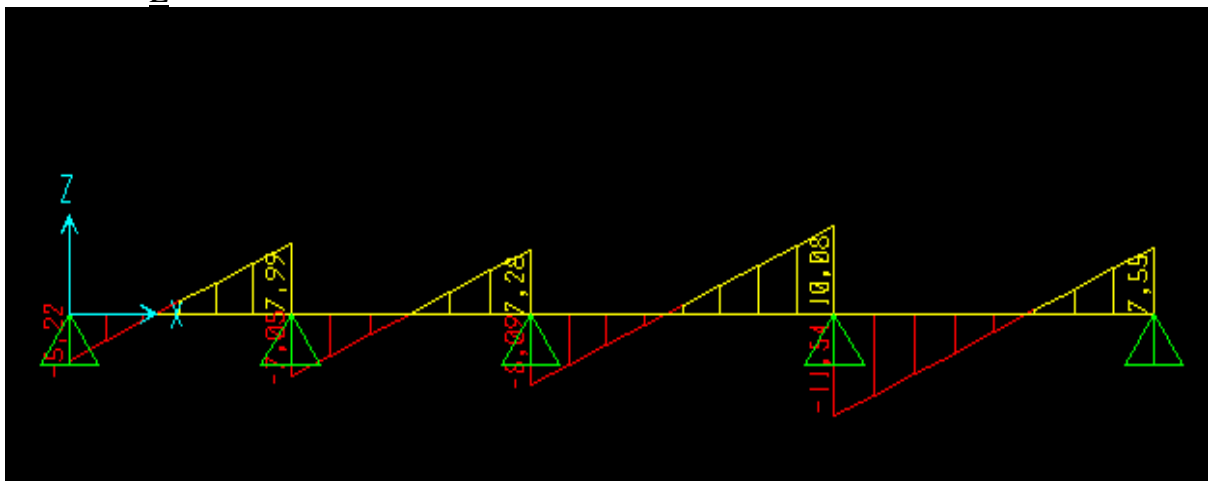


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de 4 travées



III.1.2.5. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorables 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 travées sont : **E.L.U** :

$$M_{tu}^{\max} = 7.55 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 10.07 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 15.56 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$M_{tser}^{\max} = 5.61 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 7.44 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 11.54 \text{ kN}$$

🔗 Ferrailage en travée :

$h=20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=10\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14.16\text{MPa}$;
 $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

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 table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 58.90 \text{ kNm}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

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 ($b \times h$) en flexion simple.



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

Tableau. III.1 : Sections d'armatures en travée.

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
7.55	0.025	Oui	0	0,0316	15.72	434.78	1.10

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.13cm^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1.10cm^2 | 1.13cm^2\} = 1.10cm^2$$

Choix : 2T12($A_s = 2.26cm^2$)

- Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{au}^{\max} = 10.07kNm < M_{tab} = 58.90kNm$

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

Tableau III.2 : Section d'armatures sur appuis.

$M_{au}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\sigma_s(mPa)$	$A_s(cm^2)$
10.07	0,033	Oui	0	0,042	17.90	434.78	1.29

- Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.13cm^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1.13cm^2 | 1.29cm^2\} = 1.29cm^2$$

Choix : 2T12($A_s = 2.26cm^2$)



☞ Vérifications :

➤ Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 15.56 \text{ kN}$

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

Tel que :

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

$$= 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{15.56 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.864 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \text{vérifiée}$$

• Au voisinage des appuis

1. Appuis de rives :

- **Vérification de la compression du béton :**

$T_u = 10.23 \text{ kN}$ (appui de rive)

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{T_u}{0,9 b_0 d} = \frac{10.23 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 180} = 0.631 \text{ MPa} < 6.66 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u \times \gamma_b}{f_e} = \frac{10.23 \times 10 \times 1,5}{400} = 0.38 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{vérifiée.}$$

2. Appuis intermédiaires :

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\frac{T_u}{0,9 b_0 d} = \frac{15.51 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 180} = 0.957 \text{ MPa} < 6.66 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0.9d}}{\sigma_s} = \frac{15.51 - \frac{10.07}{0.9 \times 180}}{434.78} = -1.07 \text{ m}^2 \dots \dots \text{vérifiée.}$$



✎ Vérification à l'E.L.S :

Vérification des contraintes du béton :

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimée.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✎ Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

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

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; c = c' = 2 \text{ cm}$$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} b y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$



Tableau III.3 : Vérification de la contrainte de béton.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (mPa)	Vérification
Travée	5.61	0.72	2.28	2925.67	4,37	Vérifiée
Appuis	7.44	0.92	2.56	3653.338	5.21	Vérifiée

✂ Vérification de la flèche

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

Les conditions à vérifier :

$$\begin{aligned} & \bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ & \bullet \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ & \bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{aligned}$$

Avec :

h = 20cm; b₀= 10cm; d= 18cm; L= 2.58m; M_{tser}= 5.61kNm;

A_s= 0.72 cm² ; f_e= 500MPa

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{258} = 0,0775 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{0,72}{10 \times 18} = 0,004 < \frac{4,2}{500} = 0,0084 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{258} = 0,0775 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{5.61}{10 \left(\frac{4.79 \times \left(\frac{4.6+4.15}{2} \right)^2}{8} \right)} = 0,048 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Puisque les 3 conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.



▪ Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE240 ($f_e=235\text{MPa}$)

- **BAEL 91 modifié 99 [4] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,9 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

- **RPA 99 version 2003 [3] :**

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

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

φ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\varphi_t \leq \text{Min}(0,57\text{cm}; 1,2\text{cm}; 1\text{cm})$.

Nous adopterons : $\varphi_t = 6\text{mm}$.

Donc :

- Selon le « **BAEL 91 modifié 99** » .

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 6,9 * 10^{-2}\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,017\text{cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « **RPA 99 version 2003** » .

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \\ \bullet S_t \leq 5 \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$



- **Choix des armatures :**

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \varphi_t^2 / 4 = 0,56 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 2\varnothing 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

- **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \Rightarrow S_t \leq 19 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Le ferrailage final adopté pour tous les types des poutrelles est représenté dans le schéma suivant :

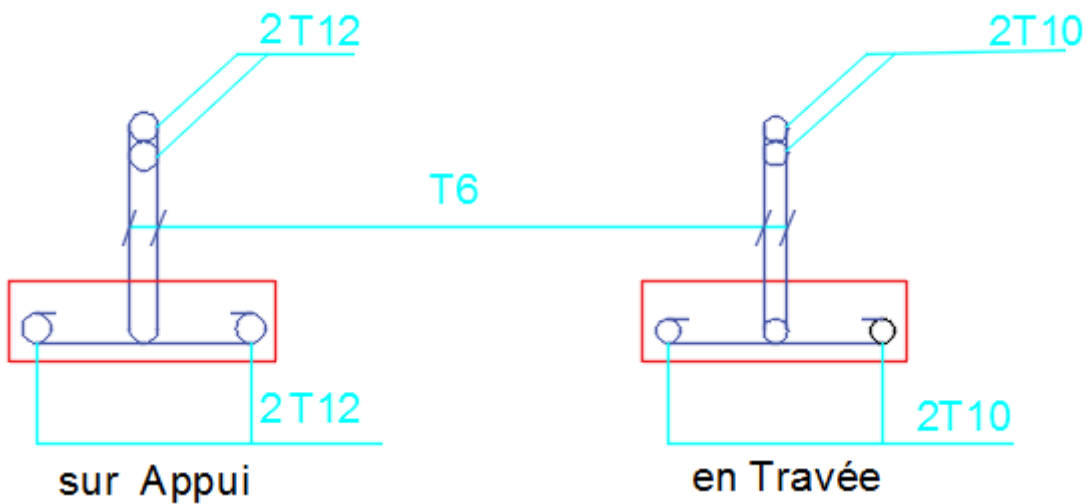


Figure III.11 : Schéma de ferrailage des poutrelles.



➤ Ferrailage de la table de compression :

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

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

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80\text{cm} \rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50\text{cm} \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases} \quad [4] \text{ (art. 6.8.4.2.3)}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles (L=65cm)

A1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

A2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

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

On a : L=65cm

Donc on obtient : $A_1 = 0.5\text{cm}^2/\text{ml}$

On prend : 6T5=1.18cm²

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

Armatures de répétitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.25\text{cm}^2$$

Soit : 6T5=1.18cm² → $S_t = 20\text{cm}$

➤ Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.



III.1.3 Plancher dalle pleine:

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes en béton avec armature incorporée, cette dalle peut reposer sur deux, trois ou quatre appuis. Dans notre ouvrage, on a rencontré un seul type de dalle il s'agit d'une dalle appuyée sur quatre cotés.

III.1.3.1. Pré dimensionnement de la dalle pleine:

Le pré dimensionnement de la dalle se fait selon les trois conditions suivantes :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \text{ Pour dalle continue avec: } 0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

$$\text{On a: } L_x = 4,45\text{m, } l_y = 4,6\text{m} \text{ et } 8,9 < e < 11,12 \text{ (cm)}$$

Condition d'isolation $e > 15 \text{ cm}$

Sécurité en matière d'incendie

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu

$e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe de feu

-On adopte $e = 20 \text{ cm}$

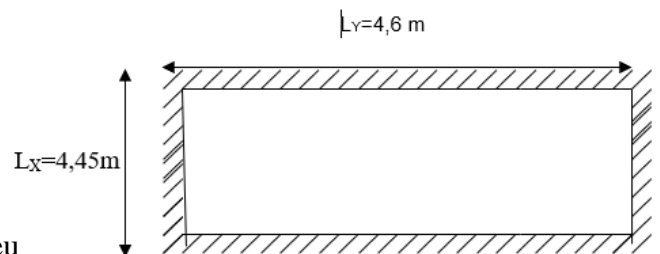


Figure III.12 : dalle pleine .

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ donc } \rho = 0,97$$

$$\rho = 0,97 \Leftrightarrow \mu_x = 0,0392$$

$$\mu_y = 0,9322$$

-La dalle travaille selon deux sens

$$M_x = \mu_x P_u l_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Les moments en travée : $M_{tx} = 0,75 M_x$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

Les moments sur appuis :

$$M_a = M_{a(\max)} \Rightarrow M_{ax} = -0,5 M_x$$

$$M_{ay} = -0,5 M_y$$

Poids propre de la dalle:

$$P_1 = 25 \times 0,2 = 5 \text{ KN/m}^2$$



La charge permanente:

$$P_2 = 2,54 \text{ kN/m}^2$$

$$G = P_1 + P_2 = 7,54 \text{ kN/m}^2$$

La charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 15,43 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 11,04 \text{ kN/m}^2$$

ELU :

$$\Rightarrow M_x = 15,43 \cdot 0,0392 \cdot (4,45)^2$$

$$\Rightarrow M_x = 11,2 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow M_y = 0,3613 \cdot M_x \Rightarrow M_y = 10,44 \text{ kN.m}$$

Les moments sur travée

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 0,75 \cdot 11,2 = 8,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 0,75 \cdot 10,44 = 7,83 \text{ kN.m}$$

Les moments sur appuis :

$$M_{ax} = -0,5M_x = -5,6 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5M_y = -5,22 \text{ kNm}$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 11,04 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow M_x = 11,04 \cdot 0,0392 \cdot (4,45)^2$$

$$\Rightarrow M_x = 8,57 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow M_y = 0,3613 \cdot M_x \Rightarrow M_y = 3,09 \text{ kN.m}$$

Les moments sur travée

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 0,75 \cdot 8,57 = 6,43 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 0,75 \cdot 3,09 = 2,32 \text{ kN.m}$$

Les moments sur appuis :

$$M_{ax} = -0,5M_x = -4,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5M_y = -1,55 \text{ kNm}$$



III.1.3.2. Calcul de ferrailage :

On a :

$b = 100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{Mpa}$, $f_e = 500\text{Mpa}$; $f_{bc} = 14,17$
MPa

-Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Calcul de ferrailage.

	M (kN.m)	A_{cal} (cm ²)	Armature choisie	A_s (cm ²)	espacement
Travée sens x-x	8,4	1.08	4T8	2,01	25
Travée sens y-y	7,83	1	4T8	2,01	25
Appui sens x-x	5,6	0.72	4T8	2,01	25
Appui sens y-y	5,22	0,67	4T8	2,01	25

III.1.3.2. Les vérifications :

On doit vérifier :

$$A_{sx}(\min) \geq 0,8\% \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) ; \delta = \frac{Lx}{Ly} = 0,97$$

$$A_{sx} \geq 0,81 \quad \text{donc c'est vérifié}$$

☞ Vérification de l'espacement :

$$St \leq \min \begin{cases} 3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm} & \text{pour les charges réparties} \\ 2h = 30\text{cm} ; 22\text{cm} & \text{pour les charges concentrés} \end{cases}$$



☞ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Sens x-x $T_x = \frac{P_u * L_x * L_y}{2L_y + L_x} \Rightarrow T_x = 23,13 \text{ kN}$

Sens y-y $T_y = \frac{P_u * L_x * L_y}{3 * L_y} \Rightarrow T_y = 22,89 \text{ kN}$

$$\tau_u^{max} = \frac{23,13 * 1000}{1000 * 180} \Rightarrow \tau < \bar{\tau}$$

☞ Vérification des contraintes :

Pour le béton : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Tableau III.5: vérification des contraintes à L'ELS.

	M_{ser}^{max} [kNm]	A_s [cm ²]	y [cm]	I [cm ⁴]	σ_b [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	observation
Travée sens x-x	6,43	2,01	3	15783,75	1,22	15	vérifié
Travée sens y-y	3,09	2,01	3	15783,75	0,59	15	vérifié
Appui sens x-x	4,28	2,01	3	15783,75	0,81	15	vérifié
Appui sens y-y	1,55	2,01	3	15783,75	0,29	15	vérifié

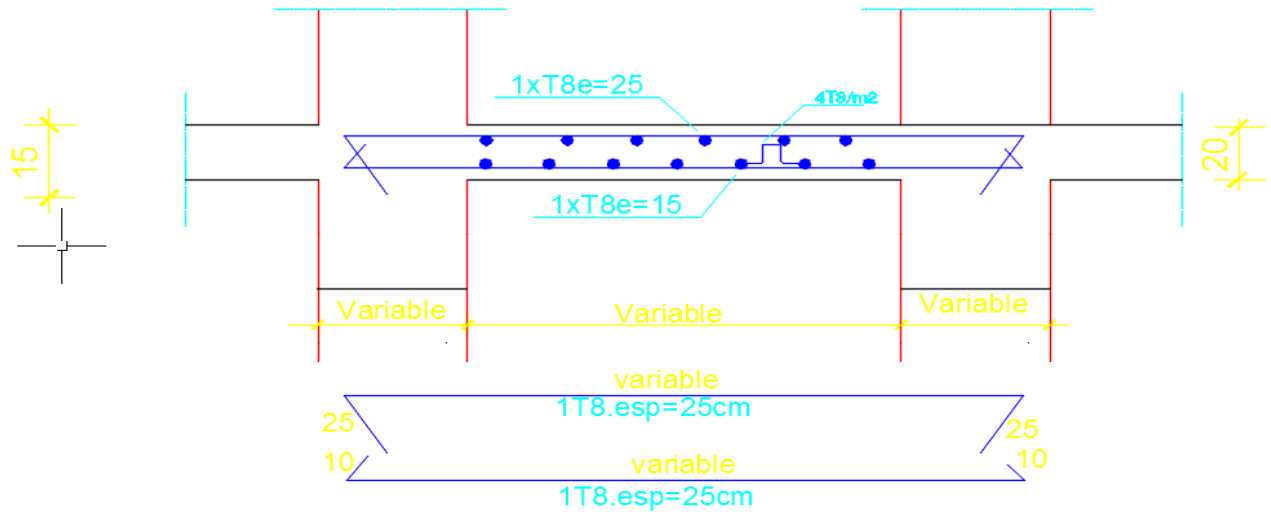


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine

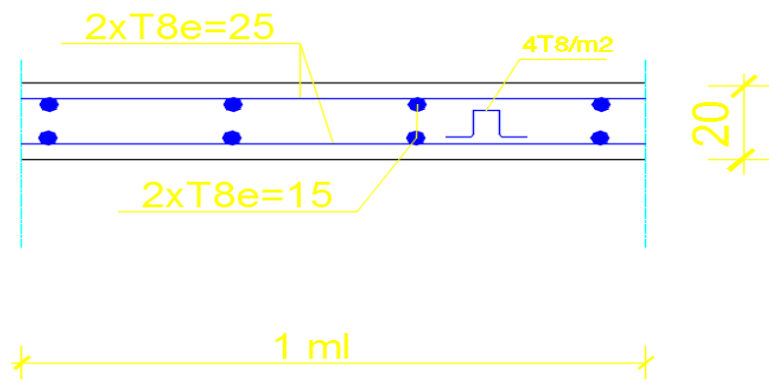


Figure III.14 : Schéma de ferrailage d'une bande de 1m de la dalle pleine



III.2.Escalier

III.2.1.Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.2.2.Définition des Eléments d'un Escalier:

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ($C.M$) de ces gradins.

h : Hauteur de la contre marche.

g : Largeur de la marche (giron).

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur de volée.

e : épaisseur d'escalier.

α : d'inclinaison de la paillasse.

$n-1$: Nombre de contre marche.

n : Nombre de marche.

L_0 : Longueur projetée de la paillasse.

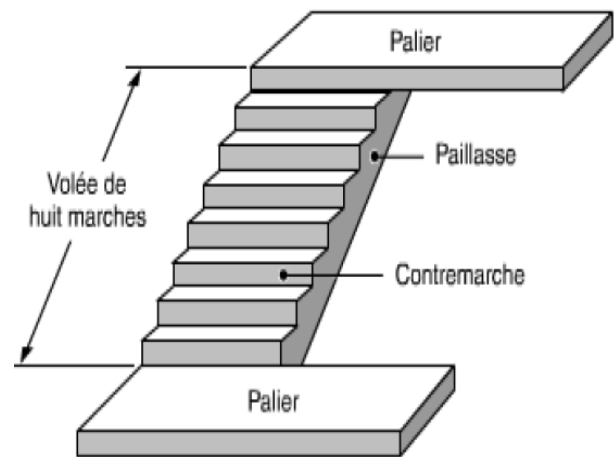


Figure III.15 : Escaliers droit.

Afin de déterminer les dimensions des contres marches et des marches, on utilise la formule de **BLONDEL** qui suit:

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

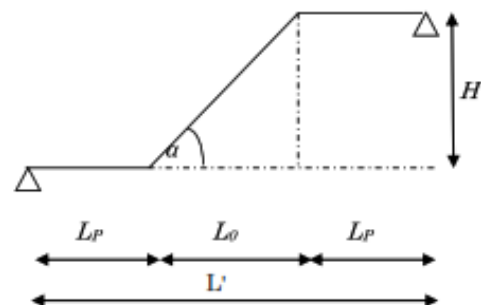


Figure III.16 : Schéma statique d'escalier.



III.2.3. Evaluation des Charges [DTR2.2,88]:

▪ **Palier :**

1. **Charges permanentes :**

- Carrelage (e=2cm; ρ=22kN/m³).....0,44kN/m²
 - Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m³).....0,40kN/m²
 - Lit de sable (e=3cm ; ρ=15kN/m³).....0,45kN/m²
 - Dalle pleine (e=25cm) 6,25 KN/m²
 - Enduit en ciment (e=2cm ; ρ=18kN/m³).....0,36kN/m²
- G_P=7,9KN/m**

2. **Charge d'exploitation :**

Q_P=2,50KN/m²

▪ **Paillasse :**

1. **Charges permanentes:**

- Poids propre de la paillasse $\frac{(25 \times 0,2)}{0,86}$ 5,81KN/m²
 - Carrelage (e=2cm ; ρ=22kN/m³).....0,44kN/m²
 - Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m³).....0,4kN/m²
 - Poids propre de la marche $\frac{(25 \times 0,17)}{1,53}$ 2,78KN/m²
 - Garde-corps0,6KN/m²
 - Enduit de platre (e=2 cm)0,36KN/m²
- G_V=10,39KN/m²**

2. **Charge d'exploitation:**

Q_V=2,50KN/m²

Tableau III.6 : Combinaison de charge.

	ELU	ELS
palier	14,41 KN/m ²	10,4 KN/m ²
Volée	17,78 KN/m ²	12,89 KN/m ²



III.2.4. Etude des escaliers:

▪ Escaliers à deux volets :

$H_{\text{étage}}=3,06\text{m}$; $H=1,53\text{m}$; $L_0=2,55\text{m}$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,53}{2,55} = 0,6 \rightarrow \alpha = 30,96^\circ$$

L_0 : Longueur d palier et de la paillasse

$$\alpha = 30,96^\circ, \cos \alpha = \frac{L}{L_1}$$

$$L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2,55}{\cos 30,96} = 2,97 \text{ ml}$$

$$L_0 = 2,97 + 1,3 + 1,69 = 5,96 \text{ ml}$$

▪ Condition de flèche :

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{5,96}{30} \leq e \leq \frac{5,96}{20} \rightarrow 19,87 \leq e \leq 29,8 \text{ cm}$$

On prend donc l'épaisseur $e=25\text{cm}$.

