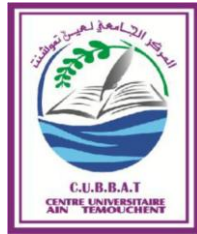


République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Centre Universitaire d'Ain-Temouchent- Belhadj Bouchaib
Institut des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil



PROJET DE FIN D'ETUDES
Pour l'obtention du diplôme de Master en :
SCIENCE ET TECHNOLOGIE
Filière : GENIE CIVIL
Spécialité : STRUCTURE

Thème :

Conception et dimensionnement parasismique des structures étagées à système de refends « cas d'un hôtel de la ville de Terga »

Présenté par :

AMRANI Amel Fatima Al Zahraa

BOUHADJELA Nour-El-Houda

Soutenu en juin 2020 devant le jury:

Mme. DERBAL Ahlem

Présidente

Mme. MAROUF Hafida

Examinatrice

Mr. SAID Abderrahmane

Encadreur

Année Universitaire 2019-2020

Remerciements :

Nous ne pouvons pas écrire un tel mémoire quelques lignes à ceux qui nous devons tout ce travail, à nos professeurs ...

Avant tous, nous remercions Allah Tout-puissant, qui nous a donné la santé, la force, la volonté, la patience et le courage pour entamer et terminer ce projet.

A notre encadreur Mr. A.SAID, on prouve toute sorte de gratitude, d'appréciation et de reconnaissance Notre cher enseignant qui a accepté d'être le promoteur de ce projet et à contribuer à sa réussite. Merci à vous, vos conseils, merci d'être présent tout le temps malgré le confinement.

On tient à remercier aussi les membres du jury, Mme DERBAL, Mme MAAROUF, qui ont accepté de juger ce travail.

Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à assurer notre formation durant tout notre cycle universitaire.

Enfin nous tenons à remercier ensemble de nos proches et tous ceux et celles qui de près ou de loin ont contribué à finaliser ce modeste travail.

Dédicace :

Je remercie Allah et grâce à lui que je vous arrivée à ce niveau.

Je dédie mon travail:

A ceux qui m'ont tant aimée et encouragée, à ceux qui m'ont épaulée durant les moments difficiles, à ceux qui m'ont tracée le chemin vers la réussite, à ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, aux meilleurs parents du monde, que dieu les garde et les protège.

A mes très chers frères, Khaled et Sa fiancée Amel , Ibrahim et Abdelghani.

A ma chère sœur Asmaa.

A mon partenaire de ma vie Abdelhak et à ma belle famille.

A mes très chers amis :Hanaa , Khaoula , B.Sara , T.Sara, Rajaa , Laïla , Nerdjessa.

A mon binôme Nour-el-houda et sa famille.

A Messaoud Nesrine je ne trouve pas les mots pour vous exprimé merci pour tout, merci d'être là , Pour vos conseils et votre soutien à tous les moments.

A tout ma famille.

A.AMEL

Dédicace :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes très chers soeur AMINA, HANAA, KHAOULA, AMEL MON BINOME BIEN SUR, NESSRINE, AZIZA.

A mon Ami CHERIF, ZAKI, merci d'être toujours à mes côtés, par votre présence, par votre amour dévoué et votre tendresse, et sa famille

A tous mes amis (es) de la promotion de Master 2 Génie civil

A mon encadreur et mes profes et bien sur mon professeure aïssa mamoune sidi mohamed et mr benneseure

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

B.NOUR

Résumé :

Ce projet de fin d'étude consiste principalement à la conception et le dimensionnement parasismique d'un hôtel, composé de deux blocs en béton armé, implanté dans la ville de Targa - wilaya d'Ain témouchent. Cette région est classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

Le but de cette étude est de chercher une meilleure disposition des murs de refends afin d'avoir un bon comportement sismique de la structure, qui peut favoriser par conséquent un meilleur rendement des éléments participant à la reprise des actions d'origine sismique.

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement parasismique algérien « RPA version 2003 » et le document technique « CBA93 ». Il est à noter que les phases de modélisation et d'analyse ont été réalisées à l'aide du logiciel en éléments finis « ETABS ». Après la phase de conception et de dimensionnement de tous les éléments de la superstructure, une étude numérique de l'infrastructure des deux blocs à l'aide du logiciel « Safe » a été effectuée.

Mots clés : béton armée, conception, système à murs de refends, comportement sismique, ferrailage, superstructures, infrastructures.

ملخص

يتمحور موضوع هذه المذكرة بشكل أساسي على التخطيط و التصميم المقاوم للزلازل لفندق متعدد الطوابق مكون من جناحين من الخرسانة المسلحة. يقع هذا البناء ببلدية تارفة بولاية عين تموشنت وهي مصنفة ضمن منطقة ذات شدة زلزالية متوسطة.

الهدف من هذه الدراسة هو البحث عن أفضل توزيع لجدران القص لغرض الحصول على سلوك زلزالي جيد لهيكل البناء وبالتالي على أداء عال للعناصر المقاومة للزلازل.

تم التصميم وحساب كمية التسليح اللازمة لكل العناصر المقاومة وفق الكود الزلزالي الجزائري RPA99V2003 والكود CBA93

تجدر الإشارة أن عملية النمذجة والتحليل قد تمت بالإعتماد على برنامج الإيتابس ETABS.

بعد مرحلة تصميم جميع عناصر البنية الفوقية تم إجراء دراسة للبنية التحتية باستخدام برنامج سايف SAFE.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة ، التصميم ، نظام جدران القص ، سلوك الزلزالي ، تسليح ، البنية الفوقية .
التي تحتية البنية

Abstract:

This project study mainly consists of the conceptual and the seismic design of a multi-story hotel, having two reinforced concrete blocks, located in the city of Targa - wilaya of Ain Temouchent. This region is classified as medium seismic zone (Zone IIa).

The aim of this study is to seek a better distribution of the shear walls in order to have a good structural seismic behavior, which can consequently favor a better performance of the principle elements against the seismic actions.

The design and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian seismic code "RPA version 2003" and the technical document "CBA93". It should be noted that the modeling and analysis phases were carried out using the finite element software "ETABS".

After the design phase and design of all elements of the superstructure, a numerical study of the infrastructure of the two blocks using the software "Safe" was performed.

Keywords: reinforced concrete, design, structural wall system, seismic behavior, reinforcement, superstructures, infrastructures.

Sommaire :

Introduction général	1
Chapitre I: généralité	
I .1. Définition du mur refond:.....	4
I.1.2. Classification des types de voiles :.....	4
I.1.3. Les modes de construction a murs porteurs :.....	5
I.2. Les Mur rideaux :.....	6
I.3. Séisme :.....	7
I.3.1. Qu'est-ce qu'une construction anti sismique?.....	8
I.3.2. Le principe de la construction parasismique :.....	7
Chapitre II: présentation de projet et caractéristique des matériaux	
II .1.1.Présentation du projet :.....	9
II .1.2.Caractéristique géométrique :	9
II .2.1.Les éléments de l'ouvrage :	11
II .3.Caractéristiques des matériaux	12
II .3.1.Béton :	12
II .3.2.Les Acier :	14
II .3.3.Hypothèses de calcul :	16
II .3.4.Combinaisons d'actions:	16
II .4. Conclusion :	17
Chapitre III : Pré dimensionnement et descente des charges	
III .1. Pré-dimensionnement :	19
III .2. Détermination des charges et surcharges :.....	25
III .2. 3.Plancher étage courant (plancher accessible) :.....	26
III .2. 3.Mur extérieurs (double parois) :	26
III .2. 4.Mur intérieurs (cloisons) :	27

III .2.5.Plancher a dalle plein balcon :	27
III .2. 5.Escalier :	28
III .3.Acrotère :	29
III .4.Ascenseur :	30
III .5. Conclusion :	33

chapitre IV: etude des element non structuraux

IV.1.Etude d'acrotère:	35
IV.1.1.Introduction :.....	35
IV.1.2.Méthode de calcul: :.....	35
IV.1.3.Calcul des sollicitations:.....	36
IV.2.Balcon:	41
IV.2.1. Introduction	41
IV.2.2. Calcul des sollicitations :	41
IV.3.Etude d'escalier :	44
IV.3.1.Combinaison d'action:	44
IV.3.1.2.Schéma statique des escaliers :.....	45
IV.4.conclusion :.....	60

Chapitre V: étude sismique

V .1.Introduction :	62
V .2.1.Méthode de calcul.....	62
V .2.1.1.Méthode statique équivalente:.....	63
V 2.1.2.Méthode dynamique modale spectrale:.....	66
V .3.Analyse sismique :.....	67
V .4.Les dispositions des voiles :.....	68
V .4.La distribution final des voiles:	72
V .5. Résultats obtenus :	73
V .5.1.Justification vis-à-vis l'estimation de la période fondamental :.....	73
V .5.2.Nombre de mode à considérer:.....	74
V .5.3.Justification vis-à-vis la force sismique :.....	74

V .5.4. Vérification des déplacements :	76
V .5.5. Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$:	77
V .5.6. Stabilité au renversement :	78
V .5.7. Vérification de l'effort normal réduit :	81
V .5.8. Justification de la largeur des joints sismiques :	83
V .6. Conclusion :	83

Chapitre VI : Etude des planchers dalle pleine

VI .1.Introduction :	85
VI .2.Sollicitations :	85
VI .3.BLOC A :	86
VI .3.1.Vérification ELU :	91
VI .3.2.Les vérifications a ELS :	91
VI .4.BLOC B :	95
VI .4.1.Vérification ELU :	99
VI .4.2.Vérification ELS :	99
VI .5.Vérification du poinçonnement des dalles:	102
VI .6.Etude de la Dalle machine :	104
VI .6.1.Introduction :	104
VI .6.2.Pré dimensionnement :	105
VI .6.3.Calcul des sollicitations :	105
VI .4.4.Ferraillage de la de la dalle de machine :	106
VI .7.Conclusion :	108

Chapitre VII : Calcul des éléments structuraux

VII.1.Etude de la poutre périphérique :	110
VII.1.1.Ferraillage de la poutre périphérique :	111
VII.2. Etude de bandes noyées (poutre noyée) :	115
VII.2.1.Ferraillage de la poutre noyée :	115
VII.3.Etude Les voiles en béton armé :	117
VII.3.1.Introduction :	117

VII.3.2.la méthode de calcul :.....	118
VII.3.3.Bloc A :.....	119
VII.3.4.BLOC B :.....	127
VII.4.Etude des linteaux :.....	139
VII.4.1.Vérification de l'effort tranchant.....	139
VII.4.2.Efforts dans les bielles du linteau :.....	140
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	
VII .1.Introduction :.....	143
VII .2.Pré-dimensionnement du Radier général :.....	144
VII .2.1.BLOC A :.....	144
VII .2.4.vérification à l'ELU :.....	152
VII .2.5.vérification à l'ELS :.....	153
VII .3.Ferraillage de nervures :.....	155
VII .3.1. vérification à l'ELU :	157
VII .3.2.Vérification a l'ELS :	157
VII .4. BLOC B :	158
VII .4.1. Vérification nécessaire de radier BLOC B :	158
VII .4.2.Ferraillage de la dalle :	162
VII .4.3.vérification à l'ELU :	164
VII .4.4. vérification à l'ELS :	164
VII .5. Ferraillage de nervures :	165
VII .5.1. Vérification à l'ELS:	167
VII .5.2. Vérification à l'ELS:	167
VII .6.Voile périphérique :	168
VII .6.1.Introduction :	168
VII .6.2.Evaluation des charges et surcharge :	169
VII .6.3.Détermination des sollicitations :	170
VII .6.4.Calcul du ferraillage :	171
VII .6.5.Vérification a L'ELU :	171