- calcul du nombre de contre marches en utilisant la formule de **BLONDEL**

$$2h + g = 64\text{cm} \Rightarrow \frac{L}{n-1} + 2 \times \frac{H}{n} \approx 64 \text{H} \times (n-1) + L_0 \times n \approx 64 \times n \times (n-1) \Rightarrow$$

$$0,64n^2 - (0,64 + 2h + L_0) \times n + 2H = 0,64n^2 - 648n + 320 = 0 ; \text{ Qui a pour solution : } n=10$$

Ce qui nous donne au final : $n=10$; $n-1=9$; $h=17\text{cm}$; $g=29\text{cm}$.

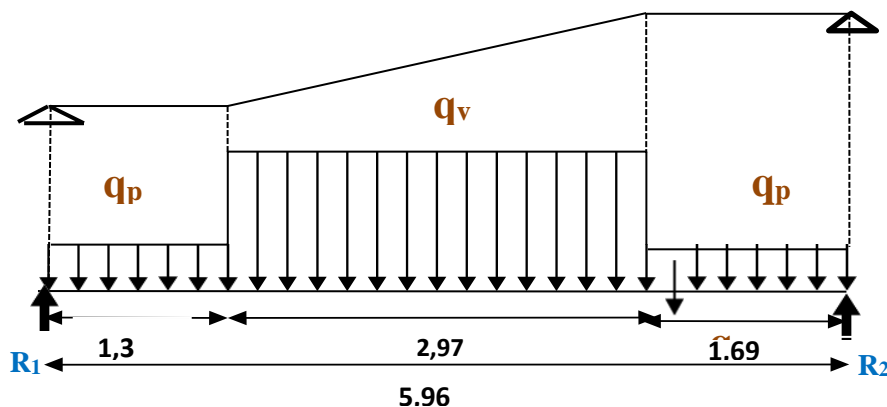


Figure III.17 : les charges appliquées sur l'escalier.



A L'ELU

▪ Réactions des appuis

$$\begin{aligned} \sum F_V = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = (q_p \times 1,3) + (q_v \times 2,97) + (q_p \times 1,67) \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 95,99 \text{ KN} \\ &\Rightarrow R_A = 48,07 \text{ KN} \\ &\Rightarrow R_B = 47,92 \text{ KN} \end{aligned}$$

⊗ Effort tranchant et moment fléchissant

$0 \leq x \leq 1,3$

$$\begin{aligned} T(x) &= R_A - q_p x \\ M(x) &= R_A x - q_p \frac{x^2}{2} \\ M(0) &= 0 \text{ KN.m} \quad T(0) = 48,07 \text{ KN} \\ M(1,3) &= 50,31 \text{ KN.m} \quad T(1,3) = 29,33 \text{ KN} \end{aligned}$$

$1,3 \leq x \leq 4,27$

$$\begin{aligned} T(x) &= R_A - 1,3q_p - q_v(x-1,3) \\ M(x) &= R_A x - 1,3q_p(x - \frac{1,3}{2}) - \frac{(x-1,3)^2}{2} q_v \\ M(1,3) &= 50,31 \text{ KN.m} \quad T(1,3) = 29,33 \text{ KN} \\ M(4,27) &= 59,03 \text{ KN.m} \quad T(4,27) = -23,47 \text{ KN} \\ T=0 \rightarrow x &= 2,95 \text{ et } M(2,95) = 74,51 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$0 \leq x \leq 1,69$

$$\begin{aligned} T(x) &= -R_B + q_p x \\ M(x) &= R_B x + q_p \frac{x^2}{2} \\ M(0) &= 0 \text{ KN.m} \quad T(0) = -47,92 \text{ KN} \\ M(1,69) &= 59,03 \text{ KN.m} \quad T(1,69) = -23,56 \text{ KN} \end{aligned}$$

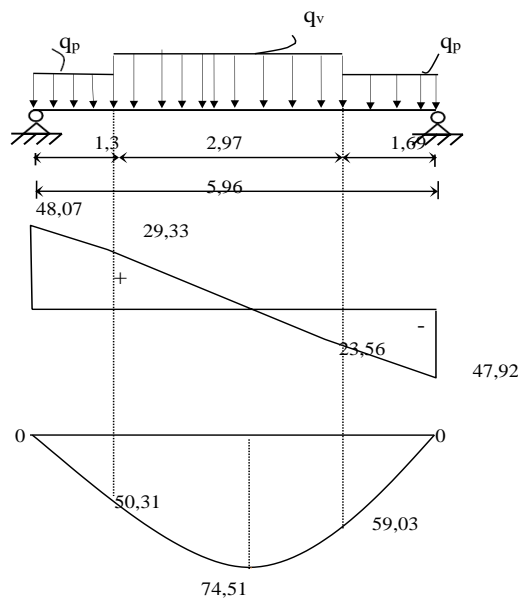
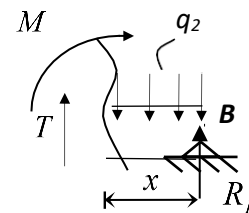
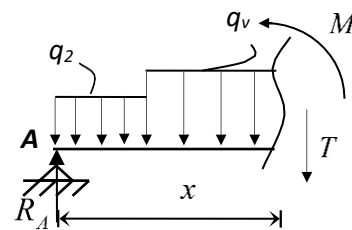
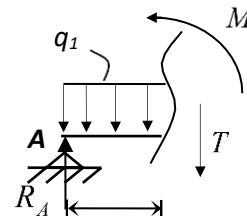


Figure III.18 : Diagrammes des sollicitations ELU.



A L'ELS

- Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_p \times 1,3) + (q_v \times 2,97) + (q_p \times 1,69)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 69,38 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 35,14 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_B = 34,24 \text{ KN}$$

- ⊗ Effort tranchant et moment fléchissant

$0 \leq x \leq 1,3$

$$T(x) = R_A - q_p x$$

$$M(x) = R_A x - q_p \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad T(0) = 35,14 \text{ KN}$$

$$M(1,3) = 36,89 \text{ KN.m} \quad T(1,3) = 21,62 \text{ KN}$$

$1,3 \leq x \leq 4,27$

$$T(x) = R_A - 1,3q_p - q_v (x - 1,3)$$

$$M(x) = R_A x - 1,3q_p \left(x - \frac{1,3}{2}\right) - \frac{(x - 1,3)^2}{2} q_v$$

$$M(1,3) = 36,89 \text{ KN.m} \quad T(1,3) = 21,62 \text{ KN}$$

$$M(4,27) = 44,25 \text{ KN.m} \quad T(4,27) = -16,67 \text{ KN}$$

$$T = 0 \rightarrow x = 2,97 \text{ et } M_{\max}(2,97) = 55,02 \text{ KN.m}$$

$0 \leq x \leq 1,69$

$$T(x) = -R_B + q_p x$$

$$M(x) = R_B x - q_p \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad T(0) = -34,24 \text{ KN}$$

$$M(1,69) = 44,25 \text{ KN.m} \quad T(1,69) = -16,67 \text{ KN}$$

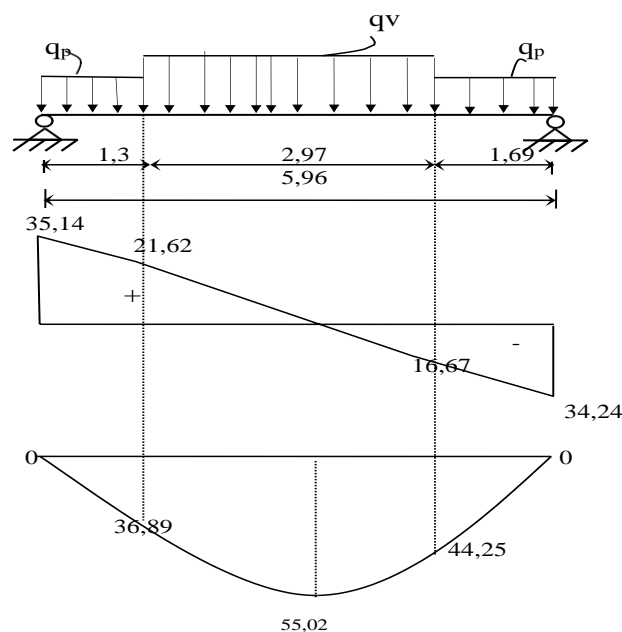
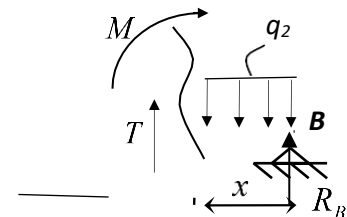
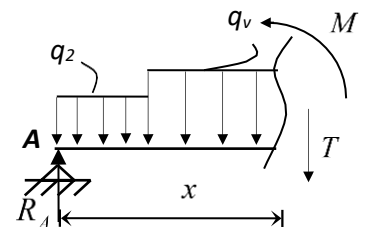
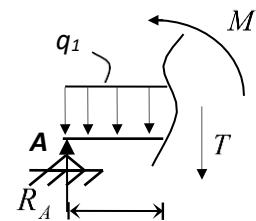


Figure III.19 : Diagrammes des sollicitations ELS.



Tableau III.7: Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U).

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.5M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.85M_0$)
0	48,07	48,07	0	48,07	74,51	37,25	63,33
1,3	–	29,33	50,31				
4,07	–	0	74,51				
4,27	–	-23,56	59,03				
5,97	47,92	-47,92	0				

Tableau III.8: Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S).

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.5M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.85M_0$)
0	35,14	35,14	0	35,14	55,02	27,51	46,77
1,3	–	21,62	36,89				
2,79	–	0	55,02				
4,27	–	-16,67	44,25				
5,97	34,24	-34,24	0				



III.2.5. Calcul de ferrailage :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
Tel que : b=100cm ; h=25cm.
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur
 $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,10\text{MPa}$; $\gamma_b = 1,5$;
 $d=0,9h=22,5\text{cm}$;
 $\gamma_s = 1,15$; $f_e=500\text{MPa}$; $\sigma_s = 434,78\text{ MPa}$

Tableau III.9: Ferrailage d'escalier.

	M_U [kNm]	μ	α	Z [cm]	$A_{s'}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	A_s^{choisit} [cm ²]	$A_s^{\text{adopté}}$ [cm ²]
Travée	63,33	0,088	0,115	21,47	0	6,78	5 T14	7,7
appui	37,25	0,052	0,067	21,9	0	3,91	4 T12	4,52

✎ Espacement :

En travée : $\text{esp} \leq \frac{100}{5} = 20\text{cm}$ On prend : esp=20 cm.

En appui : $\text{esp} \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$ On prend : esp=25 cm.

✎ Armature de répartition [HEN,99] :

En travée: $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,93 \leq A_r \leq 3,85$

Le choix est de 4T10=3,14cm² avec esp=25cm

En appui: $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13 \leq A_r \leq 2,26$

Le choix est de 5T8=2,51cm² avec esp=20cm



III.2.6. Vérifications

☞ Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,73 \text{ cm}^2 \quad [\text{BAEL},91]$$

En travée : $A_s = 7,7 > 1,73$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 4,52 > 1,73$ vérifiée

Effort tranchant [BAEL,99] :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$T_u^{\max} = T_{\max} \times \cos(\alpha) = 35,14 \times \cos(30,96) = 30,13$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

☞ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.
- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$\tau_u - \frac{M_u}{0,9d} = 30,64 \cdot 10^3 - \frac{36,56 \times 10^6}{0,9 \times 180} = -195039,01 < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.



☒ Vérification des armatures transversales [DAV,99] :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,13 < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

☒ Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

▪ Vérification des contraintes du béton [BAEL,99] :

- **Position de l'axe neutre :** $\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0.$

Moment d'inertie : $I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2.$

Avec : $n=15$; $c'=2\text{cm}$; $d=18\text{ cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0.$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}.$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.10 : Vérification à l'ELS.

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	46,77	7,7	10,9	58709,31	8,68	Vérifiée
Appui	27,51	4,52	9,01	36719,34	6,75	Vérifiée



✎ Vérification de la flèche [DAV,96] :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{25}{5,97} = 0,042 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition non verifier} \\ \frac{A_s}{bd} = \frac{7,7}{100 \times 22,5} = 0,0034 < 0,0084 \dots \text{Condition verifier} \\ \frac{h}{L} = 0,042 < \frac{44,77}{10 \times 55,02} = 0,085 \dots\dots\dots \text{Condition non verifier} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [BAEL,99].

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

✎ Moment d'inertie de la section homogène I_0 [BAEL,99] :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{array} \right. \text{Moment d'inertie fictive. [DAV,96]}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$$f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{MPa} \\ E_{vj} = 10818,86 \text{MPa} \end{cases}$$



Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.11 Vérification de la flèche de l'escalier..

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	I_v (cm ⁴)
46,77	7,7	0,0034	269,96	6,18	2,47	0,363	141758,3 3	48078,2 7	7474 3

Donc :

Tableau III.12 Vérification de la flèche

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	\bar{f} (cm)
1,07	2,05	0,98	1,19

$f < \bar{f}$, la condition vérifiée.

➤ Conclusion :

Nous avons ferrillé notre escalier avec 5T14 en travée et 4T12 en appuis et tous les vérifications nécessaire sont vérifier

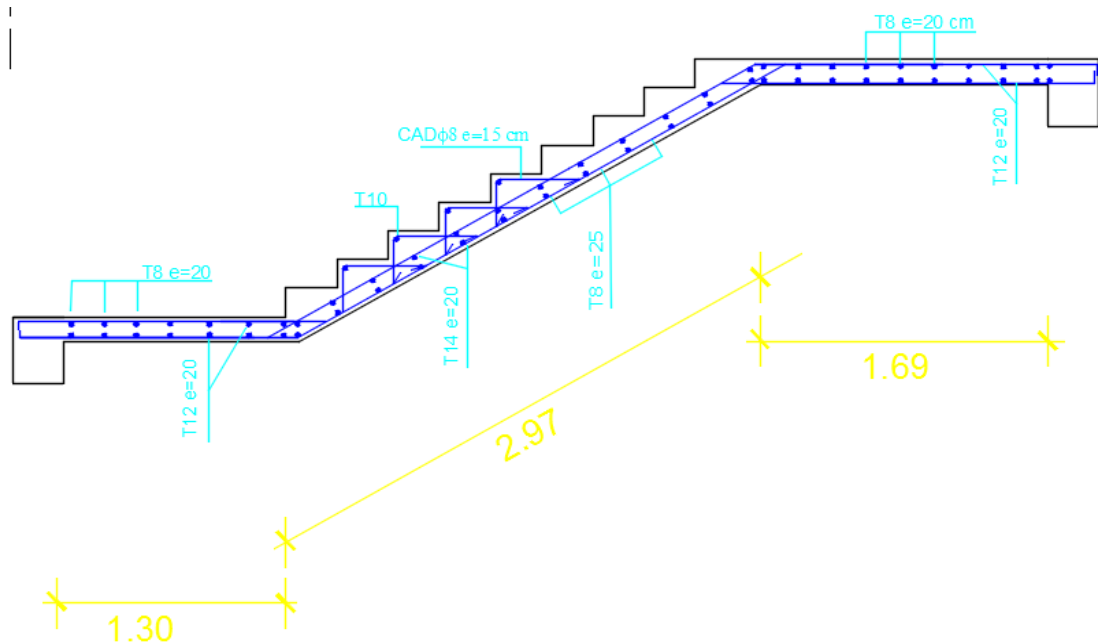


Figure III.20 : Schéma de ferrillage d'escalier




III .3. L'acrotère :

III.3.1.Introduction

L'acrotère est un élément secondaire exposé aux chocs thermiques.
Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1 m de longueur.

III.3.2.Calcul des charges sollicitant l'acrotère

 charge permanente et surcharge d'exploitation :

- Charge permanente :

La surface de l'acrotère :

$$S = 0,1 \times 0,5 + 0,08 \times 0,1 + 0,1 \times 0,02 / 2 = 0,059 \text{ m}^2$$

-Poids propre de l'acrotère : $25 \times 0,059 = 1,48 \text{ kN/ml}$

-Revêtement : $0,18 \times 2 \times 0,015 \times 0,6 = 0,32 \text{ kN/ml}$

$$\mathbf{G = 1,8 \text{ kN/ml}}$$

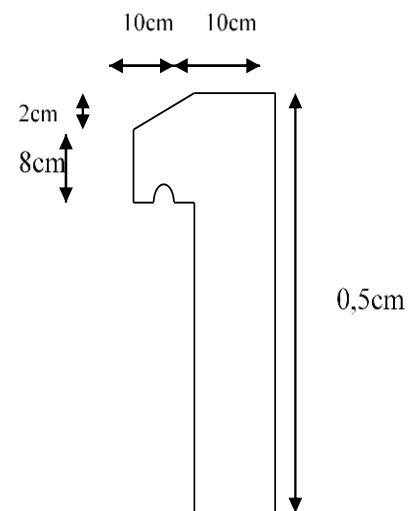


Figure III.21 : Dimension de l'acrotère

- Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

- Détermination des efforts :

1. calcul des efforts à l'E.L.U :

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,8 = 2,43 \text{ kN}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,5 = 0,75 \text{ kN.m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

2. calcul des efforts à l'E.L.S:

$$N_s = G = 1,8 \text{ KN}$$

$$M_s = Q h = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ kN.m}$$

$$T_U = Q = 1 \text{ kN}$$



III.3.3. Ferrailage de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

La section choisie est $A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20$ données
 $h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $M_U = 0,75 \text{ kNm}$, $N_U = 2,43 \text{ kN}$,

$$\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}, \quad f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 h = 9 \text{ cm} \quad ; \quad c = c' = 2,5 \text{ cm} \quad ; \quad e_0 = \frac{M_U}{N_U} = 30,8 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$$

$$\text{On a } e_0 = 30,8 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{SPC}$$

$$\text{Donc : } M_F = N_U f \text{ avec } f = e_0 + (h/2 - c) = 33,3 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } M_F = 0,81 \text{ kNm}$$

$$\text{D'après l'organigramme I: } M = M_F = 0,81 \text{ kNm}$$

$$\mu = 0,063 < \mu_r ; \quad A_{s'} = 0 \text{ (pas d'acier comprimés)}$$

$$\alpha = 8,803 ; \quad Z = 8,698 \text{ cm}$$

$$\mu < 0,186 \Leftrightarrow \varepsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } A_s = 25,9 \text{ mm}^2$$

D'où

$$A_1 = A_{s'} \quad \text{et} \quad A_2 = A_s - \frac{N}{\sigma_s} = 25,9 - \frac{2,43 \cdot 10^3}{348} = 19,01 \text{ mm}^2$$

$$\text{On obtient : } A_1 = 0 \text{ et } A_2 = 0,19 \text{ cm}^2$$

✎ Condition de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 90 \times (2,1/400) = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = \max (A_2 ; A_{\text{min}}) = 1,08 \text{ cm}^2$$

La section choisie est 4T8 avec $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

✎ Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,283 \leq A_r \leq 0,565 \text{ cm}^2$$



III.3.4 VERIFICATION :

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS .voir Annexe)

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,5}{1,8} = 0,28 \text{ m} \qquad \text{On prend } e_0 = 28 \text{ cm}$$

On a $e_0 = 28 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC}$

On doit vérifier le béton et l'acier

On résous l'équation du troisième degré :

$$Y_c^3 + P Y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - 90 \frac{A_1}{b} (c + c_1) + 90 \frac{A_2}{b} (c + d)$$

$$q = 2c^3 - 90 \frac{A_1}{b} (c + c_1) - 90 \frac{A_2}{b} (c + d)^2$$

$\Rightarrow p = -1529,11 \text{ cm}^2$; $q = 22481,58 \text{ cm}^2$

$$\Delta = q^2 + 4 \left(\frac{p}{3}\right)^3 < 0$$

$$\varphi = \text{Arc cos} \left[\frac{q}{2} \left(\frac{-p}{3}\right)^{-\frac{3}{2}} \right] = 0,21 \text{ rad}$$

$$Y_c = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left(\frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right) = 25,23 \text{ cm}$$

$Y = Y_c - c = 25,23 - 23 = 2,23 \text{ cm}$

▪ Calcul de moment statique :

$$S^* = \frac{b}{2} y_1^2 + 15 [A_s' (y_1 - c') - A_s (d - y_1)]$$

$S^* = 44,52 \text{ cm}^3$

▪ Contrainte du béton :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{S^*} y_1 < 0,6 f_{c28}$$

$\sigma_b = 0,75 \leq 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots$ vérifiée



- Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110\eta \right\} = 176 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \sigma_{bc}^{max} \frac{d-y}{y} = 34,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 176 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

✎ VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \times 90} = 0,016 \text{ kN}$$

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

$$\tau_u = 0,016 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

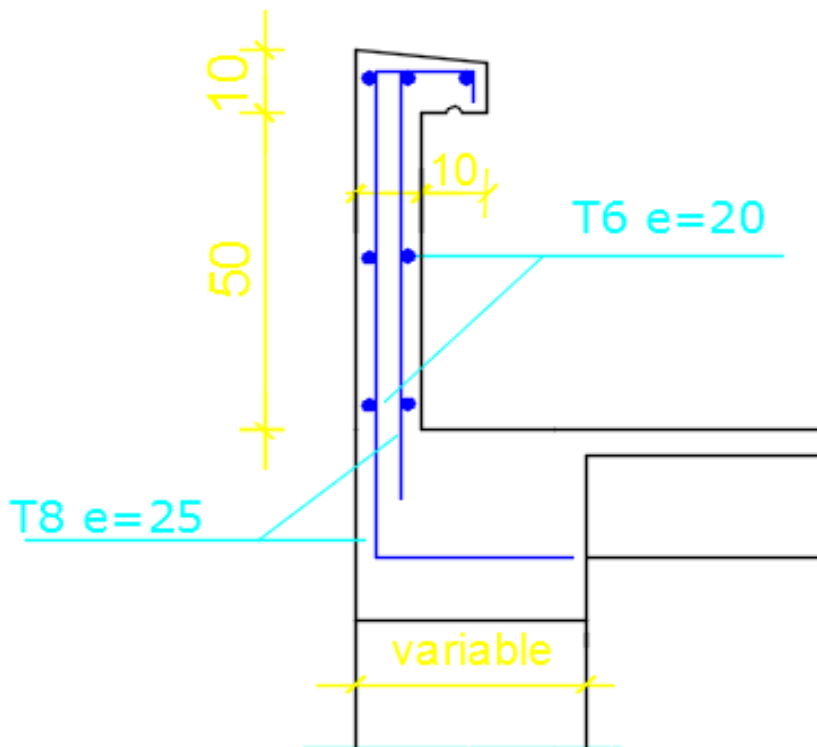


Figure III.22 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.