VII .6.6.Vérification a L'ELS : 171

Listes des figures

Chapitre I: généralité:

Figure I - 1: les différents types des voiles.....	5
Figure I - 2: Structures « mixtes » avec des murs porteurs couplés à des portiques	5
Figure I - 3: Structure à noyau central.....	6
Figure I - 4: Structure uniquement à murs porteurs.....	6

Chapitre II: présentation de projet et caractéristique des matériaux

Figure II - 1 : plan de masse de projet.....	9
Figure II - 2 : Vue en plan du RDC.....	10
Figure II - 3: Vue en plan de étage courant.....	10
Figure II - 4: Vue de façade principale.....	11
Figure II - 5: diagramme des contrainte limite (déformation de béton).....	13
Figure II - 6: diagramme contraintes-déformation de l'acier aux ELU.....	15

Chapitre III : Pré dimensionnement et descente des charges

Figure III - 1: poutre noyée.....	1
Figure III - 2: poutre périphérique.....	21
Figure III - 3: coupes de voile en plan.....	22
Figure III - 4 : Schéma d'escalier.....	23
Figure III - 5: shéma représentatif d'escalier	24
Figure III - 6: Schéma d'un escalier avec une seule volée.....	25
Figure III - 7: Plancher terrasse inaccessible.....	26
Figure III - 8 : Coupe vertical de mur extérieure.....	27
Figure III - 9: Plancher balcon.....	27
Figure III - 10: schéma de l'acrotère	29
Figure III - 11: cabine d'Ascenseur électrique.....	30
Figure III - 1 2: Schéma d'ascenseur.....	30

Chapitre IV: etude des element non structuraux

Figure IV - 1: acrotère d'une terrasse inaccessible.....	35
--	----

Figure IV - 2: Ferrailage de l'acrotère.....	39
Figure IV - 3: Schéma statique de la dalle pleine.....	41
Figure IV - 4:Schéma de ferrailage du balcon.....	44
Figure IV - 6: Schéma statique de escalier.....	45
Figure IV - 7 : Schéma statique a ELU.....	46
Figure IV - 8 : Diagramme de M et T a ELU.....	46
Figure IV - 9: Schéma statique a ELS.....	49
Figure IV - 10: Diagramme de M et T a ELS.....	49
Figure IV - 11:Schéma statique de escalier.....	53
Figure IV - 12:Schéma statique a ELU.....	53
Figure IV - 13: Diagramme de M et T a ELU.....	54
Figure IV - 14:Schéma statique a ELS.....	56
Figure IV - 15: Diagramme de M et T a ELS.....	57
Figure IV - 16 : schéma du ferrailage des escaliers.....	60

Chapitre V: étude sismique

Figure V - 1: diagramme du spectre de réponse (Programme du RPA).....	68
Figure V - 2: Disposition1	Figure V - 3: Disposition 2.....69
Figure V - 4: Disposition 3	Figure V - 5: Disposition 4.....69
Figure V - 6: Disposition 4	Figure V - 7: Disposition 6.....70
Figure V - 8: Disposition 1	Figure V - 9: Disposition 2.....70
Figure V - 10: Disposition 3	Figure V - 11: Disposition 4.....71
Figure V - 12 :Disposition 5	Figure V - 13: Disposition 6.....71
Figure V - 14: Disposition final du voile bloc A.....	72
Figure V - 15: Disposition final du voile bloc B.....	72

Chapitre VI : Etude des planchers dalle pleine

Figure VI - 1: Schéma du plan de view.....	86
Figure VI - 2: Schéma de Diagramme des Moment en suivant L'Axe (X-X).....	86
Figure VI - 3: Schéma de Diagramme des Moment en suivant L'Axe (Y-Y).....	87
Figure VI - 4: Schéma de Diagramme des des efforts tranchants suivant L'Axe (X-X)...	87

Figure VI - 5: Schéma de Diagramme des des efforts tranchants suivant L'Axe (Y-Y)...	88
Figure VI - 6: Schéma du plan de view BLOC B.....	95
Figure VI - 7: Schéma de Diagramme des Moment en suivant L'Axe (X-X).....	96
Figure VI - 8: Schéma de Diagramme des Moment en suivant L'Axe (Y-Y).....	96
Figure VI - 9: Schéma de Diagramme des des efforts tranchants suivant L'Axe (X-X)...	96
Figure VI - 10: Schéma de Diagramme des des efforts tranchants suivant L'Axe (Y-Y)	97
Figure VI - 11: schéma représentatif de la surface d'impact.....	102
Figure VI - 12 : Dimension de la Dalle machine.....	105
Figure VI - 13: schéma de ferrailage du local machine.....	108

Chapitre VII : Calcul des éléments structuraux

Figure VII - 1 : schéma d'exemple de disposition constructive de la poutre périphérique.	114
Figure VII - 2 : Schéma de ferrailage de la poutre périphérique BLOC A	114
Figure VII - 3: Schéma de ferrailage de la poutre périphérique BLOC B.....	114
Figure VII - 4:Disposition du voile bloc A.....	119
Figure VII - 5: section partiellement comprimée.....	119
Figure VII - 6 : Disposition du voile bloc B.....	127
Figure VII - 7 : Schéma du ferrailage du voile de 240 cm.....	137
Figure VII - 8 : Schéma du ferrailage du voile de 300 cm.....	137
Figure VII - 9 : Schéma du ferrailage du voile de 150 cm.....	137
Figure VII - 10 : Schéma du ferrailage du voile de 90cm.....	137
Figure VII - 11 : Schéma du ferrailage du voile de 80 cm.....	138
Figure VII - 12 : Schéma coupe ferrailage du voile	138
Figure VII - 13 : Efforts dans les bielles du linteau.....	140
Figure VII - 14 : armatures de linteau RPA99/2003	141
Figure VII - 15 : Schéma coupe ferrailage du voile avec ouverture.....	141

Chapitre VII : Calcul des éléments structuraux

Figure VIII - 1 : Schéma représentatif de radier BLOC A	144
Figure VIII - 2 : la cartographie des contraintes BLOC A.	147

Figure VIII - 3 : moment de la dalle suivant X-X.....	150
Figure VIII - 4 : moment de la dalle suivant Y-Y.....	150
Figure VIII - 5 : effort tranchant de la dalle suivant X-X.....	151
Figure VIII - 6 : effort tranchant de la dalle suivant Y-Y.....	151
Figure VIII - 7 : schéma de ferrailage de radier bloc A.....	155
Figure VIII - 8 : moment fléchissant dans les nervures.....	155
Figure VIII - 9: efforts tranchant dans les nervures.....	156
Figure VIII - 10 : schéma représentatif de radier BLOC B.....	158
Figure VIII - 11 : la cartographie des contraintes BLOC B.....	160
Figure VIII - 12 : moment de la dalle suivant X-X.....	162
Figure VIII - 13 : moment de la dalle suivant Y-Y.....	162
Figure VIII - 14 : effort tranchant de la dalle suivant X-X.....	162
Figure VIII - 15 : effort tranchant de la dalle suivant Y-Y.....	163
Figure VIII - 16 : schéma de ferrailage de radier bloc B.....	165
Figure VIII - 17 : moment fléchissant dans les nervures.....	165
Figure VIII - 18 : efforts tranchant dans les nervures.....	166
Figure VIII - 19 : schéma de ferrailage de nervures.....	168
Figure VIII - 20 : Schéma du voile périphérique.....	169
Figure VIII - 21 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	172

Liste des tableaux

Chapitre II: présentation de projet et caractéristique des matériaux

Tableau II - 1 : Caractéristique géométrique de l'hôtel.....	9
Tableau II - 2 : caractéristique mécanique de l'acier	14

Chapitre III : Pré dimensionnement et descente des charges

Tableau III - 1 : Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations dans le plancher inaccessible	26
Tableau III - 2 : Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations dans le plancher accessible.....	26
Tableau III - 3 : Evaluation des charges permanentes les murs extérieurs.....	27
Tableau III - 4 : Evaluation des charges permanentes les murs intérieurs.....	27
Tableau III - 5 : Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations dans les balcons.....	28
Tableau III - 6 : Evaluation des charges permanentes dans le pallier de escalier.....	28
Tableau III - 7 : des charges permanentes des volées dé escaliers.....	28
Tableau III - 8 Evaluation des charges permanentes de l'acrotère.....	29
Tableau III - 9 : Caractéristiques et capacité de l'ascenseur.....	31
Tableau III - 10 : Charges permanentes du complexe d'isolation de la toiture.....	32

Chapitre IV: etude des element non structuraux

Tableau IV - 1 : Récapitulation du ferrailage de balcon.....	42
Tableau IV - 2 : vérification de balcon a ELS.....	44
Tableau IV - 3 : Récapitulation du ferrailage d'escalier de1 er type.....	47
Tableau IV - 4 : Récapitulation de vérification des contraintes dans le béton.	50
Tableau IV - 5 : Récapitulation de Vérification de la contrainte de compression dans l'acier σ_s	51
Tableau IV - 6 : Récapitulation de la vérification de la flèche type 1.....	53
Tableau IV - 7 : Récapitulation du ferrailage d'escalier de2eme type.....	55
Tableau IV - 8 : Récapitulation de vérification des contraintes dans le béton.....	58
Tableau IV - 9 : Récapitulation de Vérification de la contrainte de compression dans l'acier σ_s	58

Tableau IV - 10 : Récapitulation de la vérification de la flèche type 1.....	59
--	----

Chapitre V: étude sismique

Tableau V - 1 : valeurs des pénalités P_q	65
Tableau V - 2 : Résumé des paramètres du spectre de réponse.....	68
Tableau V - 3 : Période et facteur de participation massique.....	73
Tableau V - 4 : vérification de l'estimation de la période fondamentale de deux bloc.....	74
Tableau V - 5 : vérification de nombre de mode de deux bloc.....	74
Tableau V - 6 : Récapitulation de vérification de la force sismique de bloc A.....	75
Tableau V - 7 : Récapitulation de vérification de la force sismique de bloc B.....	76
Tableau V - 8 : Récapitulation de vérification de déplacement de bloc A.....	76
Tableau V - 9 : Récapitulation de vérification de déplacement de bloc B.....	77
Tableau V - 10 : Récapitulation de Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ de bloc A.....	78
Tableau V - 11 : Récapitulation de Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ de bloc B.....	78
Tableau V - 12 : Récapitulation de Justification Stabilité au renversement sens X de bloc A.....	79
Tableau V - 13 : Récapitulation de Justification Stabilité au renversement sens Y de bloc A.....	79
Tableau V - 14 : Récapitulation de Justification Stabilité au renversement sens X de bloc B.....	80
Tableau V - 15 : Récapitulation de Justification Stabilité au renversement sens Y de bloc B.....	80
Tableau V - 16 : Récapitulation de Vérification de l'effort normal réduit de bloc A.....	81
Tableau V - 17 : Récapitulation de Vérification de l'effort normal réduit de bloc B.....	82