III.4. Les Balcons

III.4.1. Introduction :

Notre structure comporte un seul type de balcon ; des balcons en porte à faux. Leur calcul se fait comme pour une console en dalle pleine ayant une extrémité encastrée dans les planchers et l'autre libre.

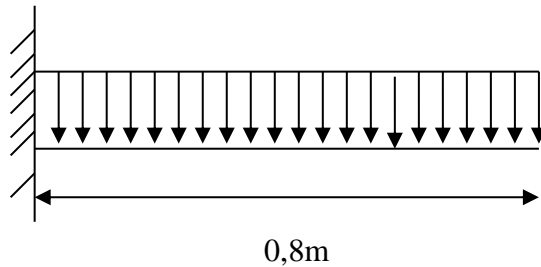


Figure III.23 : schéma statique d'un balcon.

III.4.2. Pré-dimensionnement

Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m, et de longueur à 1,33m.

Epaisseur de la dalle : $e_p \geq \frac{0,8}{10}$

Donc : $e_p = \frac{80}{10} = 8\text{cm}$. On prend $e_p = 15\text{cm}$

III.4.3. Evaluation des charges et surcharges :

✎ Charge permanente

Pour une bande de 1m ;

$G = 5,25 \times 1 = 5,25 \text{ kN/ml}$

$Q = 3,50 \times 1 = 3,5 \text{ kN/ml}$

La charge concentrée (maçonnerie)

Brique creuse (10cm) $9 \times 0,1 = 0,9 \text{ kN/ml}$

Enduit en ciment (2cm)..... $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/ml}$

Garde corps (fixé sur maçonnerie)..... $0,6 \text{ kN/ml}$

$P = 1,86 \text{ kN/ml} \times 1 = 1,86 \text{ K}$



$$M_r = 1 \times 1 \text{ m} = 1 \text{ kNm} ; \quad H = (\text{Garde corps}) = 1 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,62 \text{ kN/ml} \\ Q = 3,5 \text{ kN/ml} \\ M = 1 \text{ kN.m} \\ P = 1,86 \text{ kN} \end{array} \right.$$

▪ **ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,33 \text{ kN/ml}$$

$$p_u = 1,35p = 2,51 \text{ kN}$$

$$M_{ur} = 1,5M_r = 1,5 \text{ kN.m}$$

▪ **ELS :**

$$q_s = G + Q = 8,75 \text{ kN/ml}$$

$$p_s = p = 1,86 \text{ kN}$$

$$M_{sr} = M_r = 1 \text{ kN.m}$$

✎ Détermination des efforts :

▪ **ELU :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} + p_u \cdot L + M_{ur} = 7,453 \text{ kN.m}$$

▪ **ELS :**

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} + p_s \cdot L + M_{sr} = 5,288 \text{ kN.m}$$



III.4.4. Ferrailage :

$b = 100\text{cm}$; $d = 13,5\text{cm}$, $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $M_u = 7,543\text{kN.m}$;

$\sigma_s = 434,78\text{Mpa}$

$$u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = 0,029 < u_R = 0,371 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0,038$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \text{ donc } Z = 132,94\text{mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 1,3\text{cm}^2$$

On prend $4T8/\text{ml} = 2,01\text{cm}^2$ avec $\text{esp} = 25\text{ cm}$

✎ Armature de répartition :

$$\frac{A}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{A}{2} \Rightarrow A_{rep} = 1\text{cm}^2 \quad \text{On prend } 3T8 = 1,51\text{cm}^2 \quad \text{avec } \text{esp} = 25\text{ cm}$$

III.4.5. Les vérifications :

▪ Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \cdot A \frac{f_{t28} \cdot 2,1}{f_e \cdot 500 S_{min}}$$

$$\Rightarrow 2,01 > 1,3 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

▪ Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau} = \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa} \quad ; \quad T_u = q_u \cdot L + p_u = 12,37\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{12,37 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,092\text{ MPa} < 2,5\text{MPa} \text{ donc c'est vérifié}$$

T_u : Effort tranchant

b : Largeur = 1m

d : Hauteur utile de la dalle



▪ Vérification à ELS :

Position de l'axe neutre :

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

$$50y^2 - 15 \times 2,01(13,5-y) = 0$$

$$y = 2,57 \text{ cm}$$

▪ Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + n \cdot A'_s \cdot (Y - c')^2 + n \cdot A_s \cdot (d - Y)^2$$

$$I = 4167,69 \text{ cm}^4$$

▪ Vérification des contraintes :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{Ser} \cdot Y}{I} = \frac{12,07 \cdot 10^6}{4167,69 \times 10^4} \cdot 35,7 = 3,26 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{Ser} \cdot (d - Y)}{I} = \frac{5,288 \cdot 10^6}{4167,69 \times 10^4} \cdot (135 - 25,7) = 13,86 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 195,23) = 195,23 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ Vérification de la flèche :

La vérification de la stabilité d'une console de portée inférieure à 2,0m vis à vis de la déformation n'est pas nécessaire.

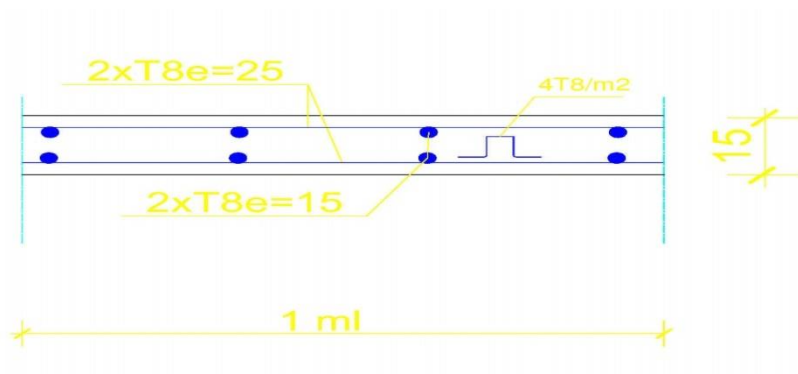


Figure III.24 : Schéma de ferrailage d'une bande de 1m de balcon

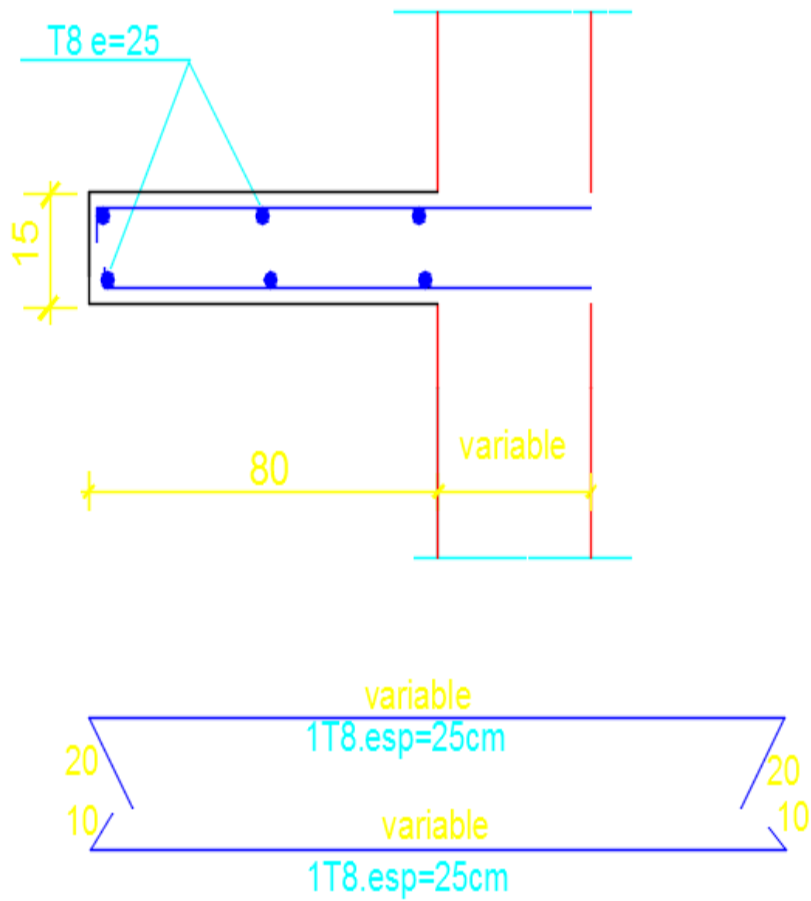


Figure III.25 : Schéma de ferrailage de balcon



CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE



IV.1.Introduction :

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie

IV.2.Etude dynamique :

L'analyse dynamique nécessite toujours de créer initialement un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.3.L'objectif du l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations .Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse

IV.4.Méthode de calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques ,on utilise le logiciel ETABS qui peut les calculer suivant différentes méthode (Response Spectrum Function ,Time History Function ,... Réponse Spectrum Fonction a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivants les modes détermines en se basan

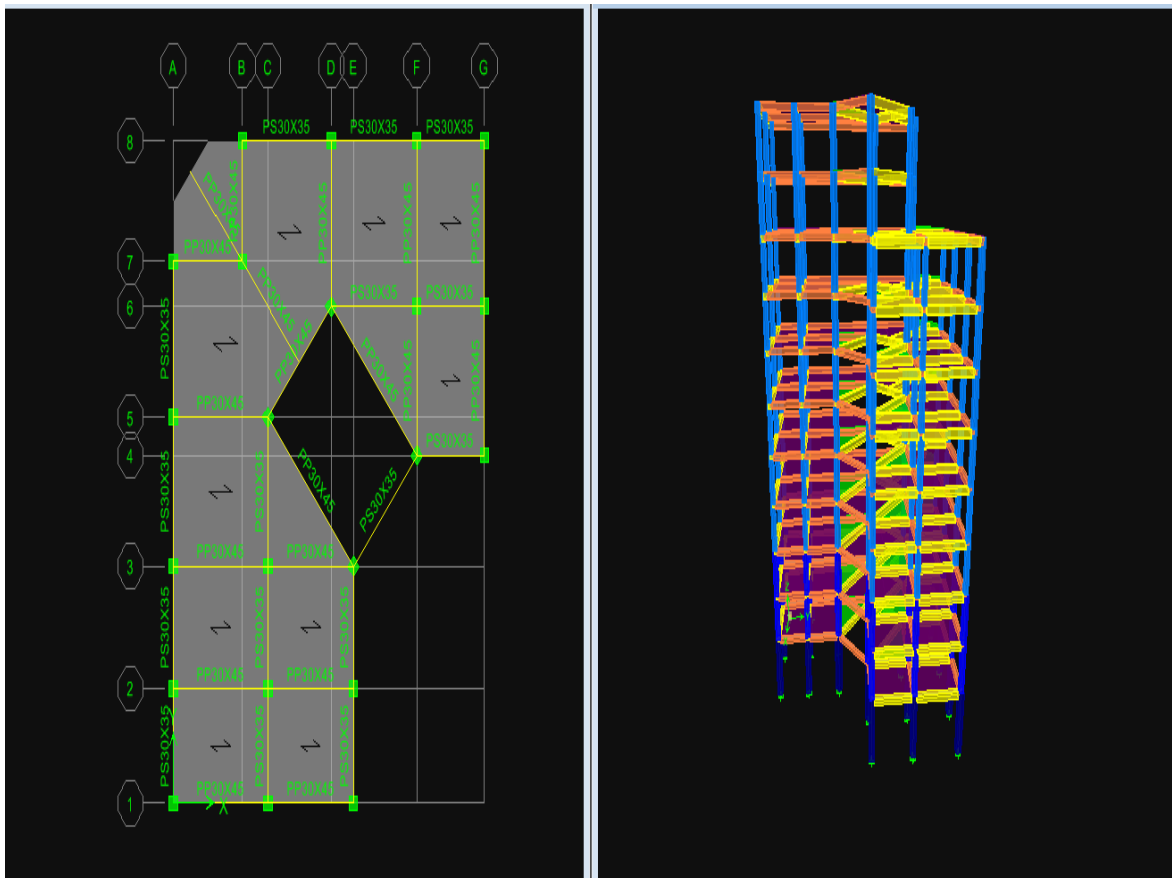
IV.4.1.Méthode statique équivalente : Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.



IV.4.2-Méthode d'analyse modale spectrale :

Le principe de la méthode est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure. La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures est basée sur l'utilisation de spectre de réponse. La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes sur les hypothèses suivantes « équivalente » et « la méthode dynamique modale spectrale » et c'est la méthode qu'on a utilisée.

Figure IV.1 : modélisation de notre structure dans l'ETABS.





IV.5- Calcul de la force sismique totale

- ✎ Les résultats de l'analyse :
Utilisation des spectres de réponse :
La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse
- ✎ **Vis-à-vis des situations accidentelles : elles sont données par le R.P.A 99/v2003**
- ◆ G+Q+E
- ◆ 0.8G+E
- ◆ Tout d'abord on doit introduire le spectre de réponse
- ◆ Définir → Fonctions → response spectrum → from file → add new
- ◆ Après on introduit les combinaisons accidentelles en utilisant le menu définir → load combinations → add

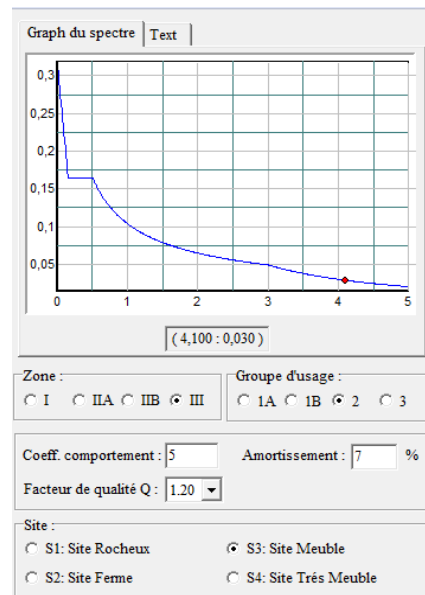


Figure IV.2 : spectre de réponse

✎ L'effort sismique à la base de la structure (V_{st}):

L'effort sismique à la base de la structure est estimé par la méthode statique équivalente (M.S.E) ; il est obtenu à partir de la formule empirique suivante :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{xy} \times Q}{R} \times W$$

✎ Le coefficient d'accélération de zone (A) :

Il est fonction (du groupe d'usage, de la zone sismique):

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage=2} \\ \text{Zone sismique III} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0,25$$



➤ Calcul de D Facteur d'amplification dynamique moyen

Il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et de période fondamentale de la structure (T).

- $T = C_t \times h_n^{3/4}$
- Dans notre cas on a $\begin{cases} C_t = 0.05 \\ h_n = 3488\text{m} \\ T = 0.717\text{s} \end{cases}$
- $\rightarrow T_{\text{exp}} = 1.3 \times T = 0.932\text{s}$
- $T_{\text{numérique}} = 0.838 \leq T_{\text{exp}} = 0.932$

D : Facteur d'amplifications dynamiques moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0\text{s} \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0\text{s} \end{cases}$$

On a $T_2 < T < 3.0\text{s}$

➤ Le facteur de correction d'amortissement $\eta = \frac{\sqrt{7/2 + \xi}}{2} = 0.881 \geq 0.7$

➤ D'après le RPA 99/2003 Valeurs de ξ (%) = 7

Tableau IV.1 : valeur de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

➤ La période fondamentale de la structure peut être estimée conformément au règlement parasismique algérien **RPA 99/ 2003 (Article 4.2.4)**

$$T = C_t (h)^{3/4} = 0.050 * (34.88)^{3/4} = 0.717\text{s} \Rightarrow 1.30T_1 = 0.93\text{s}$$



D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow D_x = 15,11m \\ \Rightarrow D_y = 18.41 m \end{array} \right.$$

Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{34.88}{\sqrt{15.11}} = 0,807sec.$

✓ Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{34.88}{\sqrt{18.41}} = 0,731sec.$

Sens (x-x) : $T_x = 1.3[\min(0,717; 0,807)] = 0.932sec.$

Sens (y-y) : $T_y = 1.3[\min(0,717; 0,731)] = 0,932ec.$

Calcul de D

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,881 \times \left(\frac{0,5}{0,932}\right)^{2/3} = 1.45 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,881 \times \left(\frac{0,5}{0,932}\right)^{2/3} = 1.45 \end{array} \right.$$

✗ Facteur d'amplification dynamique moyen (D_{x,y}) :

Il est fonction (de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période de la structure):

Observé : 0

Non observé : 0.05 et 0.1 pour la 6eme condition

TableauIV.2 : valeur de pénalités P_q

Critère 'q'		
	Observé	Non
Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05
Redondance en plan	0	0,05
Régularité en plan	0	0,05
Regularité en elvation	0	0,05
Contrôle de la qualité des materiaux	0	0,05
Contrôle de la qualité de lexection	0	0,10

$Q_x = 1+0+0+0.1+0.05+0.05+0=1.2$

$Q_y = 1+0+0+0.1+0.05+0.05+0 = 1.2$



IV.6- Résultats de l'analyse sismique :

D'après le RPA 99 Vr2003 pour les structures représentées par des modèles dans les deux 02 directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à tenir dans chacune des deux 02 directions d'excitations doit être tel que :

La somme des masses modèles effectives pour les modes soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Ou que tous les modes ayant une masse effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient pour détermination de la réponse totale de la masse.