Chapitre VI : Etude des planchers dalle pleine

Tableau VI - 1: évaluation des sollicitations « ELU, ELS » de bloc A.....	88
Tableau VI - 2 : Récapitulation du ferrailage des dalles pleines BLOC A.....	89
Tableau VI - 3 : Récapitulation du ferrailage des dalles pleines (résumé).....	90
Tableau VI - 4 : vérification de condition de non fragilité des dalles pleines.....	90
Tableau VI - 5 : Récapitulation Armatures de répartition des dalles pleines.....	90
Tableau VI - 6 : Vérification de l'effort tranchant des dalles pleines.....	91
Tableau VI - 7 : La position de l'axe neutre et moment d'inertie.....	92
Tableau VI - 9 : Vérification de la contrainte de compression dans l'acier σ_s	93
Tableau VI - 10 : Vérification de Etat limite de déformation.....	94
Tableau VI - 11 : évaluation des sollicitations « ELU, ELS ».....	97
Tableau VI - 12 : Récapitulation du ferrailage des dalles pleines.....	98
Tableau VI - 13 : vérification de condition de non fragilité des dalles pleines.....	98
Tableau VI - 14 : Vérification de l'effort tranchant des dalles pleines.....	99
Tableau VI - 15 : La position de l'axe neutre et moment d'inertie.....	99
Tableau VI - 16 : Vérification de la contrainte dans le béton (σ_{bc}).....	100
Tableau VI - 17 : Vérification de la contrainte de compression dans l'acier σ_s	100
Tableau VI - 18 : Vérification de Etat limite de déformation.....	101
Tableau VI - 19 : Ferrailage de la de la dalle de machine.....	107
Tableau VI - 20 : vérification de des contraintes a ELS de la dalle machine.....	108

Chapitre VII : Calcul des éléments structuraux

Tableau VII - 1 : Récapitulatif des moments fléchissant pour la poutre périphérique BLOC A.....	110
---	-----

Tableau VII - 2 : Récapitulatif des moments fléchissant pour la poutre périphérique BLOC B.....	110
Tableau VII - 3 : Récapitulatif le calcule de ferrailage de la poutre périphérique BLOC A.....	111
Tableau VII - 4 : Récapitulatif le calcule de ferrailage de la poutre périphérique BLOCB.....	111
Tableau VII - 5 : vérification de l'état limite de compression du béton BLOC A	114
Tableau VII - 6 : vérification de l'état limite de compression du béton BLOC B.....	114
Tableau VII - 7 : Sollicitations des voiles dans tous les niveaux.....	123
Tableau VII - 8 : ferrailages des voiles dans tous les niveaux.....	124
Tableau VII - 9 : Vérification de contrainte de cisaillement selon le RPA et BAEL.....	126
Tableau VII - 10 : Sollicitations des voiles dans tous les niveaux	131
Tableau VII - 11: ferrailages des voiles dans tous les niveaux.....	133
Tableau VII - 12 : Vérification de contrainte de cisaillement selon le RPA et BAEL.....	136
Tableau VII - 13: Sollicitations de linteaux	139
Tableau VII - 14 : la stabilité du radier en situation accidentelle.....	148
Chapitre VII : Calcul des éléments structuraux	
Tableau VIII - 1 : la stabilité du radier en situation durable	149
Tableau VIII - 2 : sollicitations du radier.....	151
Tableau VIII - 3 : ferrailage du radier.....	152
Tableau VIII - 4 : Vérification de la contrainte dans le béton (σ_{bc})	154
Tableau VIII - 5 : Vérification de la contrainte de compression dans l'acier σ_s	154
Tableau VIII - 6 : sollicitations de la nervure.....	156
Tableau VIII - 7 : ferrailage de nervure.....	156
Tableau VIII - 8 vérification des contraintes dans le béton.....	157
Tableau VIII - 9 : Vérification de la contrainte de compression dans l'acier σ_s	158
Tableau VIII - 10 : la stabilité du radier en situation accidentelle.....	161
Tableau VIII - 11 : la stabilité du radier en situation durable.....	161
Tableau VIII - 12 : sollicitations du radier.....	163
Tableau VIII - 13 : ferrailage du radier.....	163
Tableau VIII - 14: Vérification de la contrainte dans le béton (σ_{bc})	164

Tableau VIII - 15 : Vérification de la contrainte de compression dans l'acier σ_s	164
Tableau VIII - 16 : sollicitations de la nervure.....	166
Tableau VIII - 17 : ferrailage de nervure.....	166
Tableau VIII - 18 : vérification des contraintes dans le béton.....	167
Tableau VIII - 19 : Vérification de la contrainte de compression dans l'acier σ_s	167
Tableau VIII - 20 : ferrailage de voile périphérique.....	171
Tableau VIII - 21 : Vérification de la contrainte dans le béton (σ_{bc})	172
Tableau VIII - 22 : Vérification de la contrainte de compression dans l'acier σ_s	172

Tableau de symboles et notations

symboles	Notations
G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite service
ELA	Etat limite accidentelle
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte admissible d'acier
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_s	Contrainte d'acier
$\overline{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{cj}	Resistance à la compression du béton a « j » jour
f_{c28}	Resistance à la compression du béton a 28 jour
f_{ij}	Resistance à la traction traction du béton a « j » jour
f_{i28}	Resistance à la traction traction du béton a 28 jour
E_{ij}	module de déformations instantanées
E_{vj}	module de déformations différé
γ_b	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
γ_s	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
Θ	Coefficient d'application
b_0	largeur de la section
D	hauteur utile
E_s	module de déformation longitudinal de l'acier
η	coefficient de fissuration
A_{cal}	Section calculé
A_{adp}	Section du ferrailage choisie
A_{min}	Section minimale des armatures
A_{rep}	Armatures de répartition
A_h	section des armatures horizontale
A_v	section des armatures verticale
A_{CNF}	Condition de non fragilité
\emptyset	Diamètre des barres
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
V, V'	Distance entre le centre de gravité et la fibre
Lc	longueur de la zone comprimée
σ_{max}	contraintes maximales
σ_{min}	contraintes minimales
σ_{moy}	Contraintes moyennes
σ_{sol}	contrainte admissible du sol
S	Surface de section etudier
L	longueur d'un élément
E	Epaisseur d'un élément
he	hauteur d'étage

I	moment d'inertie
G	Giron d'un escalier
M	Moment fléchissant
M_o	Moment statique
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appuis
M_u	Moment ultime
M_{ser}	Moment service
M_s	Moment stabilisant
M_r	Moment renversement
N	Effort normal
N_u	Effort ultime
N_{ser}	Effort service
Q	Charges réparties sur un élément
$Q_x ; Q_y$	Facteurs de qualité suivant x et y
R	Coefficient de comportement
S_t	espacements entres armatures
T	Période fondamentale de la structure
T, V	Effort tranchant exercée sur un élément
W	Poids d'un élément
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique moyen
η	facteur de correction d'amortissement
ξ	pourcentage d'amortissement critique
T_1, T_2	Période caractéristique associée à la catégorie du site
T_{emp}	Période empirique
T_{dym}	Période dynamique
Q	facteur de qualité
Pq	Facteur de pénalité
C_t	coefficient, fonction du système de contreventement
R	Coefficient de comportement de la structure
V_x, V_y	force sismique totale à la base de la structure dans les deux sens X, Y
Δ	Déplacement absolu
Δk	déplacement relatif
N_d	l'effort normal
B_c	l'aire (section brute)
P	Masse volumique
M	Moment réduit
K	coefficients de Ballast (Raideur de sol)
Y	Position de l'axe neutre
Δf_T	Flèche totale

Introduction général :

Les tremblements de terre ne sont pas des phénomènes rares, mais des phénomènes qui provoquent des catastrophes naturelles et humaines.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leurs apparitions sont aléatoires. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

La conception antisismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions. La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de cadres, de voiles ou des deux en même temps.

Le projet qui nous a été confié, de but d'étudier et dimensionner les éléments résistants d'un hôtel composé de deux blocs de R+5 implanté dans une zone de moyenne sismicité IIa, contreventé par murs refends. Cette étude nous permettra d'apprendre à lire les plans d'architectures dans le but de créer une conception parasismique qui sera aux différentes sollicitations avec un modèle de calcul et d'utiliser les différentes méthodes adéquates pour évaluer des efforts internes.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91, DTR.

Ce travail commence par introduction et se termine par une conclusion générale, il est composé de huit chapitres :

- ✓ Le premier chapitre on a présenté des généralités sur les voiles et le séisme.
- ✓ Le second chapitre est consacré à la présentation du projet, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ Le troisième chapitre contient le pré dimensionnement des éléments structuraux, et la détermination des charges.
- ✓ Un quatrième chapitre pour étudier les éléments secondaires tels que l'acrotère, balcon, l'escalier.

- ✓ le cinquième chapitre pour étudier les plancher a dalle pleine.

le sixième chapitre l'étude sismique ont été réalisées par le logiciel « ETABS », avec tout les vérifications nécessaire.

- ✓ Le sixième chapitre présente le calcul des ferrailages des éléments structuraux,

- ✓ Finalement, le dernier chapitre constitue l'étude de l'infrastructure.

Chapitre I

I.1. Définition du mur refond :

Récemment, de nombreuses structures de génie civil sont construites par l'utilisation des murs refond (voile en béton armé, mur porteur.) se sont des éléments porteurs (squelette) pour les constructions parasismiques, supporter les planchers d'un bâtiment, et reposent sur ses fondations. Comme un système de contreventement destinés à reprendre les efforts verticaux dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations, effort horizontal engendré par l'action du vent ou du séisme.

Les constructions en mur refond conviennent bien aux zones sismiques, elles se sont bien comportées, Par rapport à d'autres systèmes constructifs tels que les portiques, se type elle a plusieurs avantages :

- Augmenter la stabilité du l'ouvrage.
- Limite les déformations latérales.
- Rendre la structure plus rigide.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non-structuraux.
- Reprendre les charges permanentes et les charges d'exploitations apporter par les planchers.
- Grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.
- Rend le comportement de la structure plus fiable par rapport à celui d'une structure ne comportant que des portiques.
- Assur une isolation acoustique.

I.1.2. Classification des types de voiles :

-Voile pleine où -voile sans raidisseur.

-voile avec raidisseur.

-Voile avec une seule file d'ouverture.

-Voile avec plusieurs files d'ouvertures.

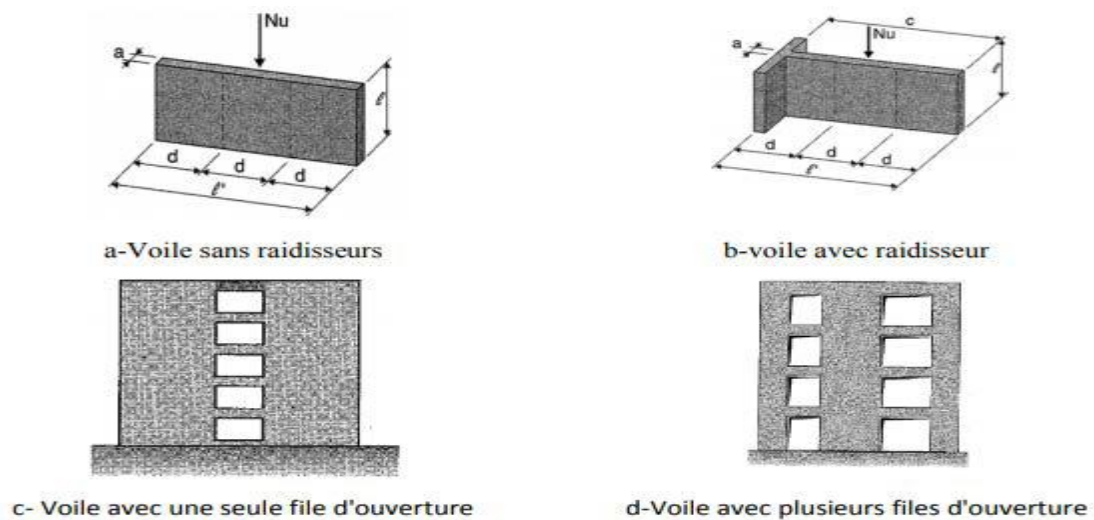


Figure I - 1: les différents types des voiles

I.1.3. Les modes de construction a murs porteurs :

Trois grandes catégories peuvent être rencontrées :

1) structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques :

Les charges verticales est assuré par les Portiques (poteaux et les poutres), tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales.