Pour voir les résultats de notre modélisation on doit lancer l'analyse afin de lire les résultats de calcul

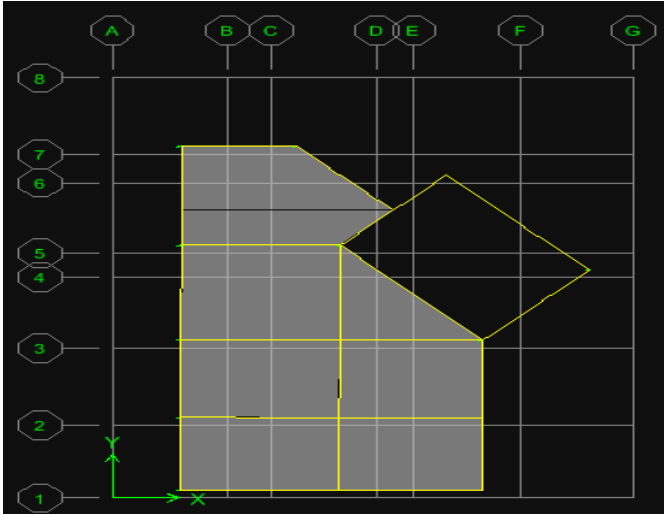
IV.6.1- Caractéristiques dynamiques propres du model initiale

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

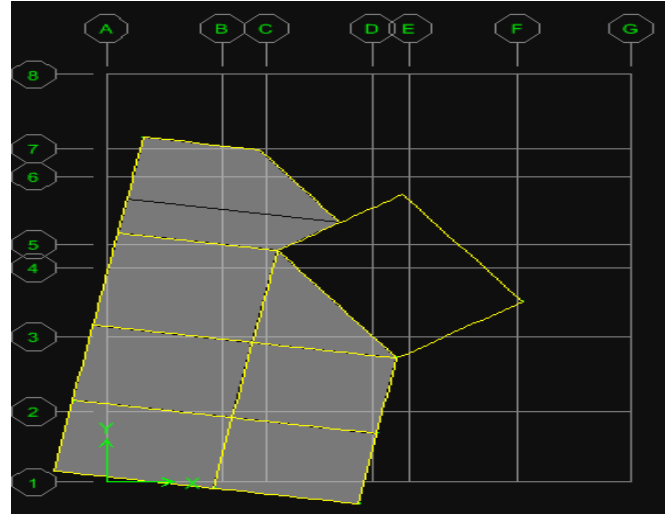
- Une période fondamentale : $T = 1,308$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 7^{eme} mode

TableauIV.3 : Participation massique du modèle initial (La période)

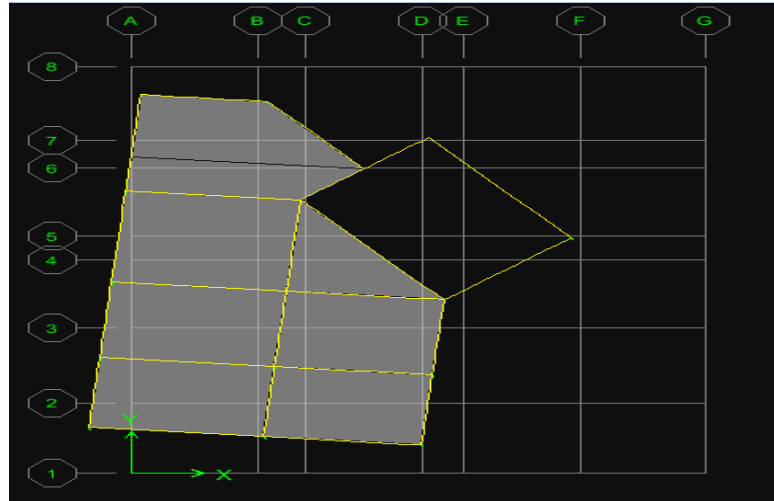
Mode	Période	U_x	U_y	U_z	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	1,308517	9,3546	53,9858	0	9,3546	53,9858
2	1,2486	67,1647	12,2017	0	76,5193	66,1875
3	1,021336	2,9519	13,2618	0	79,4713	79,4493
4	0,46067	0,5976	8,8715	0	80,0688	88,3208
5	0,439657	9,8934	0,5324	0	89,9622	88,8532
6	0,385448	0,0034	0,5685	0	89,9656	89,4216
7	0,283092	1,9112	2,2655	0	91,8768	91,6872
8	0,277715	1,7092	2,7311	0	93,586	94,4183
9	0,244777	0,9818	0,0075	0	94,5678	94,4258
10	0,187797	0,7189	1,4402	0	95,2866	95,866
11	0,181943	1,5255	0,8477	0	96,8121	96,7137
12	0,164281	0,1079	0,146	0	96,9201	96,8596



FigureIV.3 : Le 1^{er} mode : translation parallèlement à x-x.



FigureIV.4 : Le 2^{ème} mode : Rotation



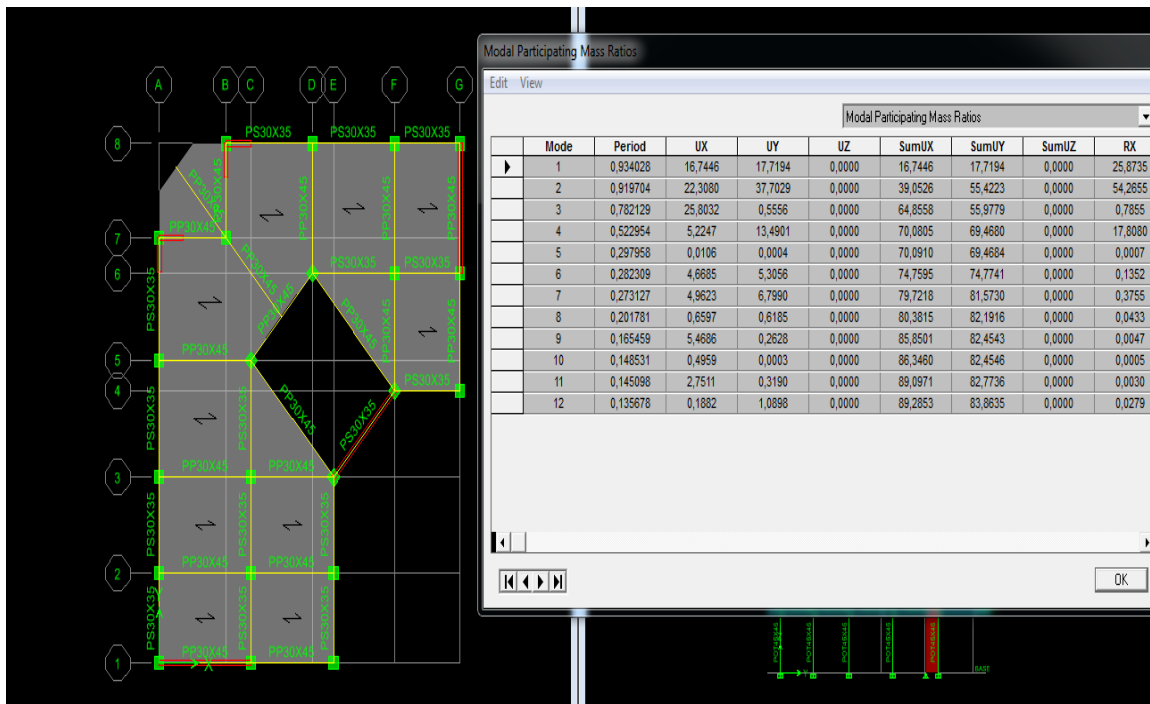
FigureIV.5 : Le 3^{ème} mode : Rotation

Pour éviter le mode de torsion on doit rigidifier la structure.
 Les « RPA99 version 2003 » rendent nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement.



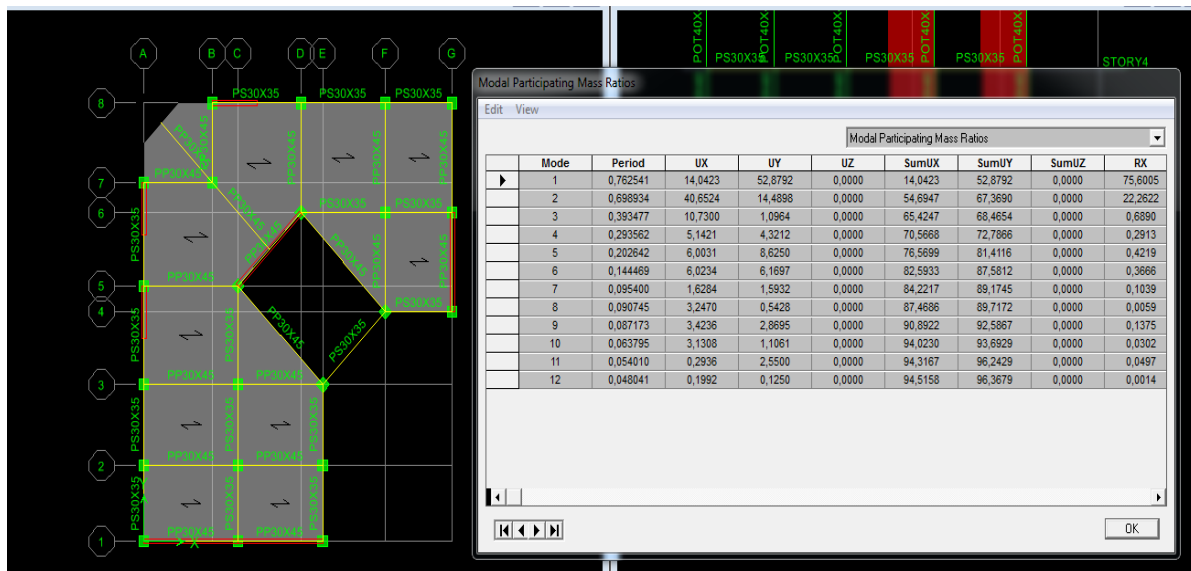
➤ Quelques essais qu'on a fait avant le modèle finale

Figure IV.6 : 1^{er} disposition des voiles qui ne vérifie pas.



La période est très petite par rapport à la période calculé et le déplacement ne vérifie pas

Figure IV.7: 2^{eme} disposition des voiles qui ne vérifie pas

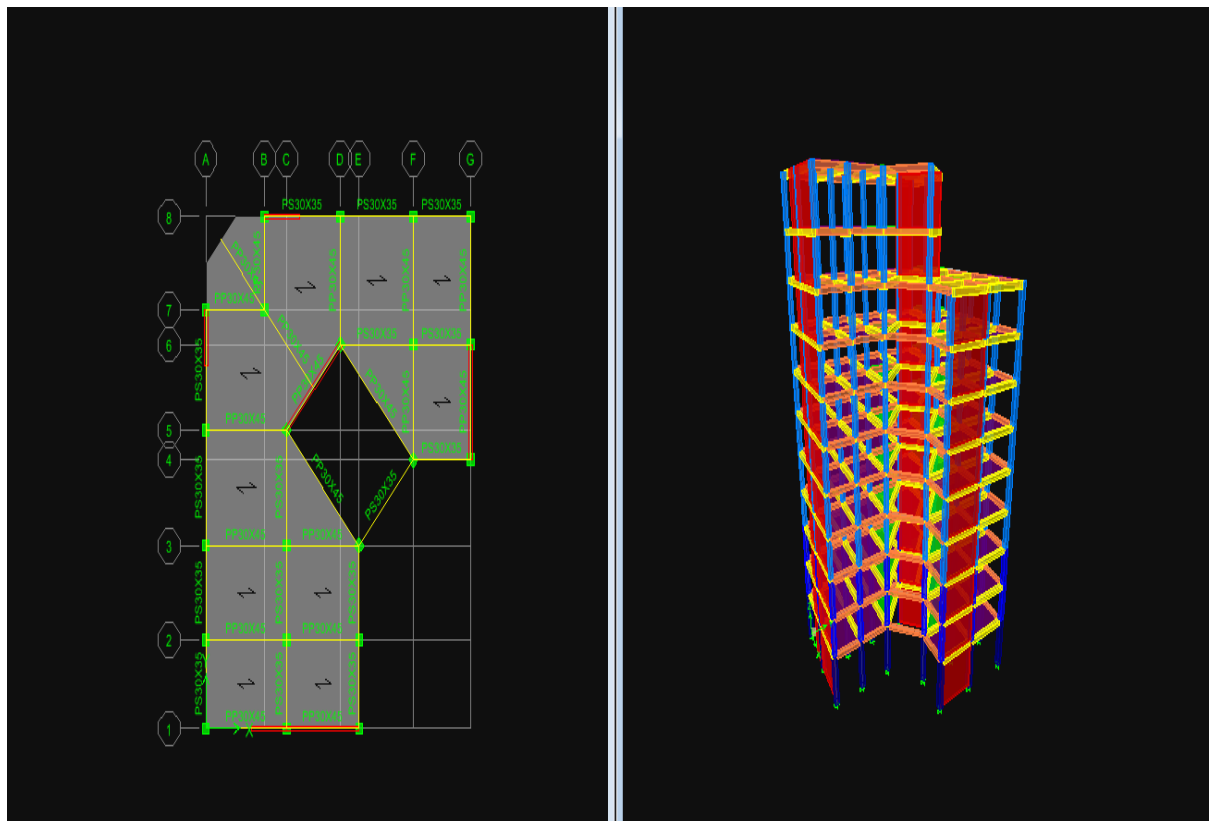


On a une rotation au 1^{er} mode donc on vas changer la disposition des voiles car la rotation donne une torsion pour le 1^{er} mode et est



- Après plusieurs essais on a trouvé la disposition des voiles qui vérifient tous les conditions du RPA99/V2003

Figure IV.8 : Le modèle finale de la disposition des voiles.





IV.6.2-Caractéristiques dynamiques propres du model initiale

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0.83$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{eme} mode
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y
- Le 2^{eme} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 3^{eme} mode est un mode de rotation.

TableauIV.4: Participation massique du modèle finale (La période)

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,838975	5,9298	60,3833	0	5,9298	60,3833
2	0,747568	56,1463	3,2661	0	62,0761	63,6494
3	0,492785	5,6112	3,9692	0	67,6873	67,6186
4	0,309118	2,9673	5,7621	0	70,6546	73,3807
5	0,221054	6,4023	7,8164	0	77,0568	81,1971
6	0,156648	8,7667	4,9444	0	85,8236	86,1415
7	0,119234	1,796	1,7243	0	87,6196	87,8658
8	0,103084	2,5421	1,1783	0	90,1618	89,0441
9	0,095805	0,1366	3,6675	0	90,2983	92,7115
10	0,067637	4,1404	1,0922	0	94,4388	93,8037
11	0,058096	0,4775	1,536	0	94,9163	95,3397
12	0,053454	0,9028	1,076	0	95,819	96,4157



IV.6.3-Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

W : Poids total de la structure donne par le logicielle ETABS :

W= 25964.5057Kn

Alors le calcul de la force sismique se fait comme suite :

$$V_y = V_x \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 1,45 \times 1,2}{5} \cdot 25964,50 = 2338,688 \text{ Kn}$$

D'après les résultats de logiciel ETABS et d'après le RPA99/version2003 (4.3.6)

Il faut $V_{dynamique} \text{ (ETABS)} < 0,8 V_{statique}$

Ona : $0,8 \times V_{st} = 0,8 \times 2823,64 = 2258,91 \text{ KN}$

Comparaison de l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente ($0,8 \cdot V_{(stq)}$)

$$\begin{cases} F_x = V_t^x = 2142,31 \text{ KN} \\ F_y = V_t^y = 2232,16 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_t^x < 0,8 V_x \\ V_t^y < 0,8 V_y \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 2142,31 < 2258,91 \\ 2232,16 < 2258,91 \end{cases}$$



IV.7-Justification du choix du coefficient de comportement

☞ Effort Normal :

L'effort normal total à la base de la structure(ETABS) est :

$$P_{Tot} = 23398.764 \text{ kN.}$$

L'effort normal à la base repris par les voiles(ETABS) est :

$$P_{Voile} = 4623.97 \text{ kN.}$$

$$P_{Voile} / P_{Tot} = 19.76 \% < 20\% \quad (\text{RPAA})$$

TableauIV.5 : vérification de l'effort tranchant chaque étage

Etages	$V_{xtot} (KN)$	$V_{xportique} (KN)$	$V_x \%$	$V_{ytot} (KN)$	$V_{yportique} (KN)$	$V_y \%$	Condition	Observation
terrasse	327.02	292.13	89.33	394.262	301.65	76.51	25	Vérifiée
9	575.53	321.362	55.83	675.59	461.28	68.27	25	Vérifiée
8	925.19	635.88	68.72	1008.56	753.62	74.72	25	Vérifiée
7	1240.45	594.76	47.94	1313.05	716.89	54.59	25	Vérifiée
6	1508.22	637.47	42.26	1568.86	747.12	47.62	25	Vérifiée
5	1736.229	653.23	37.62	1789.34	752.651	42.06	25	Vérifiée
4	1920.50	660.45	34.38	1984.20	749.63	37.77	25	Vérifiée
3	2085.11	594.75	28.52	2133.95	664.81	31.15	25	Vérifiée
2	2207.56	709.53	32.14	2264.23	782.87	34.57	25	Vérifiée
1	2304.47	671.29	29.12	2343.76	687.36	29.32	25	Vérifiée
RDC	2358.91	598.75	25.38	2404.21	612.98	25.49	25	Vérifiée

- Donc notre coefficient de comportement est égale a 5



IV.8- Calcul et Verification du déplacement

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 4-4-3) :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y).

Le déplacement horizontal à chaque niveau «k » de la structure est calculé commesuit : $\delta k = R .\delta ek$

δk : déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structures.

δek : déplacement du aux forces sismiques V_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k -1$$

Le RPA99/version2003 préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser le déplacement admissible qui est : $\Delta kadm = 1\%he$.

Avec:

he : la hauteur libre de l'étage considéré.

Il faut vérifier que : $\Delta k \leq \Delta kadm$

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y	STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY11	46,513808	12,827627	0,001440	0,000483	STORY11	7,921218	46,836536	0,000269	0,001447
STORY10	42,019359	11,381905	0,001711	0,000446	STORY10	7,046455	42,183352	0,000269	0,001590
STORY9	37,032852	10,197618	0,001792	0,000415	STORY9	6,225729	37,395151	0,000271	0,001670
STORY8	31,748877	9,093906	0,001522	0,000434	STORY8	5,400675	32,353229	0,000283	0,001628
STORY7	27,120228	7,854374	0,001559	0,000443	STORY7	4,541910	27,407987	0,000279	0,001642
STORY6	22,374425	6,564338	0,001570	0,000447	STORY6	3,691559	22,413283	0,000272	0,001625
STORY5	17,590575	5,241311	0,001534	0,000442	STORY5	2,864245	17,461141	0,000256	0,001561
STORY4	12,908290	3,912475	0,001431	0,000423	STORY4	2,083833	12,700350	0,000231	0,001430
STORY3	8,535893	2,631048	0,001241	0,000378	STORY3	1,378667	8,332868	0,000196	0,001219
STORY2	4,742657	1,479233	0,000951	0,000299	STORY2	0,779622	4,606244	0,000150	0,000922
STORY1	1,834520	0,564709	0,000450	0,000138	STORY1	0,320372	1,786937	0,000079	0,000438

Figure IV.9 : Les déplacements de la structure suivant X et Y d'après ETABS



- Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant ci-après :

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter étages

δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_k^x (mm)	Δ_k^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation X-X	Observation Y-Y
46,51	46,83	232,55	234,15	22,5	23,25	32,6	Vérifier	Vérifier
42,01	42,18	210,05	210,9	24,89	23,95	30,6	Vérifier	Vérifier
37,03	37,39	185,16	186,95	26,46	25,2	30,6	Vérifier	Vérifier
31,74	32,35	158,7	161,75	23,1	24,75	30,6	Vérifier	Vérifier
27,12	27,4	135,6	137	23,75	24,95	30,6	Vérifier	Vérifier
22,37	22,41	111,85	112,05	23,9	24,75	30,6	Vérifier	Vérifier
17,59	17,46	87,95	87,3	23,45	23,8	30,6	Vérifier	Vérifier
12,9	12,7	64,5	63,5	21,85	21,85	30,6	Vérifier	Vérifier
8,53	8,33	42,65	41,65	18,95	18,65	30,6	Vérifier	Vérifier
4,74	4,6	23,7	23	14,55	14,1	30,6	Vérifier	Vérifier
1,83	1,78	9,15	8,9	9,15	8,9	40,8	Vérifier	Vérifier

Remarque

Le déplacement est vérifié et notre structure n'est pas très rigide Car une structure très rigide est moins capable de fléchir ou se déformer pour absorber l'énergie du seisme

une structure rigide peut amplifier les forces sismique plutôt que de les dissiper , lorsqu'un seisme survient les mouvements du sol peuvent être transmis directement à la structure, augmentant ainsi les forces exercées sur celle-ci . cela peut provoquer une réponse sismique plus importante et augmenter les risques de dommage (la structure vas s'éclater directement car la phase élastique est très petite)



IV.9- Vérification de l'effort normal réduit

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{d'après RPA 99/VERSION 2003 (7.2)})$$

Tableau IV.7 : vérification de l'effort normal réduit

niveau(m)	Nd(kN)	axb(cm)	Bc(mm ²)	V	Observation
4,08	1571,95	50x50	250000	0,25	<0,30
3,06	1404,77	45x45	202500	0,28	<0,30
3,06	1247,96	45x45	202500	0,25	<0,30
3,06	1091,76	40x40	160000	0,27	<0,30
3,06	941,59	40x40	160000	0,24	<0,30
3,06	796,75	40x40	160000	0,20	<0,30
3,06	657,05	40x40	160000	0,16	<0,30
3,06	522,49	40x40	160000	0,13	<0,30
3,06	391,8	40x40	160000	0,10	<0,30
3,06	265,34	40x40	160000	0,07	<0,30
3,26	142,49	40x40	160000	0,04	<0,30

La condition de l'effort normal réduit est vérifiée, Donc on vas garder les même sections des poteaux dans le modèle

IV.10-Vérification vis-à-vis l'effet P-Δ

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad \text{"RPA99 version 2003" [2]}$$

P_K: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K: Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K: Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K: Hauteur de l'étage "K"



- Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants:

TableauIV.8: Vérification de l'effet PΔ

Hk(m)	Pk(Kn)	Δx (m)	Δy (m)	Vkx(kN)	Vky(kN)	0x	0y
34,88	1616,93	0,018	0,0186	348,06	412,48	0,00239736	0,00209038
31,62	2937,97	0,01992	0,01916	619,4	735,26	0,00298816	0,00242125
28,56	4259	0,02116	0,02016	841,69	994,96	0,00374898	0,00302158
25,5	6380,64	0,01848	0,0198	1165,36	1324,89	0,00396795	0,00373946
22,44	8502,29	0,019	0,01996	1456,19	1621,26	0,00494366	0,00466467
19,38	10623,93	0,01912	0,0198	1694,88	1862,28	0,00618415	0,00582843
16,32	12745,57	0,01876	0,01904	1893,96	2059,87	0,00773573	0,00721882
13,26	14867,21	0,01748	0,01748	2054,08	2214,26	0,00954135	0,00885113
10,2	17060,38	0,01516	0,01492	2178,34	2330,11	0,01164024	0,01070979
7,14	19253,55	0,01164	0,01128	2270,04	2415,77	0,01382713	0,01259117
4,08	21777,36	0,00732	0,00712	2322,98	2466,63	0,01681941	0,01540711

➤ Conclusion :

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est relativement bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte



CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS



V.1.Introduction:

La conception et le ferrailage des éléments résistants sont des tâches complexes qui nécessitent l'expertise d'ingénieurs en structures. Ils doivent respecter les normes et les réglementations en vigueur pour garantir la sécurité, la résistance et la durabilité de la structure dans notre projet nous allons faire de notre mieux pour bien ferrailé les éléments résistant de notre structure comme les poteaux et les voiles qui travaillent à la flexion composé et les poutres qui travaillent à la flexion simple.