Un exemple de ce système constructif est présenté dans la figure ci-dessous :

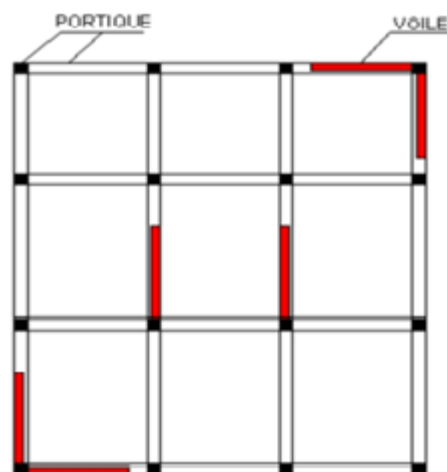


Figure I - 2:Structures « mixtes » avec des murs porteurs couplés à des portiques

2) structures à noyau central :

Formé de deux murs couplés à chaque étage des poutres assure a la résistance aux forces horizontales. Une certaine résistance supplémentaire peut être apportée par les portiques extérieurs.

Un exemple de ce système constructif est présenté dans la figure ci-dessous :

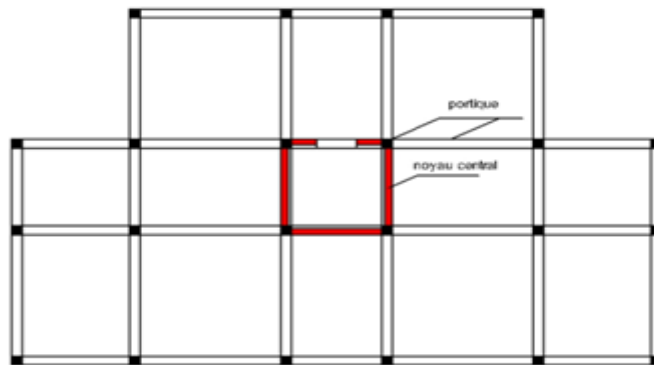


Figure I - 3: Structure à noyau central

3) structures uniquement à murs porteurs :

Les voiles assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales.

Un exemple de ce système constructif est présenté dans la figure ci-dessous :

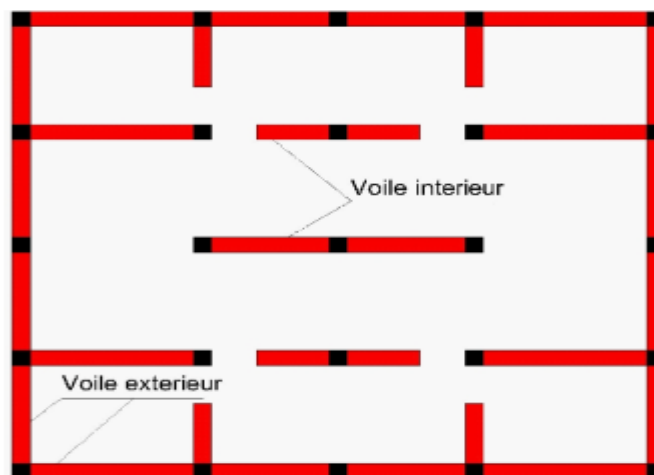


Figure I - 4: Structure uniquement à murs porteurs

I.2. Les Mur rideaux :

Le mur-rideau appelé aussi « façade rideau ») est un type de façade légère. C'est un mur qui assure la fermeture de l'enveloppe du bâtiment mais ne participe pas à sa stabilité.

Un mur rideau est conçu pour résister :

- à l'infiltration et l'exfiltration d'air.
- à la force des vents.
- aux séismes.
- aux projectiles éoliens et autres chutes aériennes.
- au feu.
- aux mouvements de la construction tel le fluage du béton
- Isolé thermiquement (la dilatation et la contraction thermique).
- Isolé phobiquement.

I.3. Séisme :

Le phénomène sismique un risque naturel pouvant causer des dégâts importants, est aujourd'hui assez bien connu, cependant il reste toujours impossible de prévoir quand, où et avec quelle intensité un séisme se produira. Les connaissances actuelles ne permettent pas de donner l'alerte suffisamment tôt avant l'arrivée des ondes sismiques, en vue notamment de faire évacuer les bâtiments, les pertes humaines sont pourtant essentiellement imputables à l'effondrement des constructions sur leurs occupants. La construction parasismique est donc le moyen de prévention le plus efficace contre le risque sismique.

I.3.1. Qu'est-ce qu'une construction anti sismique?

Une construction anti sismique (parasismique) est une construction qui est capable de résister à un niveau de façon réglementaire pour chaque zone de sismicité. Pour ce niveau elle peut alors subir des dommages irréparables mais elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants pour cela il faut l'application des règles parasismiques pour construire une construction anti sismique qui permet de limiter les destructions et pour sauvegarder un maximum de vies humaines, limite les pertes économiques.

I.3.2. Le principe de la construction parasismique :

Pour éviter l'effondrement, une construction parasismique repose sur cinq piliers :

- Le choix du site.

- La conception architecturale.
- Le respect des règles parasismiques.
- La qualité de l'exécution.
- La maintenance.