V.2-Ferrailage des poteaux:

V.2.1.Introduction

Le ferrailage des poteaux est une étape cruciale dans la construction des structures en béton armé. La conception du ferrailage des poteaux dépend de plusieurs facteurs tels que les charges appliquées, la taille du poteau, les conditions environnementales et les normes de construction en vigueur. Dans notre projet nous avons fait les calculs structuraux nécessaires pour déterminer la quantité et la disposition optimales des armatures, assurant ainsi la résistance et la stabilité du poteau utilisant les combinaisons a L'ELU et l'ELS et a les forces sismiques

V.2.2.Combinaison d'action

D'après Etabs:

- Combinaison a ELU : 1,35G+1.5Q

TableauV.1: Ferrailages des poteaux a L'ELU (M^{max} , N^{corr}).

niveau	section	M^{max}	N^{corr}	sollicitation	A_s'	A_s	Asmin RPA	choix
RDC	50×50	-26,059	-813,24	SEC	0	0	22.50	12T16
1 ^{er} 2 ^{em} étage	45×45	37,435	-705,14	SEC	0	0	18.22	4T16+8T14
3 ^{eme} au 10 ^{eme} étage	40×40	43,061	-115,94	SPC	0	0.8	14.40	8T16



Tableau V.2 : Ferrillages des poteaux a L'ELU (N^{min} , M^{corr}).

niveau	section	N^{min}	M^{corr}	sollicitation	As'	As	Asmin RPA	choix
RDC	50×50	-548,91	-11,367	SEC	0	0	22.50	12T16
1 ^{er} 2 ^{em} étage	45×45	-	-402,18	SEC	0	0	18.22	4T16+8T14
3 ^{eme} au 10 ^{eme} étage	40×40	-23,18	17,602	SPC	0	0.61	14.40	8T16

Tableau V.3 : Ferrillages des poteaux a L'ELU (N^{max} , M^{corr})

niveau	section	N^{max}	M^{corr}	sollicitation	As'	As	Asmin RPA	choix
RDC	50×50	-	1852,15	SEC	0	0	22.50	12T16
1 ^{er} 2 ^{em} étage	45×45	-	1640,34	SEC	0	0	18.22	4T16+8T14
3 ^{eme} au 10 ^{eme} étage	40×40	-	1268,74	SEC	0	0	14.40	8T16

- Combinaison a les forces sismique 0.8G+E

Tableau V.4 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (M^{max} , N^{corr}).

niveau	section	M^{max}	N^{corr}	sollicitation	As'	As	Asmin RPA	choix
RDC	50×50	-77,47	-1182,28	SEC	0	0	22.50	12T16
1 ^{er} 2 ^{em} étage	45×45	-115,8	-885,42	SEC	0	0	18.22	4T16+8T14
3 ^{eme} au 10 ^{eme} étage	40×40	-126,4	-119,34	SPC	0	4.6	14.40	8T16



Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max} , M^{corr}).

niveau	section	N^{max}	M^{corr}	sollicitation	As'	As	Asmin RPA	choix
RDC	50×50	-1182,2	-77,471	SEC	0	0	22.50	12T16
1 ^{er} 2 ^{em} étage	45×45	-1040,6	-93,862	SEC	0	0	18.22	4T16+8T14
3 ^{eme} au 10 ^{eme} étage	40×40	-804,36	-70,764	SEC	0	0	14.40	8T16

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min} , M^{corr}).

niveau	section	N^{min}	M^{corr}	sollicitation	As'	As	Asmin RPA	choix
RDC	50×50	351,24	22,153	SPC	2.4	4.62	22.50	12T16
1 ^{er} 2 ^{em} étage	45×45	343,05	47,795	SPC	1.04	5.82	18.22	4T16+8T14
3 ^{eme} au 10 ^{eme} étage	40×40	253,43	71,797	SPC	0	6.01	14.40	8T16

▪ Combinaison G+Q+E

Tableau V.7 Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max} , N^{corr}).

niveau	section	M^{max}	N^{corr}	sollicitation	As'	As	Asmin RPA	choix
RDC	50×50	-78,16	-1373,34	SEC	0	0	22.50	12T16
1 ^{er} 2 ^{em} étage	45×45	-118,7	-1018,58	SEC	0	0	18.22	4T16+8T16
3 ^{eme} au 10 ^{eme} étage	40×40	-133,2	-139,43	SPC	0	5.09	14.40	8T16



Tableau V.8 Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min} , M^{corr})

niveau	section	N^{min}	M^{corr}	sollicitation	As'	As	Asmin RPA	choix
RDC	50×50	164,7	22,919	SPC	0.5	2.79	22.50	12T16
1 ^{er} 2 ^{em} étage	45×45	185,43	49,185	SPC	0	4.25	18.22	4T16+8T14
3 ^{eme} au 10 ^{eme} étage	40×40	148,1	74,206	SPC	0	4.97	14.40	8T16

Tableau V.9 Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max} , M^{corr}).

niveau	section	N^{max}	M^{corr}	sollicitation	As'	As	Asmin RPA	choix
RDC	50×50	-1533,3	-34,90	SEC	0	0	22.50	12T16
1 ^{er} 2 ^{em} étage	45×45	-1366,0	38,978	SEC	0	0	18.22	4T16+8T14
3 ^{eme} au 10 ^{eme} étage	40×40	-1055,8	-39,95	SEC	0	0	14.40	8T16

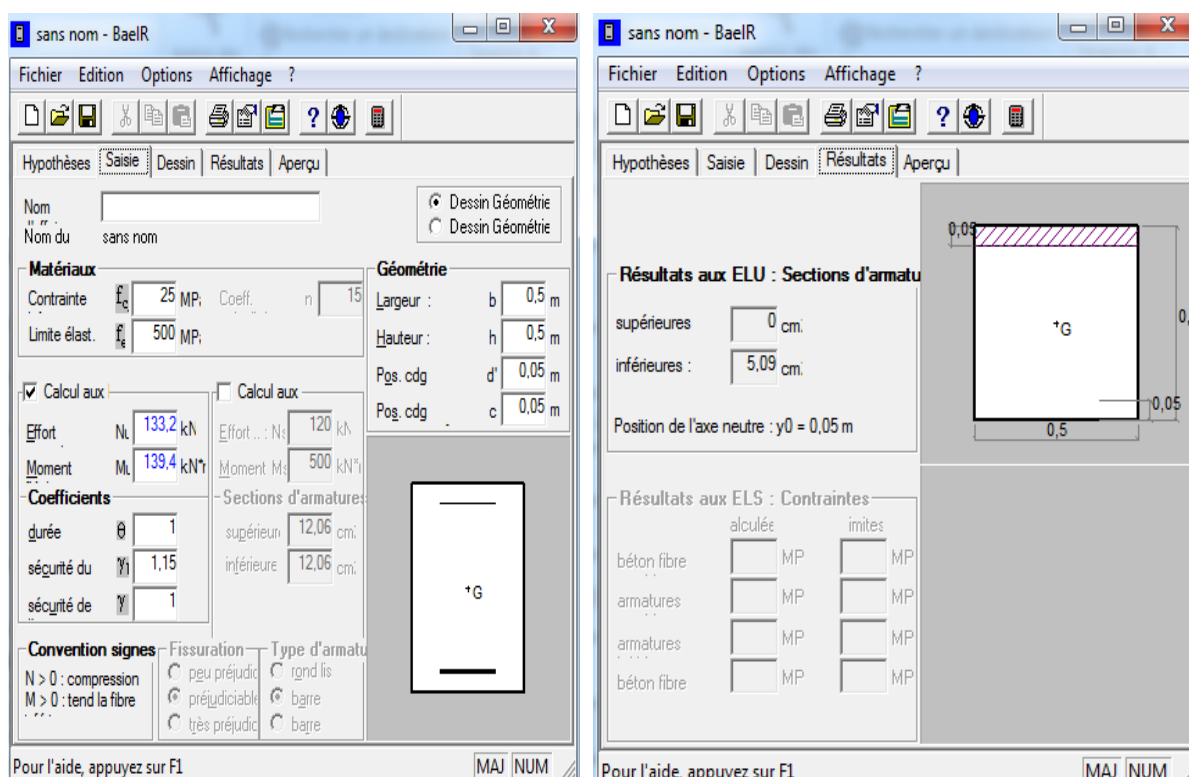


Figure V.1 : Ferrailage d'après SOCOTEK.



V.2.3 Choix des armatures des poteaux:

Tableau V10 : Choix des armatures pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A_s^{CAL} (cm ²)	A_s^{min} RPA (cm ²)	A_s^{max} Retenue (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	50×50	4.62	22.5	22.5	12T16	24.12
1 ^{er} 2eme	45×45	5.82	18.2	18.2	4T16+8T14	20.36
3eme au 10eme	40×40	6.01	14.14	14.14	8T16	16.08

V.2.4. Les vérification :

✎ Vérification a L'ELS

Données saisies :

Largeur section : 0,5 m
 Hauteur section : 0,5 m
 Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,05 m
 Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,05 m
 Contrainte du béton : f_{tj} 25 MPa
 Limite élastique de l'acier : f_p 500 MPa
 Coefficient d'équivalence acier/béton : 15
 Coefficient de durée d'application des charges : θ 1
 Coefficient de sécurité du béton : γ_b 1,5
 Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s 1,15

Effort normal ELU : 351,2 kN
 Moment fléchissant ELU : 22,15 kN*m

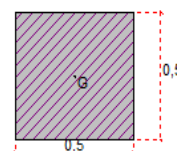
Effort normal ELS : 1283,6 kN
 Moment fléchissant ELS : 4,43 kN*m
 Section armatures supérieures ELS : 12,06 cm²
 Section armatures inférieures ELS : 12,06 cm²

Fissuration préjudiciable
 Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures : 0 cm²
 Section des armatures inférieures : 0 cm²

Section entièrement comprimée.



Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton : 4,65 MPa
 Contrainte des armatures supérieures : 69,3 MPa
 Contrainte des armatures inférieures : 65,3 MPa
 Contrainte de la fibre inférieure du béton : 4,32 MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : 15 MPa
 Contrainte admissible des armatures supérieures : 500 MPa
 Contrainte admissible des armatures inférieures : 500 MPa
 Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : 15 MPa

Section entièrement comprimée.

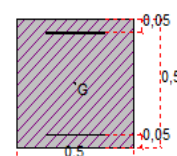


Figure V.2: Vérification de L'ELS d'après SOCOTEK



TableauV11 Vérification a l'ELS (N^{min} , M^{corr}).

	section (cm ²)	N min (kN)	M corc (kNm)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} add (MPa)	Vérification
RDC	50x50	-404.53	8.95	17.1	201.6	1.75	15	Vérifiée
2et3	45x45	-887.39	7.18	52.7	201.6	4.17	15	Vérifiée
4au10	40x40	-295.75	9.04	16.3	201.6	2.27	15	Vérifiée

TableauV12 Vérification a l'ELS (N^{corr} , M^{max})

	section (cm ²)	N corr (kN)	Mmax (kNm)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} add (MPa)	Vérification
RDC	50x50	-1182.2	77.47	45.7	201.6	4.2	15	Vérifiée
2et3	45x45	-885.42	115.8	52.7	201.6	4.17	15	Vérifiée
4au10	40x40	-119.34	126.46	41.12	201.6	3.95	15	Vérifiée

TableauV13 Vérification a l'ELS (N^{max} , N^{corr}).

	section (cm ²)	N max (kN)	M corc (kNm)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} add (MPa)	Vérification
RDC	50x50	-1283.55	4.43	65.3	201.6	4.65	15	Vérifiée
2et3	45x45	-1140.19	5.42	70.1	201.6	5.17	15	Vérifiée
4au10	40x40	-887.39	7.18	66.1	201.6	5.35	15	Vérifiée



✎ Vérification de l'effort tranchant

▪ Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

* **Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

* **Selon le RPA 99 version 2003 [2] :**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau ($\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a}$)

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteau

Niveau x	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	50x50	42,3	0,188	14,8402113	0,075	1,875	2,50	Vérifiée
1 ^{er}	45X45	70,7	0,387928669	15,4114032	0,075	1,875	2,50	Vérifiée
2 ^{ème}	45X45	70,7	0,387928669	15,4114032	0,075	1,875	2,50	Vérifiée
3 ^{ème} Au 9 ^{ème}	40x40	85,02	0,590416667	17,3378286	0,075	1,875	2,50	Vérifiée
10 ^{ème}	40x40	85,02	0,387928669	23,521249	0,075	1,875	2,50	Vérifiée



V.2.5.Ferrailage transversal des poteaux :

Béton : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Acier :

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \xi = \min(\frac{2}{3} fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8.\xi = \min(\frac{1}{2} fe; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201$ MPa.

Ferrailage Transversal Des Poteaux :

Les armatures transversales sont calculées à partir des formules données par **RPA99** et celles du BAEL91.

☒ Selon le RPA99 ver2003 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{hf_e}$$

☒ Selon le BAEL91 :

- $\emptyset_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ avec \emptyset_t : diamètre des armatures longitudinales dans les poteaux
- $S_t = \min 15 \emptyset_l, 40cm, a+10cm$
 ρ_a : Coefficient correcteur } qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
 $\rho_a=2,5$si $\lambda_g \geq 5$
 $\rho_a=3,75$si $\lambda_g < 5$
 λ_g : Espacement géométrique.
- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :
 $S_t \leq 10cm$Zone nodale (zone III).
 $S_t \leq \text{Min}(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l)$Zone courante (zone III).

\emptyset_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.



- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau ($\lambda_g = \frac{L_f}{a}$)

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Les armatures transversales sont de type haute adhérence et de nuance FeE50 ($f_e = 500$ MPa).

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau VI.15 : Espacement maximale des poteaux. Selon RPA99

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø ₁ (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	50×50	12T16	16	10	15
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45×45	4T16+8T14	14	10	15
3 ^{ème} au 10 ^{ème}	40×40	8T16	16	10	15

Tableau VI.16 : choix des armatures transversales

Niveau	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _a	T _u ^{max} (KN)	Zone	S _t (Cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	50×50	2.142	4.28	3.75	42.3	N	10	0.63	4T8	2
						C	15	0.95	4T8	2
1 ^{er} et 2 ^{eme}	45×45	2.002	4.44	3.75	70.7	N	10	1.17	4T8	2
						C	15	1.76	4T8	2
3 ^{eme} au 9 ^{eme}	40×40	2.002	5.05	2.5	85.02	N	10	1.06	4T8	2
						C	15	1.59	4T8	2
Terrasse	40×40	2.716	6.79	2.5	85.02	N	10	1.06	4T8	2
						C	15	1.59	4T8	2

⊗ Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=50Ø₁ en zone III.

- Ø=14mm.....L_r=70cm
- Ø=16mm.....L_r=80cm



V.2.6. Ferrailage des Poteaux du Sous-sol

V.2.6.1. Calcul de l'effort normal pondéré

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, en raison de leur rôle de support des charges verticales. Leur conception et leur ferrailage sont effectués pour résister efficacement aux forces de compression et garantir la stabilité structurelle.

Le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2)$) cm²

α : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 7 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \dots \dots \dots \text{poteau carrée}$$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B_r = (a-0,02)^2$ [m²]. Poteau carré

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.

▪ Poids propre revenue à chaque plancher

✓ Plancher étage courant $\Rightarrow p = 5,34 \times 16,58 = 88.53 \text{KN}$



▪ Poids propre revenue à chaque poutre

✓ Poutre principale

$$p = [(0,45 - 0,2) \times 0,30 \times (2,93 - 0,15)) + (0,25 \times 0,30 \times (2,3 - 0,15))] \times 25$$

$$p = 9,243 \text{ KN}$$

✓ Poutre secondaire

$$p = [0,35 - 0,2) \times 0,30 \times (2,07 - 0,15) + (0,15 \times 0,3 \times (2,11 - 0,15))] \times 25$$

$$p = 4,365 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de poteau : } G = (0,5 \times 0,5) \times (3,06 - 0,2) \times 25 = 17,875 \text{ KN}$$

$$G_{\text{totale ssol}} = 120,013 \text{ KN}$$

✓ Surcharge d'exploitation : $Q = 16,58 \times 5 = 82,9 \text{ KN}$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 120,013 + 1,5 \times 82,9 = 286,367 \text{ Kn}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_u$$

$$N_{u(ss)} = 1759,59 + 286,367 = 2045,95 \text{ KN}$$

V.2.6.2. Calcul du ferrailage :

Le sous-sol est de section carrée $B = 50 \times 50 \text{ cm}^2$

$$\bullet i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 14,43 \text{ cm}$$

$$\bullet \lambda = \frac{0,7 \times 2,86 \times 10^2}{14,43} = 13,87 < 50$$

$$\bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$$

$$\bullet Br = (60 - 2)^2 = 2304 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2045,95 \times 10^3}{0,82} - \frac{2304 \times 10^2}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{500} = -40,74 \text{ cm}^2$$

$$\text{B.A.E.L : } A_s^{\min} \geq \max(4u ; 0,2\%B) = \max(8 ; 5) = 8 \text{ cm}^2$$

$$\text{RPA : } A_s^{\min} = 0,9\%B = 22,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s ; A_{s(BAEL)} ; A_{s(RPA)})$$

Alors le ferrailage se fait selon RPA99 version 2003

$$A_s = 22,50 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s \text{ adpoté}} = 12T16 = 24,12 \text{ cm}^2$$



V.2.7 Vérifications :

V.2.7.1. Vérification à L'ELS :

$N_{ser}(RDC) = 1283,55 \text{ KN}$

$N_{ser} = G + Q = 120.013 + 82.9 = 202.913 \text{ KN}$

D'où : $N_{ser(ss)} = N_{ser}(RDC) + N_{ser} = 1486.463 \text{ KN}$

$N_{ser(ss)} = \mathbf{1486.463 \text{ KN}}$

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \frac{N_s}{B+nA_s} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

Tableau VI.17 vérification de poteau du sous-sol à L'ELS

Niveaux	Section (cm ²)	N _{ser} (KN)	B (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
Sous-sol	50x50	1486.463	2500	62.41	201,63	5.93	15	vérifiée

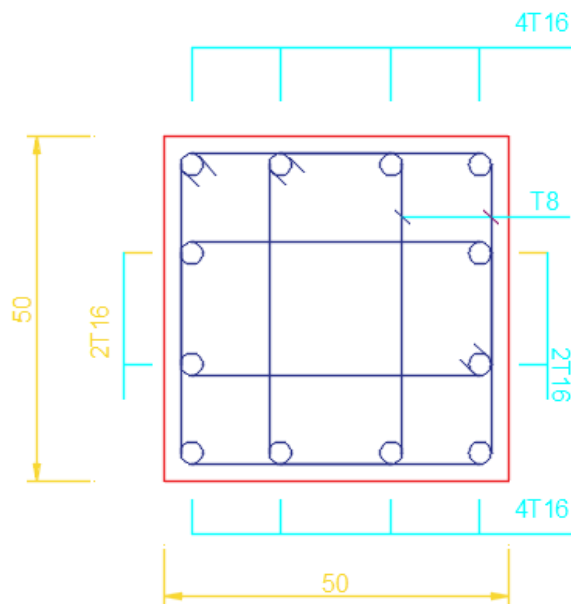


Figure V.3 : Ferrailage poteau du Sous-Sol

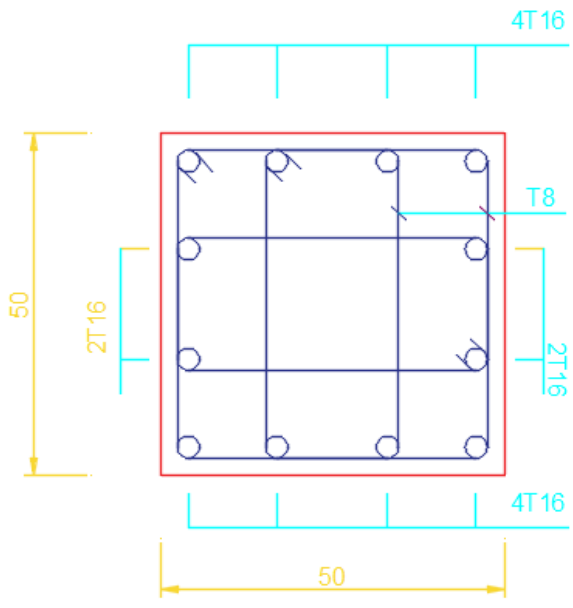


Figure V.4 : Ferrailage poteau 50x50

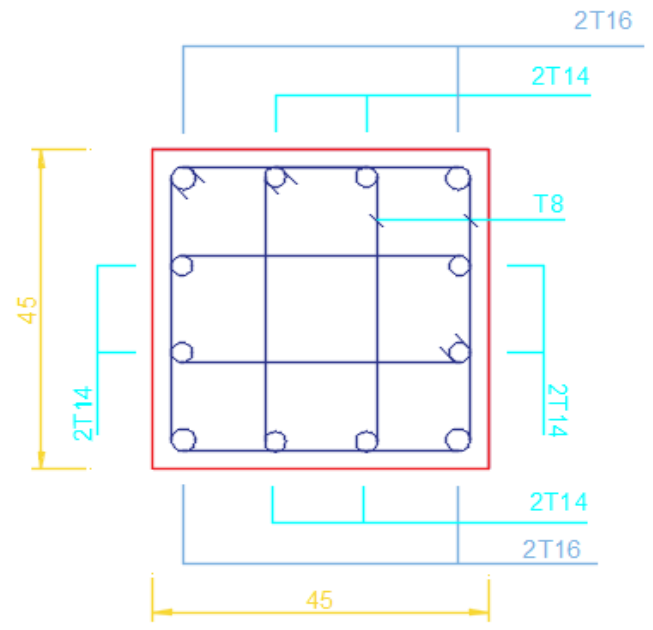


Figure V.5: Ferrailage poteau 45x45

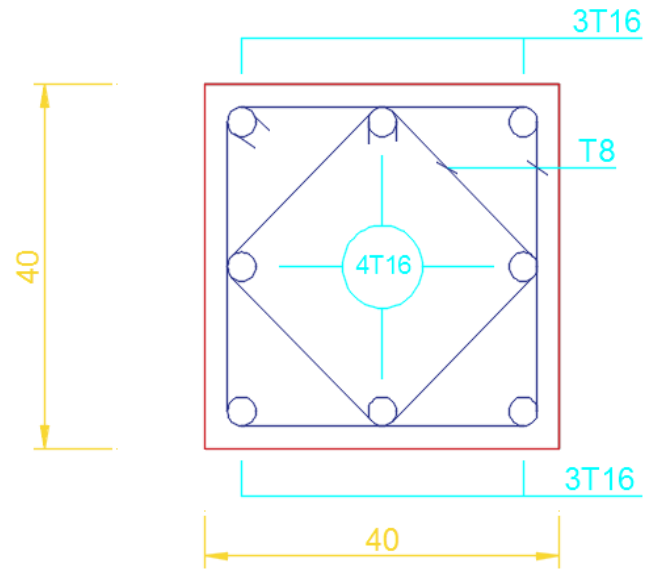


Figure V.6: Ferrailage poteau 40x40



V.2.7.2. Vérification espacement entre barres longitudinales :

Selon RPA99 il faut que (d) l'espacement entre les armatures ne dépasse pas 20cm dans la zone III

Exemple de calcul :

Poteaux 50*50 :

$$d = \frac{50 - (4 \times 1,6) - 4 \times 0,8 - 5}{3} = 11,8 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Tableau VI.18: vérification de l'espacement longitudinal

poteaux	Espacement horizontal	Espacement verticale	Vérification
50x50	11.8	11.8	Vérifiée
45x45	10.26	10.26	Vérifiée
40x40	13.5	13.5	Vérifiée



V.3.Les Poutres :

V.3.1.Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les charges aux poteaux, elles sont sollicitées en flexion simple et sont ferrillées à l'état limité ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux situations.

V.3.2.Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitation, on a:

Combinaisons données par le CBA93

- ELU : situation durable $1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : situation durable $G + Q$

Combinaisons données par le RPA99ver 2003

- Situation accidentelle : $G + Q E$

$$0.8 G E$$

Présentation des résultats

NB : Les poutres les plus sollicitées :

☒ Recommandations Selon le RPA99/2003 :

- Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par:

$$0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\% \quad \text{au niveau de la zone courante.}$$

$$0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\% \quad \text{au niveau de la zone de recouvrement.}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003 St . L$

$$S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\phi \right] \text{ (Zone nodale).}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ (Zone courante).}$$



D'après ETABS la poutre principale la plus sollicitée est B13 story 8

1	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3	1
2	STORY8	B13	ELU		0,2	0	-98,13	0	2,469	0	-64,195
3	STORY6	B13	ELU		0,2	0	-94	0	1,317	0	-59,227
4	STORY4	B13	ELU		0,2	0	-94,04	0	1,144	0	-59,148
5	STORY5	B13	ELU		0,2	0	-93,84	0	1,199	0	-59,039
6	STORY7	B13	ELU		0,2	0	-93,08	0	1,172	0	-58,257
7	STORY7	B12	ELU		4,4	0	88,19	0	-0,116	0	-57,746
8	STORY3	B13	ELU		0,225	0	-92,1	0	0,82	0	-55,765
9	STORY2	B13	ELU		0,225	0	-91,61	0	0,601	0	-55,624
10	STORY11	B46	ELU		3,946	0	57,88	0	0,789	0	-54,998
11	STORY6	B12	ELU		4,4	0	87,15	0	-0,153	0	-54,343
12	STORY5	B12	ELU		4,4	0	86,86	0	-0,127	0	-54,021
12	STORY1	B13	ELU		0,25	0	-91,23	0	0,621	0	-53,775

Figure V.7 les valeurs des moments sur la poutre la plus sollicitée d'après ETABS



Figure V.8 : Le Schéma de la poutre la plus sollicitée d'après ETABS



V.3.2 Choix des armatures des poutres :

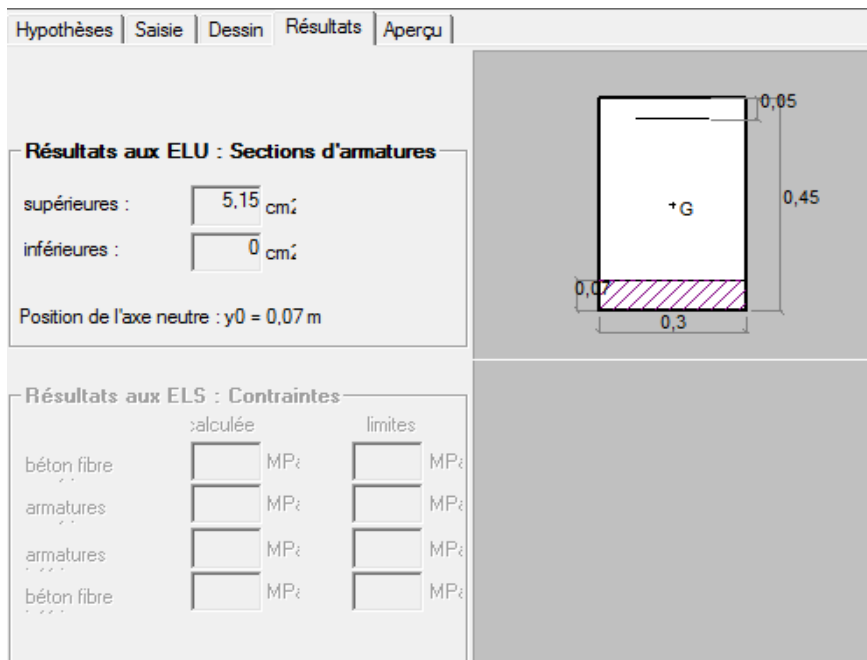


Figure V.9 : Ferrailage de la poutre la plus sollicité en appui

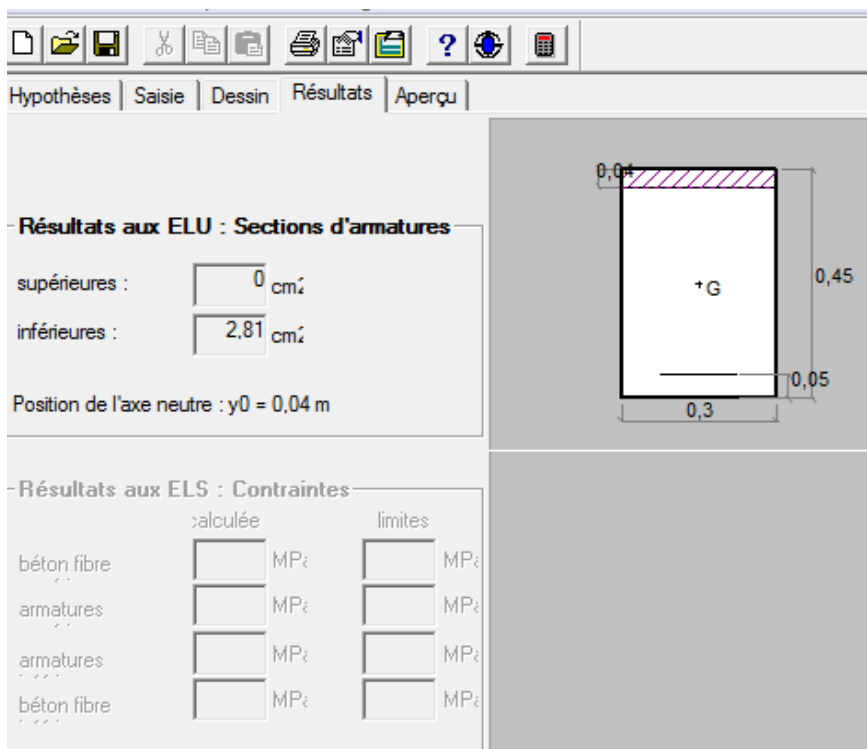


Figure V.10 : Ferrailage de la poutre la plus sollicité en travée



Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :
On a pris le moment maximum entre les situations durable et accidentelle

Tableau VI.19 : Choix des armatures des poutres

TYPE	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s [cm ²]	A _{s min} RPA	Choix (cm ²)
Principale(PP)	30x45	Travée	47.41	2.81	6.75	3T14+ 3T12=6.78
		Appuis	-84.60	5.15	6.75	3T14+3T12=6.78
Poutre Chainage(PS)	30x35	Travée	-38.78	2.65	6.00	Fil 3T16=6.03
		Appuis	-181.54	15.61	6.00	Fil 5T20+1T16=17.71

Contrairement à ce qu'on a l'habitude de voir on a le ferrailage de la poutre secondaire est plus grand que la poutre principale et cela est possible due à sa liaison avec les voiles

V.3.3 Les vérification

☞ Condition non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.1\text{MPa} \quad ; \quad f_e = 500\text{Mpa}$$

Tableau VI.20 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	A _s ^{choisi} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30x45	6.78	1,17	Vérifiée
30x45	6.78	1,17	Vérifiée
30x35	6.03	1,17	Vérifiée
30x35	17.71	1,17	Vérifiée



☞ Vérification des contraintes à l'ELS:

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \prec \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 250MPa \end{cases}$$

Tableau VI.21 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm x cm)	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
Poutre principale 30x45	Travée	34.81	4.41	15	82.6	201.63	Vérifiée
	Appui	-46.49	5.25		110.2		
Poutre secondaire 30x35	Travée	25.20	3.62	15	67.9	201.63	Vérifiée
	Appui	-57.84	7.13		127.6		

☞ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$. (Fissuration préjudiciable).

Selon le BAEL91 modifié 99

Tableau VI.22 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifier
30x45	139,1	1.47	2.5	vérifier
30x35	123.04	1,30	2.5	vérifier



V.3.4. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 ($f_e=500\text{MPa}$).

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

➤ Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,28\text{cm}$$

Tableau VI.23 : calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix	A _t ^{adop}
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC			
30x45	139,1	1,47	40	11,25	17,5	10	15	1,35	4T8	2
30x35	123,04	1,30	31,5	8,75	17,5	8	15	1,35	4T8	2



V.3.5. Recouvrement des armatures longitudinales

$$L_r = 50\varnothing \text{ (zone III).}$$

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\varnothing = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 100\text{cm}$
- $\varnothing = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$
- $\varnothing = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}$
- $\varnothing = 12\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 60\text{cm}$

V.3.6. Arrêt des barres :

$$\text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10}$$

Armatures	supérieures
$h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$	

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

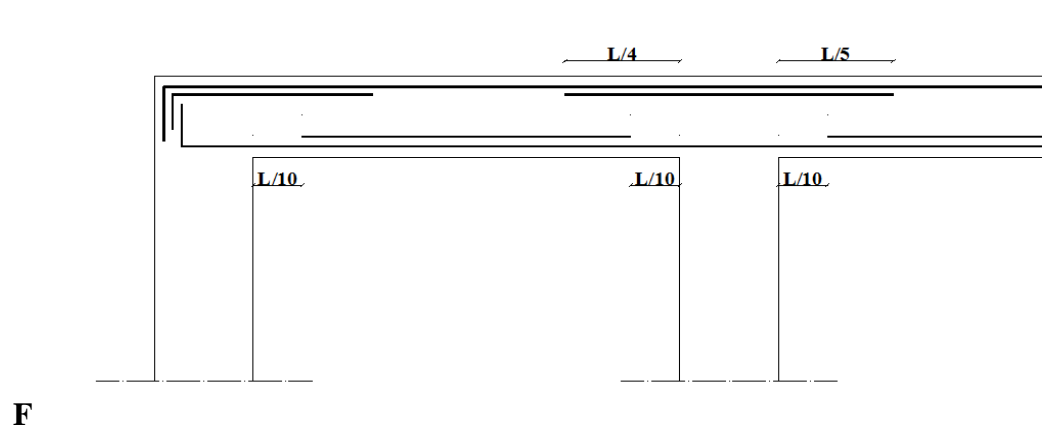


figure V.11 : Arrêt des barres



V.3.7. Vérification de la flèche :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} .$$

Tel que :

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$



Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.24: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} (KNm)	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	Fi (cm)	Fv (cm)	Δft(cm)	\bar{f} (cm)
30x45	5,3	34.81	6.78	155962,1	0,1937	0,3377	0,1937	0.92
30x35	3,9	25.20	6.03	141262,1	0,1765	0,3268	0,1765	0,784

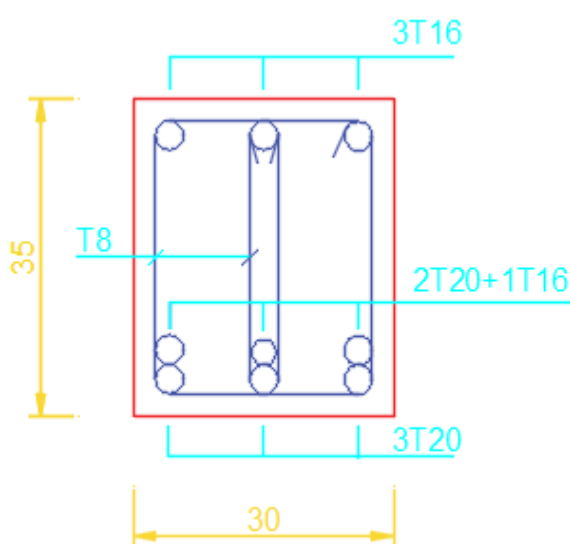


Figure V.12 : Ferrailage des poutres secondaire

(Appuis)

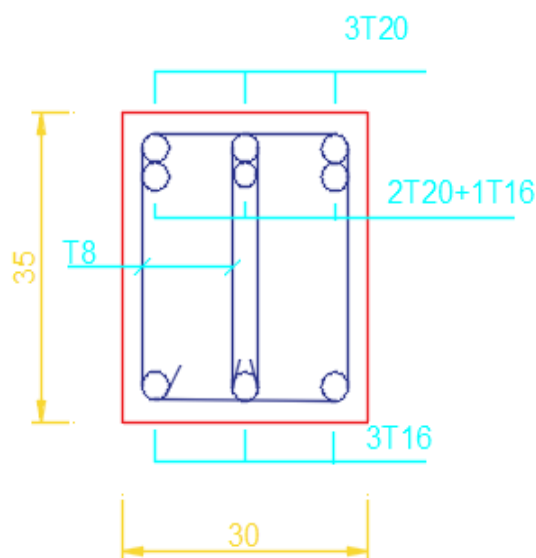


Figure V.13: Ferrailage des poutres secondaire

(Travée)

⊗ Vérification d'espacement et d_{ext} :

$$e_{th} = \max(\emptyset_t, 1.5c_g=3.75) \text{ et } d_{ext} = h-c > 0.9 \times 35 = 31.5 \text{ cm}$$

$$e = \frac{30-(3 \times 2)-4 \times 0.8-5}{2} = 7.9 \text{ cm} > 3.75 \text{ cm condition vérifiée}$$

$$e = 8.5 > 3.75 \text{ cm condition vérifiée}$$

$$d_{ext} = 35 - \frac{2 \times 1 + 1.6 \times 0.8}{1 + 1.6} = 33.73 > 31.5 \text{ condition vérifiée}$$

$$d_{ext} = 35 - \frac{1.6 \times 0.8}{1.6} = 34.2 > 31.5 \text{ condition vérifiée}$$

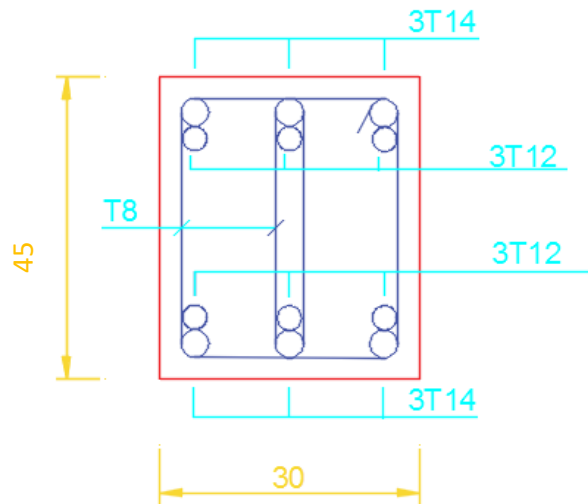


Figure V.14 : Ferrailage des poutres principales (travée et appuis)

✎ Vérification d'espace et d_{ext} :

$$e_{th} = \max(\varnothing_t, 1.5c_g = 3.75)$$

$$e = \frac{30 - (3 \times 1.4) - 4 \times 0.8 - 5}{2} = 8.8 \text{ cm} > 3.75 \text{ cm condition est vérifiée}$$

Donc l'espace est vérifiée

Vérification de d_{ext} :

$$d_{ext} = 45 - \frac{1.4 \times 0.7 + 1.2 \times 0.6}{1.6 + 1.2} = 44.39 > 40.5 \text{ cm condition vérifiée}$$



V.4-Les voiles :

Sous l'action des forces verticales et horizontale (poids propres et le séisme) ; le voile est sollicité par la flexion composée, et soumis à :

1. effort normal de compression du aux charges permanentes et d'exploitations
2. effort tranchant du au séisme
3. un moment fléchissant du au séisme

Les voiles seront ferrailés suite aux recommandations de **RPA99/2003**.

On adoptera :

- Une épaisseur des voiles de contreventement de 20 cm.
- Dans la structure existante on adopte 5 types de voile de contreventement
- ✓ (V1=4.15 m)
- ✓ (V2=2,0 m)
- ✓ (V3=4,15 m)
- ✓ (V4=2.00 m)
- ✓ (V5=2,00 m)
- ✓ (V6=4,40m)

Recommandations du R.P.A.99 :

✎ Armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effet de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.

✎ Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de 10Φ .

✎ Règles communes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq 1,5a$ et $S \leq 30\text{cm}$
 - Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
 - Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.



- La figure suivante represente les noms de chaque voile et leur disposition

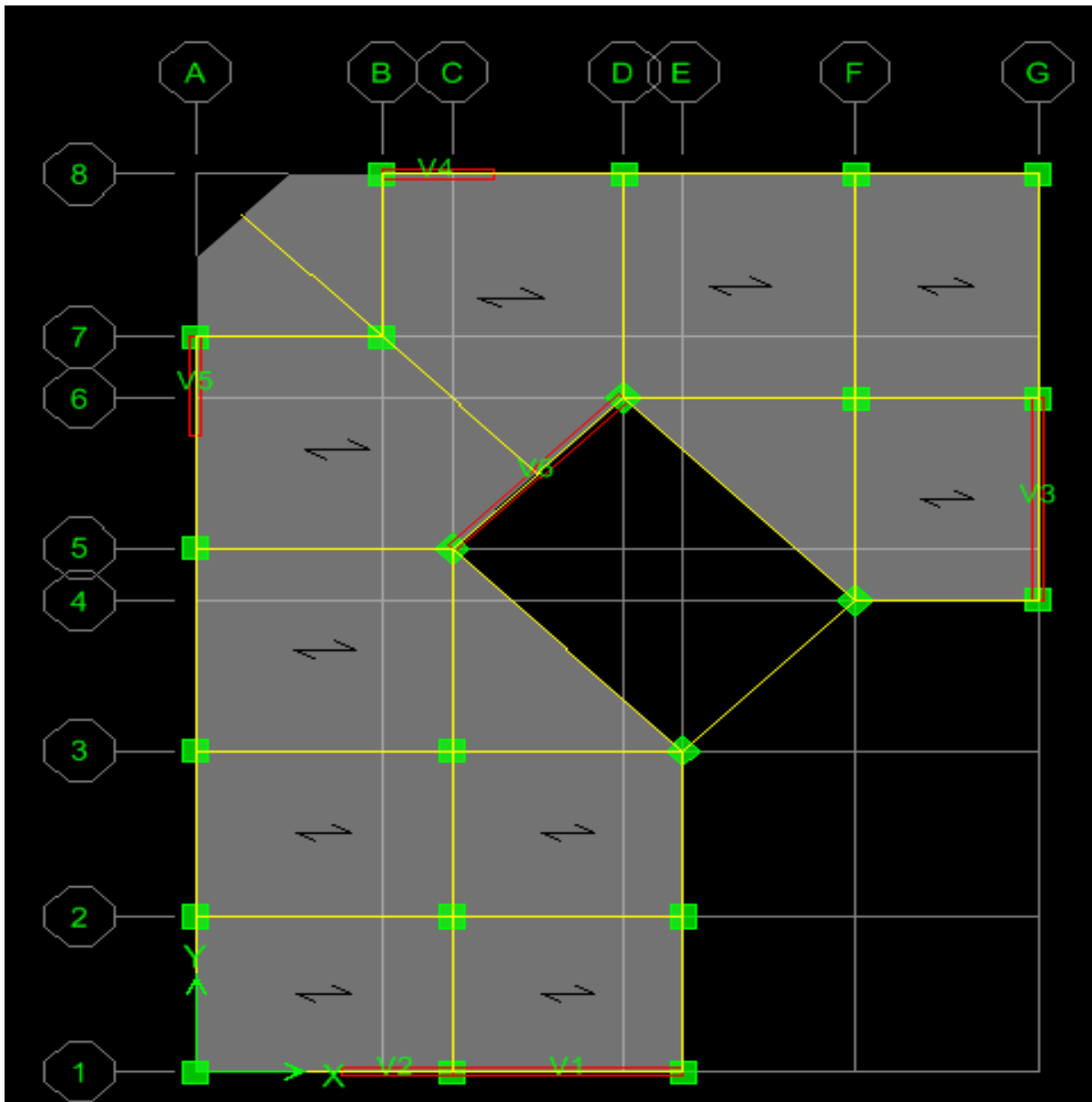


Figure V.15 : les voiles sur ETABS.



- Nous avons essayé deux méthodes (des contraintes et la méthode de la flexion composé) et elle nous ont donné presque les mêmes résultats, et au final nous avons opté pour la méthode de flexion composé

- Un exemple de calcul

Tableau V.25: Ferrailage du voile 1

VOILE V1 L=4,15m	
DONNEES	
N(t) : Effort Normal	-56,11
M(t,m) : Moment de flexion	377,103
A m ²	0,830
I(m ⁴) : Inertie du voile	1,191
Y(m) : Bras de levier	2,075
L(m) : Longueur du voile	4,150
e(m) : Epaisseur du voile	0,200
RESULTATS	
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	2,2885
Longueur de la zone comprimée Lc(m) 2- sig1/sig2	1,861
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	165,8009
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	41,4502
FERRAILLAGE ADOPTE	en T14

Tableau V.26: Ferrailage des voiles

Voile	E(cm)	L(m)	N(t)	M(t.m)	As(cm ²)	choix	As (cm ²)	Es(cm)
1	20	4,15	-56,11	377,103	41,45	2x15T14	46,2	29
2	20	2	-128,5	82,8	28,5937	2x8T16	32,16	28,5
3	20	4,18	82,582	632,309	46,8731	2x16T14	49,28	27
4	20	2	-6,23	182,6213	28,0197	2x8T16	32,16	28,5
5	20	2	45,2	153,5726	18,7376	2x9T12	20,34	25
6	20	5,8	180,714	2317,8867	102,5003	2x21T20	131,88	29

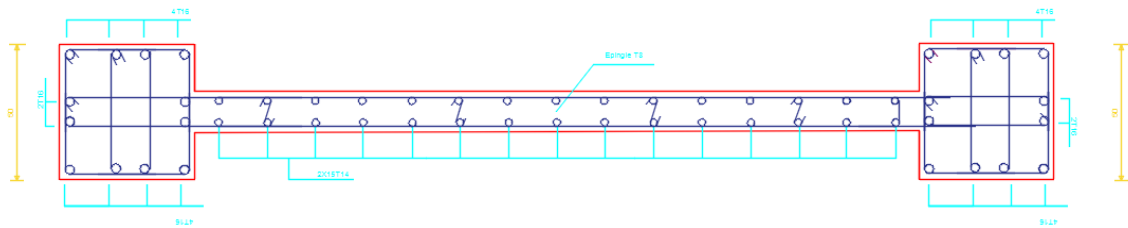


Figure V.16 : Ferrailage des voiles

- Remarque
Le moment du Voile 6 est très grand par rapport aux autres voiles ce qui nous donne un grand ferrailage, et cette différence est probablement due parce qu'il est avec le mur de l'ascenseur



CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS



VI.1. Etude des fondations :

VI.1.1. Introduction :

Les fondations sont la partie essentielle d'une structure qui assure sa stabilité et sa durabilité. Elles sont généralement construites sous le niveau du sol pour soutenir le poids de la structure et le transférer vers le sol de manière sûre et efficace et elles garantissent la stabilité et la durabilité de la structure tout au long de sa vie utile.

VI.1.2. Fondation assurée par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

1. Semelle isolée
2. Semelle filante sous mur
3. Radier général
4. Semelle filante croisées
5. Semelle filante sous poteaux
6. Fondation profonde (semelle sur pieux)

Le Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol σ_{sol}
- La classification du sol

Selon le rapport de sol :

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars.



VI.1.3. Classification des fondations :

Fondé 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.

- a. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.2. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ;

- ✓ la charge que comporte l'ouvrage
- ✓ la portance du sol
- ✓ l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées si les condition ne seront pas vérifié on passe aux semelles filantes après radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

VI.2.1. Semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est

égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec :

$$A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol} = 2bars$$

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$ (de la superstructure) calculé par la combinaison $[G+Q+E]+N_2$ (sous sol) calculé par la combinaison $[1,35G+1,5Q]$.

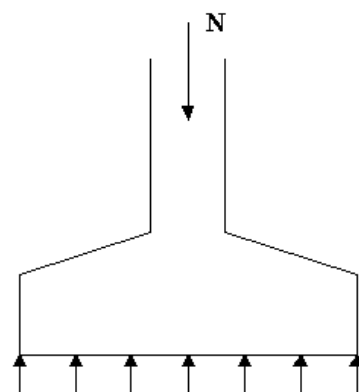


Figure VI.1 :semelle isolé sous poteau



Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Effort normal appliqué sur les fondations

N°	N(kN)
2	785,41
3	1013,85
4	1020,47
6	1008,83
8	1186,57
9	1002,58
11	717,56
12	1145,85
13	1054,04
16	887,28
17	1169,78
18	847,84
19	1064,3
21	2400,47
22	1194,73
23	1038
24	1273,71
25	1425,16
26	1283,99
27	1289,58
28	760,27
29	2415,58
1515	417,68
1516	542,67
1565	559,78



Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2: Sections des semelles isolées

N°	N(kN)	S(m ²)	A(m)	A ^{choisie} (m)
2	785,41	3,92705	1,98167858	2
3	1013,85	5,06925	2,2514995	3
4	1020,47	5,10235	2,2588382	3
6	1008,83	5,04415	2,24591852	3
8	1186,57	5,93285	2,43574424	3
9	1002,58	5,0129	2,23895065	3
11	717,56	3,5878	1,89414889	2
12	1145,85	5,72925	2,39358518	3
13	1054,04	5,2702	2,29569162	3
16	887,28	4,4364	2,10627634	3
17	1169,78	5,8489	2,41844992	3
18	847,84	4,2392	2,05893176	3
19	1064,3	5,3215	2,30683766	3
21	2400,47	12,00235	3,46444079	4
22	1194,73	5,97365	2,44410515	3
23	1038	5,19	2,27815715	3
24	1273,71	6,36855	2,52359862	3
25	1425,16	7,1258	2,66941941	3
26	1283,99	6,41995	2,53376203	3
27	1289,58	6,4479	2,53927155	3
28	760,27	3,80135	1,94970511	2
29	2415,58	12,0779	3,47532732	4
1515	417,68	2,0884	1,44512975	2
1516	542,67	2,71335	1,64722494	2
1565	559,78	2,7989	1,67299133	2

➤ Conclusion:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.



VI.2.2. Semelles filantes :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

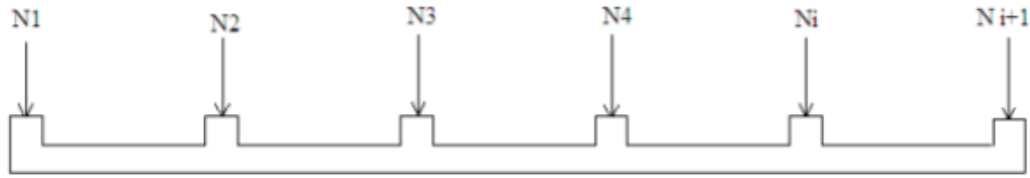


Figure VI.2 : Semelle filante

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit:

Tableau VI.3: Sections des semelles filantes

Files	N(kN)	S (m ²)	L(m)	B ^{choisie} (m)
SF1	3123.07	15.61	9,25	1.68
SF2	3324.57	16.55	9,25	1.79
SF3	3806.46	19.03	9.25	2.05
SF45	6334.75	31.67	15.2	2.08
SF67	6750.42	33.75	15.5	2.17
SF8	3655.77	18.27	12	1.52
SFA	4978.72	24.8	15.5	1.59
SFBC	8213.48	41.06	19	2.16
SFDE	6754.75	33.77	18.5	1.82
SFF	3121.36	15.60	9	1.73
SFG	2917.45	14.58	9	1.62



✎ Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

✎ Sens X-X :

$$S \text{ semelles} = 135.72\text{m}^2$$

$$S \text{ bâtiment} = 244.73\text{m}^2 \text{ (calculer par AUTOCAD)}$$

$$134.88/244.73=0,55=55\% \geq 50\%$$

Non vérifier

✎ Sens Y-Y :

$$S \text{ semelles}=129.81$$

$$S \text{ bâtiment} = 244.73\text{m}^2 \text{ (calculer par AUTOCAD)}$$

$$129.81 / 244.73=0,53=53\% \geq 50\%$$

Non vérifier

➤ Conclusion :

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier général



VI.2.3. Radier General

VI.2.3.1. Introduction :

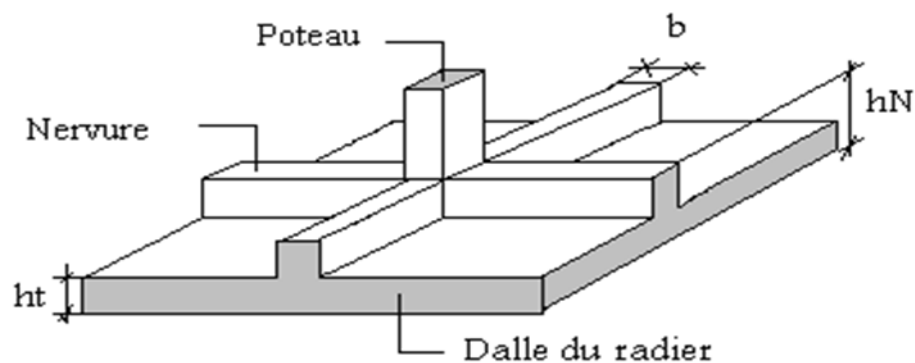
Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous

les



poteaux.

FigureVI.3 ; Radier nervuré

VI.2.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 27506,01kN \\ \sigma_{sol} = 2bars \end{cases}$$

On trouve: $S \geq 110.02m^2$

La surface du bâtiment $S_b = 244.73m^2$



VI.2.3.3. Pré dimensionnement de radier :

1. Dalle:

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

☒ Condition forfaitaire: [4]

$$\frac{L_{\max}}{20} \geq h_1 \quad \Leftrightarrow \quad L_{\max} = 460m \Rightarrow \frac{460}{20} \geq 23.0cm$$

Avec:

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

☒ Condition de cisaillement:

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$$

$N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (sous sol).

$$N_u = 37592,55 \text{ kN}$$

$$L = 4.60m \quad ; \quad b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 15.70cm$$

$$\Rightarrow h_3 \geq 15.70cm$$

☒ Condition de non poinçonnement

$$N_u \leq 0.045U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_C = 2(A + B) \text{ et } A = a+h \text{ et } B = b+h$$

$$A = B = 75 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad U_C = 300cm$$

$$h \geq \frac{N_u}{0.045 \times U_C \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{1977.07 \times 10^3}{0.045 \times 3000 \times \frac{25}{1.5}} = 87.86cm$$

Afin de vérifier le poinçonnement l'épaisseur de la dalle doit être supérieur a 45cm ce qui est très couteux donc on va adopter des nervures

➤ Conclusion:

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 23cm$$

Donc la hauteur de la dalle est 25cm



V.2.3.4. Nervure :

Les nervures sont des poutres intégrées à la dalle de béton qui renforcent sa résistance et sa rigidité, en réduisant les déformations et les contraintes induites par les charges appliquées. Ces nervures, généralement disposées selon un motif régulier, permettent de renforcer la dalle et d'optimiser la répartition des charges, contribuant ainsi à assurer la stabilité et la durabilité de la structure.

☒ .La largeur des nervures

- Condition de coffrage:

$$B > \frac{L_{max}}{10} = \frac{460}{10} = 46cm$$

Donc :

b = 50 cm dans les deux sens (x-x et y-y).

☒ .La hauteur de nervure:

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a : $L_{max}=4,6$

$\Rightarrow 30.6cm < h_N < 46cm$

h=45cm



▪ Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la

largeur définie par l'expression suivante: $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

Avec:

E : Module de Young ($E=20000MPa$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/m^3 \leq K \leq 12kg/m^3$).

Pour notre cas $K=4kg/m^3$ (sol de densité moyenne).

$b=1$: Largeur de la semelle par bande d'un mètre.

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

On aura: $h_2 \geq \sqrt{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 76.18cm$

Donc: On prend: $h_N=80cm$

➤ Conclusion

- Epaisseur de la dalle du radier $h=25cm$
- Les dimension de la nervure: $\begin{cases} h_N = 80cm \\ b = 50cm \end{cases}$

VI.2.3.5. Caractéristique géométriques du radier :

▪ Position du centre de gravité:

$$X_G=6.75m \qquad Y_G=10.36m$$

▪ Moments d'inertie:

$$I_{xx}=4404.7m^2 \qquad I_{yy}=7443.9m^2$$



VI.2.3.6. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 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: $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

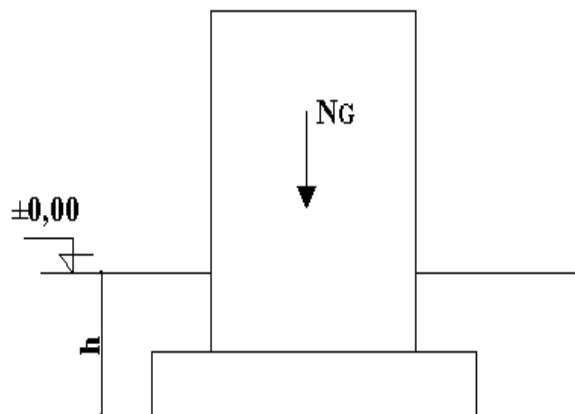


Figure VI.4 : Schéma statique du bâtiment.



Sens x-x:

$$\sum M_0 = 70894.28 \text{ kNm} ; V_0 = 2409.1 \text{ kN} ; h = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } M_R = 70894.28 + (0.8 \times 2409.1) \Leftrightarrow M_R = \mathbf{72821,56 \text{ KN.m}}$$

$$N = N_1 \text{ (structure) } + N_2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$$

$$N_{1\text{ser.}} = 27506,01 \text{ kN}$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 0,8 \times 244.73 = \mathbf{4894,6 \text{ kN}}$$

$$\text{Donc } N = \mathbf{32400, 61 \text{ KN}}$$

$$M_s = N \times x_G = \mathbf{218704, 118 \text{ KN.m}}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 3,03 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y:

$$\sum M_0 = 65286,34 \text{ KN.m} ; V_0 = 2371,11 \text{ kN}; h = 0.8 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = \mathbf{66471,895 \text{ kN.m}}$$

$$M_s = N y_G = \mathbf{335670, 32 \text{ KN.m}}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 5,050 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Conclusion:**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.



VI.2.3.7. Calcul des contraintes

$\sigma_{sol}=2\text{.bars}$ (d'après le rapport du sol)
 Les contraintes du sol sont données par:

- Sollicitation du premier genre:

À l'ELS: $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{27506.01}{244.73} = 112.39 N / m^2$

Nser

$\sigma_{ser} = 112.39 kN / m^2 < \sigma_{sol} = 200 N / m^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

- Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

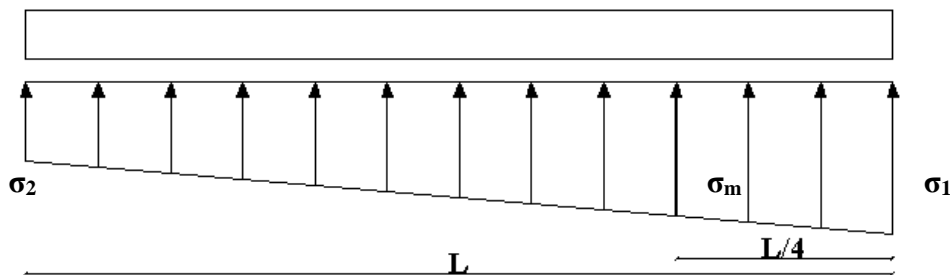


Figure VI.5 : Contraintes sous le radier .

On vérifier que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour évite des tractions sous le radier.

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{sol}$ (1)

ELU:

$N_u=39244.47kN$

$\sigma_{sol}=200kN/m^2$

$M_x=11512.646KN.m$

$1.5 \times \text{Sygma sol} = 300$



Tableau VI.4: Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
<i>Sens x-x</i>	183.83	136.9	172.09
<i>Sens y-y</i>	167.75	152.96	164.05
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

ELS :

$N_{ser} = 106938,57 kN$

M est le moment de renversement.

$\sigma_{sol} = 200 kN/m^2$

Tableau VI.5: Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
<i>Sens x-x</i>	129.69	95.09	121.04
<i>Sens y-y</i>	117.9	106.91	115.15
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

➤ **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante:

ELU:

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 172.09 kN / m^2$$

ELS:

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 121.04 kN / m^2$$



VI.2.3.8.Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.2.3.8.1.Ferrailage de la dalle du radier:

▪ Détermination des efforts:

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au

centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive)
 $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$ (autre appui)

Panneau intermédiaire:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$

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



- Valeur de la pression sous radier:

ELU:

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 172.09kN / m$$

ELS:

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 121.04kN / m$$

- . Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0):

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = 0.771 < 1,0 \Rightarrow$ la dalle

travaille dans les deux sens.

$L_x=3.55$ et $l_y=4.6$

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.6: Calcul des moments à l'ELU

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	$M_a=0.5M_x$ (kNm)
P_1	3.55	4,60	0,771	0,0596	0,5440	172.09	129.25	109.86	70.31	59.76	64.62

- . Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2):

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.7: Calcul des moments à l'ELS

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
P_1	3.55	4,60	0,771	0,0661	0,6710	121.04	100.82	85.70	67.65	57.50	50.41

- Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $f_c=500MPa$; $\sigma_s=434.78MPa$;

$b=100cm$; $h=25cm$

$d=0,9h=22.5cm$



Tableau VI.8: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	$M_u(kNm)$	μ	α	Z(cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	S_t
Travée	x-x	109.86	0,153	0,208	20.6	12.26	5T20	15.7	20
	y-y	59.76	0,0833	0,108	21.52	6.38	5T16	10,05	20
Appui	x-x	64.62	0,0900	0,118	21.43	6,93	5T16	10,05	20
	y-y								

Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h;33cm) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(75cm;33cm) = 33cm$$

▪ **En travée :**

• **Sens x-x :**

$$S_t = 100/5 = 20 < 33 \text{ cm}$$

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

• **Sens y-y :**

$$S_t = 100/5 = 20 < 33 \text{ cm}$$

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

Aux Appuis :

$$S_t = 100/5 = 20 < 33 \text{ cm}$$

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

VI.2.3.8.2. Vérifications nécessaires :

⊗ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2 < 10,05 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.



☒ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	85.70	12,06	11.06	15	354.7	201.6	Non vérifié
	y-y	57.5	10,05	8.29	15	283.1	201.6	Non vérifié
Appuis	x-x	50.41	10,05	7.27	15	248.2	201.6	Non vérifié
	y-y							

Vu que la contrainte d'acier ne vérifié pas donc On va augmenter la section d'acier

Tableau VI.10: Vérification des contraintes ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	85.70	18.84	10.6	15	276.2	201.6	Non vérifié
	y-y	57.5	12.56	7.65	15	229	201.6	Non vérifié
Appuis	x-x	50.41	12.32	6.61	15	200.7	201.7	vérifié
	y-y							

- On a augmenté la section d'acier mais elle ne nous permet pas de vérifier, donc on est obligé d'augmenter encore afin de pouvoir vérifier

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Choix	Vérification	St
Travée	x-x	85.70	25.1	9.11	15	177.5	201.6	8T20	vérifié	13
	y-y	57.5	16.08	7.03	15	181.2	201.6	8T16	vérifié	13
Appuis	x-x	50.41	12.32	6.61	15	200.7	201.7	8T14	vérifié	13
	y-y									

➤ Résumé :

Le choix final des armatures pour notre dalle de radier est
 8T20 pour le travée suivant le sens x-x et 8T16 suivant le sens y-y
 Et 8T14 pour l'appui



VI.2.3.8.3.Ferraillage des nervures :

☞ Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**)

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t=0,85M_0$

Sur appuis : $M_t=0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures :

$b=50\text{cm} ; h=80\text{cm} ; d=72\text{cm}$

• Sens porteur (x-x) :

$L=4.6\text{m} ; P=172.09\text{kN/ml}$

Tableau VI.12 : Ferraillage des nervures (sens porteur)

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	386.90	0,105	0,138	68.02	13.08	8T16	16.08
Appuis	227.58	0,062	0,080	69.96	7.51	8T16	16.08

• Sens non porteur (y-y) :

$L=3.55\text{m} ; P=172.09\text{kN/ml}$

Tableau VI.13: Ferraillage des nervures (sens non porteur)

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	230.43	0.062	0,080	69.69	7.60	6T14	9.24
Appuis	135.54	0,036	0,045	59.04	5.28	4T16	8.04



VI.2.3.8.4. Vérifications nécessaires :

☞ Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

☞ Vérification des contraintes à l'ELS:

Tableau VI.14 :1^{er} vérification des contraintes a L'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	y-y	162.07	9.24	5.63	15	265	201.6	Non vérifiée
	x-x	272.12	16.08	7.66	15	261.7	201.6	Non vérifiée
Appuis	y-y	95.33	8.04	3.5	15	178.2	201.6	Vérifiée
	x-x	160.075	16.08	4.51	15	158.9	201.6	Vérifiée

Tableau VI.15 :2^{ème} vérification des contraintes a L'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	y-y	162.07	12.56	5	15	197.3	201.6	Vérifiée
	x-x	272.12	20.36	7.66	15	261.7	201.6	Non vérifiée
Appuis	y-y	95.33	8.04	3.5	15	178.2	201.6	Vérifiée
	x-x	160.075	16.08	4.51	15	158.9	201.6	Vérifiée

- On a augmenté la section d'acier mais elle ne nous permet pas de vérifier, donc on est obligé d'augmenter encore afin de pouvoir vérifier

Tableau VI.16 : Les contraintes qui vérifiée a L'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification	Choix	St
Travée	y-y	162.07	12.56	5	15	197.3	201.6	Vérifiée	4T20	10
	x-x	272.12	25.12	6.83	15	192.2	201.6	Vérifiée	8T20	10
Appuis	y-y	95.33	8.04	3.5	15	178.2	201.6	Vérifiée	4T16	10
	x-x	160.075	16.08	4.51	15	158.9	201.6	Vérifiée	8T16	10



☒ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28};4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{172.09 \times 4.6}{2} = 395.807kN$$

$$\tau_u = \frac{395.807.10^3}{500 \times 7200} = 0.109MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

☒ . Armatures transversales :

• **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{ij}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

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

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) = 0,4MPa$$

• **RPA99 version 2003 :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 16,8cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 40cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,4cm$$

$f_c=500MPa$; $\tau_u=0.109MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$; $b=50cm$; $d=72cm$

On trouve :

$S_t=15cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=30cm \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 2,25cm^2$$

On prend : $6T8=3,02cm^2$

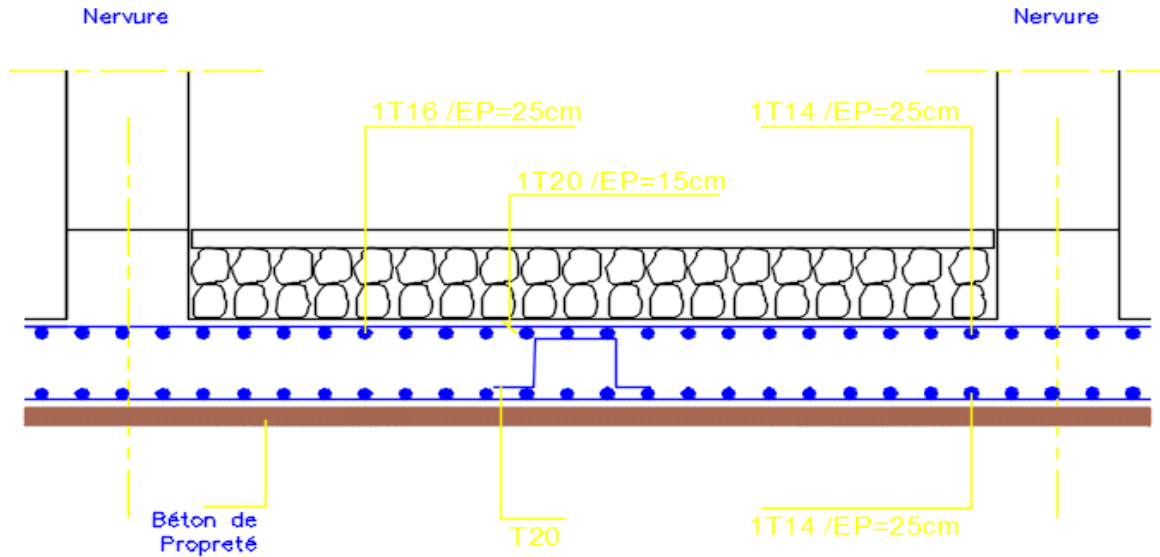


Figure VI6: Ferrailage de la dalle du radier

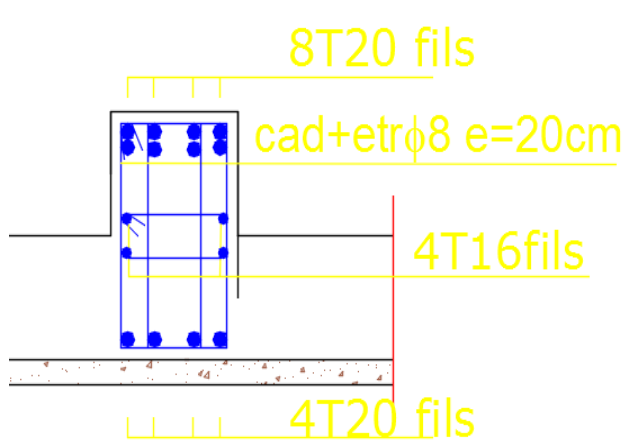


Figure VI.7: Ferrailage des nervures sens X-X

(Travée)

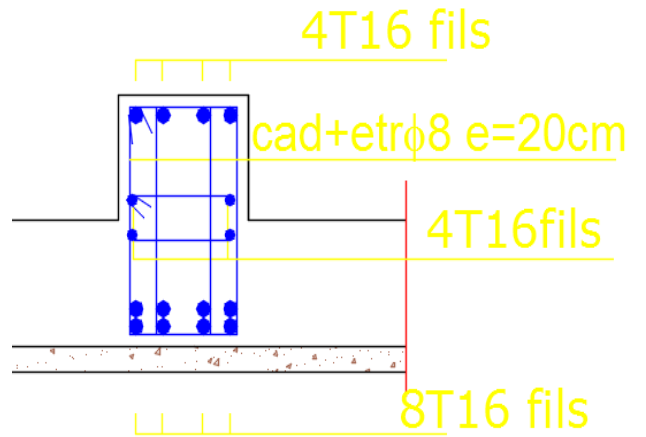


Figure VI.8: Ferrailage des nervures sens Y-Y

(Appui)

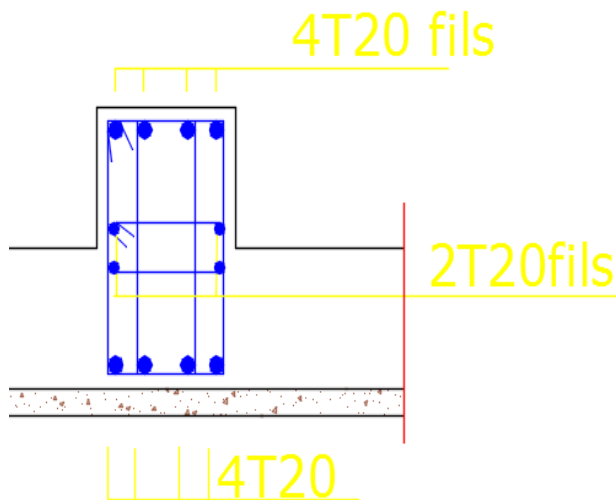


Figure VI.9: Ferrailage des nervures sens X-X

(Travée)

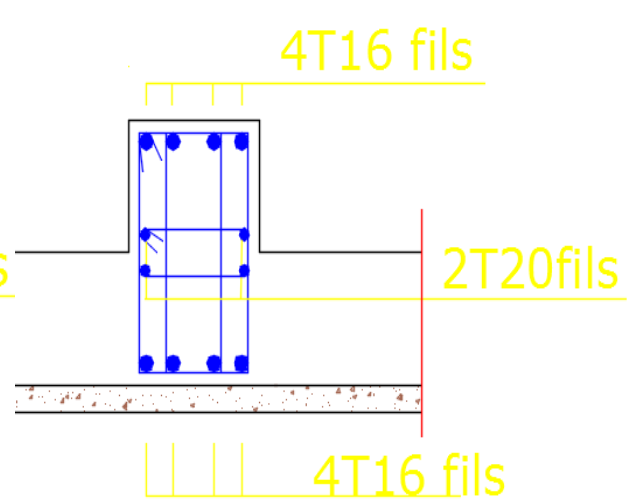


Figure VI.10: Ferrailage des nervures sens Y-Y

(Appui)



VI.3. Etude des fondations du R+8(seul) :

Dans cette partie de notre projet nous allons étudier la partie F3 seule afin de savoir si on doit adopter des semelles filante et utiliser des joints ou bien elle n'nécessite pas.

VI.3.1.Semelle isolé :

N°	N(kN)	S(m ²)	A(m)	A ^{choisie} (m)
2	785,41	3,92705	1,98167858	2
3	1013,85	5,06925	2,2514995	3
11	717,56	3,5878	1,89414889	2
12	1145,85	5,72925	2,39358518	3
13	1054,04	5,2702	2,29569162	3
16	887,28	4,4364	2,10627634	3
17	1169,78	5,8489	2,41844992	3
18	847,84	4,2392	2,05893176	3
19	1064,3	5,3215	2,30683766	3
21	2400,47	12,00235	3,46444079	4
1515	417,68	2,0884	1,44512975	2

Tableau VI.17 : Effort normal appliqué sur les fondations

➤ Conclusion:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors a l'étude des semelles filantes.



VI.3.2.Semelle filante :

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit:

Tableau VI.18: Sections des semelles filantes

Files	N(kN)	S (m ²)	L(m)	B ^{choisie} (m)
SF4	2118.34	10.59	3.53	3
SF67	5729.95	28.64	12.43	2.30
SF8	3655.77	18.27	12	1.52
SFB	1799.26	8.99	3.6	2.5
SFD	3248.31	16.24	4.85	3.34
SFF	3121.36	15.60	9	1.73
SFG	2917.45	14.58	9	1.62

✎ Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

✎ X-X

$$S \text{ semelles} = 54.96\text{m}^2$$

$$S \text{ bâtiment (F3)} = 113.012 \text{ m}^2 \text{ (calculer par AUTOCAD)}$$

$$54.96/113=0,48=48.6\% < 50\%$$

Vérifier

Y-Y

$$S \text{ Semelles} = 44.62\text{m}^2 \text{ (calculer par AUTOCAD)}$$

$$44.62/113.012=0,39=39.48\% < 50\%$$

Vérifier

Vérification de la 2eme condition

$$L_{min} \geq 2 \times B$$

L_{min} : la plus petite longueur entre axe

$$3.35 \geq 2 \times 1.7 \text{ condition Non vérifié}$$



➤ **Conclusion :**

Quand on a un décrochement en élévation de 2 niveaux le type de fondation est le même (radier) donc Ya pas d'incidence sur la fondation, mais si on dégrade de un (1) niveau on aura probablement une semelle filante, et dans ce cas la séparation des fondations s'impose par un joint de séparation



VI.4.Voile périphérique :

VI.4.Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous sol et les fondations.

V.I.4.2.Prédimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15cm$
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de $50\emptyset$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.



VI.4.3.Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x=3,06m ; L_y=4,30m.$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifier 99 [1]**, la charge de poussées des terres est données par : $Q=A.\gamma.H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h=21,90kN/m^3$).

H : Hauteur du voile ($H=3,06m$).

$$\phi = 38,64 \Rightarrow A = f(\phi) = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,2006$$

$$\text{Donc : } Q = A.\gamma.H = 13,40kN/ml \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 18,09kN/ml$$

VI.4.4.Effort sur la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,71 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x=0,0671 ; \mu_y=0,4471$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 11.37kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5.08kNm$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx}=0,85M_x=9,66kNm$$

$$M_{ty}=0,85M_y=4,32kNm$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x=5,69kNm$$



VI.4.5. Calcul du ferrailage :

$$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=18\text{cm} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.19 : Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	9,66	0,021	0	0,027	17,8	1.24	4T10	3,14	25
	y-y	4,32	0,009	0	0,011	17,92	0.55	4T10	3,14	25
Appuis	x-x	5.69	0,012	0	0,015	17,89	0,73	4T10	3,14	25
	y-y									

VI.4.6. Les vérifications :

✗ Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A \\ A_y \geq A_y \end{cases} \begin{cases} \min; A_y^{min_0} \\ \min; A_x \end{cases} \left[\begin{cases} \min; A_x \\ \min_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{b^2}{2} \end{cases} \right]$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE500

$$A_x^{min} \left(3 - \frac{306}{430} \right) \frac{100 \cdot 20^2}{2}$$

En travée :

$$\begin{cases} A_x = 3,14\text{cm}^2 > A_x^{min^2} \\ A_y = 3,14\text{cm}^2 > A_y^{min^2} \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 3,14\text{cm}^2 > A_x^{min^2} \\ A_y = 3,14\text{cm}^2 > A_y^{min^2} \end{cases}$$



☞ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd_{u_{c28}}}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 22,84kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 18,45kN$$

$$T_u^{max}(T_x; T_y)$$

$$\tau_u = \frac{22,84 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,127MPa < 1,25MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

☞ Vérification a L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,71 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 13,4kN/ml$$

$$\mu_x = 0,0671$$

$$\mu_y = 0,4471$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 8,42kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 3,76kNm$$

• Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 7,16kNm$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 3,2kNm$$

• Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 4,21kNm$$

b. Verification des contraintes:

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.20: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	x-x	7,16	3,14	3,67	11319,63	2,32	15	OK
	y-y	3,2	3,14	3,67	11319,63	1,04	15	OK
Appuis	x-x	4,21	3,14	3,67	11319,63	1,36	15	OK
	y-y							



c. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément : [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \dot{a} \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,065 > 0,042 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,065 > 0,028 \dot{a} 0,037 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 1,74 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

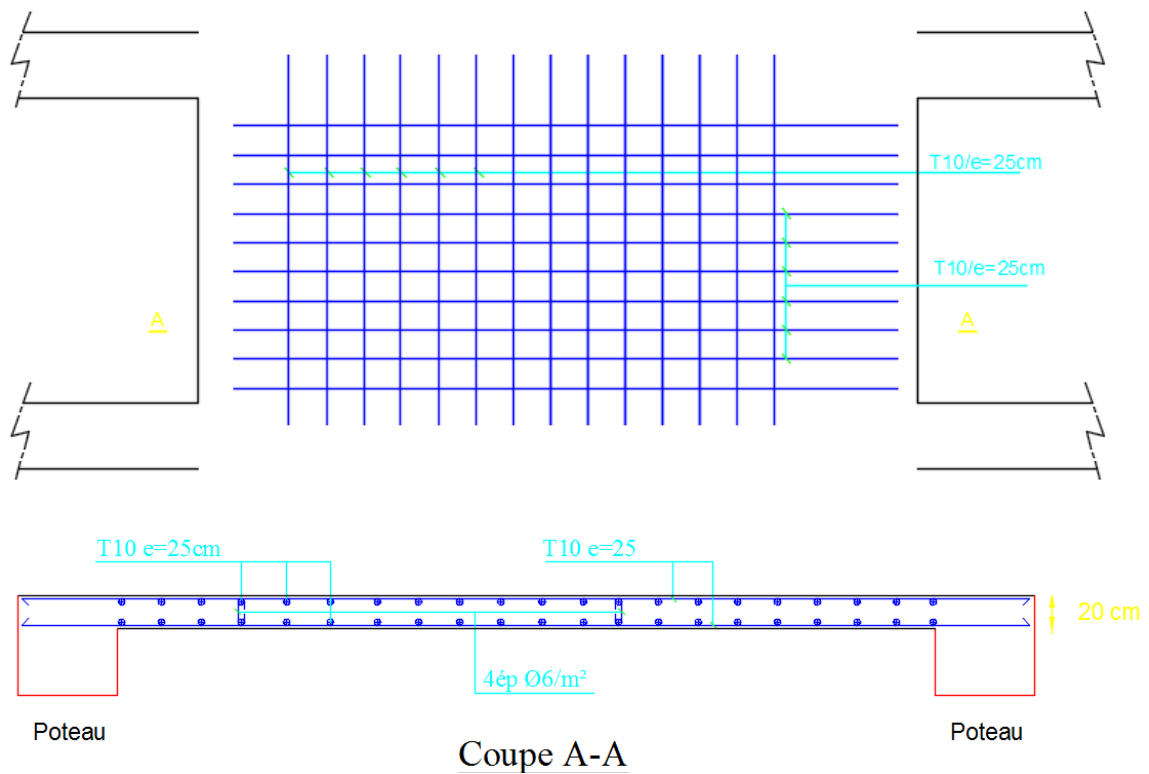


Figure VI.11 : Ferrailage de voile périphérique



CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION :

La réalisation de ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant le cursus universitaire dans le domaine du génie civil, ainsi que de mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur

D'après notre étude, on a conclu que :

- Le pré-dimensionnement est une étape préliminaire son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique
- .L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure, dans cette partie nous avons trouvé quelques difficultés notamment dans la disposition des voiles nous avons essayé plus que 8 dispositions pour avoir une période et déplacement qui vérifié nos conditions
- Les résultats du logiciel ETABS.2018 m'a permis déterminer le ferrailage des poutres, poteaux, voiles et des éléments secondaires de la structure.
- Le décrochement de deux niveaux dans notre structure a une léger influence sur les fondations ce qui n'impose pas l'utilisation des joints de séparation

Référence Bibliographique

[1] : Cours de béton armé **BAEL91 modifié 99** et DTU associés, par **Jean- Pierre Mougïn**.

[2] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.48**).

[3] : Formulaire du béton armé : volume 1 ; élément de calcul, par **Victore Davidovici** document technique réglementaire **DTR-BC 2-41**.

[4] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**.

[5] : Cour et TD de **Dynamique Des Structures , Résistance Des Matériaux , Béton Armé**

[6] : Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

[4] : Logiciel d'ingénierie Extended 3D analysis of building System (**ETABS**)

[5] : Logiciel d'analyse et de conception Structural Analysis program 2000 (**SAP2000**)

[4] : Logiciel de conception assistée par ordinateur **AutoCAD**

[4] : Logiciel de calcul **SOCOTEC**

[4] : Deux logiciels de la suite Microsoft Office **WORD, EXCEL**