Chapitre II

I.1.1.Présentation du projet :

Le projet qui nous a été étudié si la conception et dimensionnement d'un hôtel composé de deux bloc A et B chaque bloc est constituer rez-de-chaussée plus cinq étages, type dalle voile à usage multiple, implanté à Targa dans la wilaya de Ain Témouchent qui est classée selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 Art.3.2) en Zone IIa (zone de moyenne sismicité).

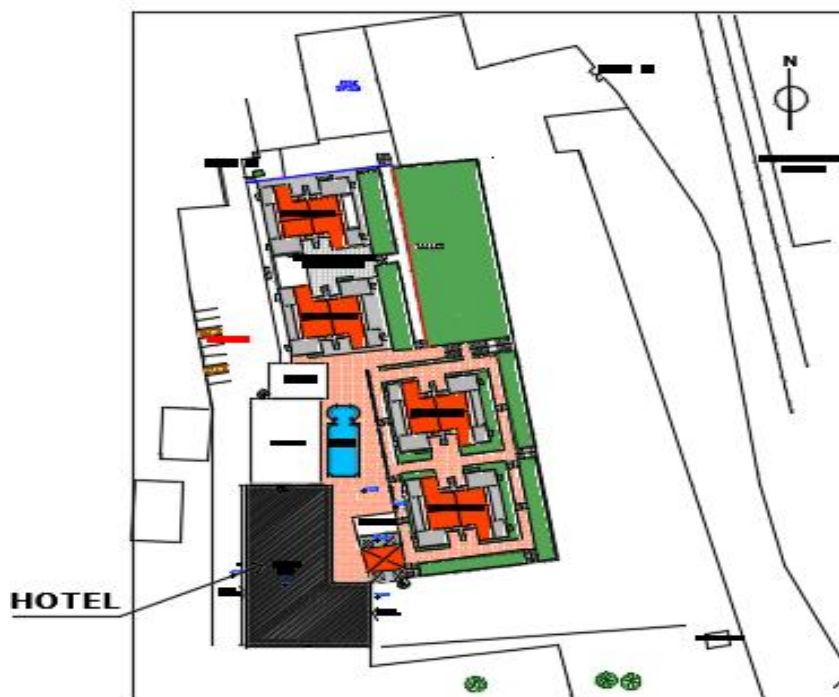


Figure II - 1 : plan de masse de projet

II.1.2.Caractéristique géométrique :

Tableau II - 1 : Caractéristique géométrique de l'hôtel

En élévation	BLOC A	hauteur du RDC : 3.06 m hauteur d'étage : 3.06 m hauteur totale : 18.36 m
	BLOC B	hauteur du RDC : 4.08m hauteur d'étage : 3.06 m hauteur totale : 19.38m
En plan	BLOC A	Longueur totale : 15.6 m Largueur totale : 25.57 m
	BLOC B	Longueur totale: 16.05 m Largueur totale : 27.3m

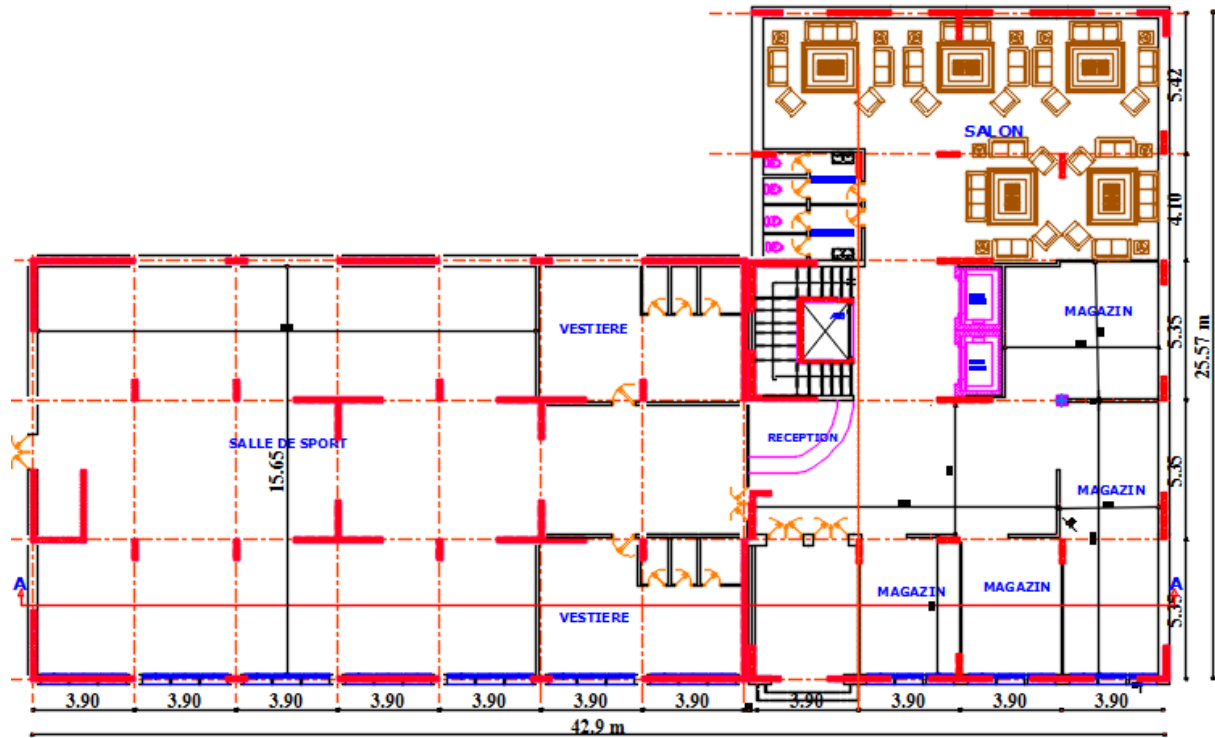


Figure II - 2 : Vue en plan du RDC

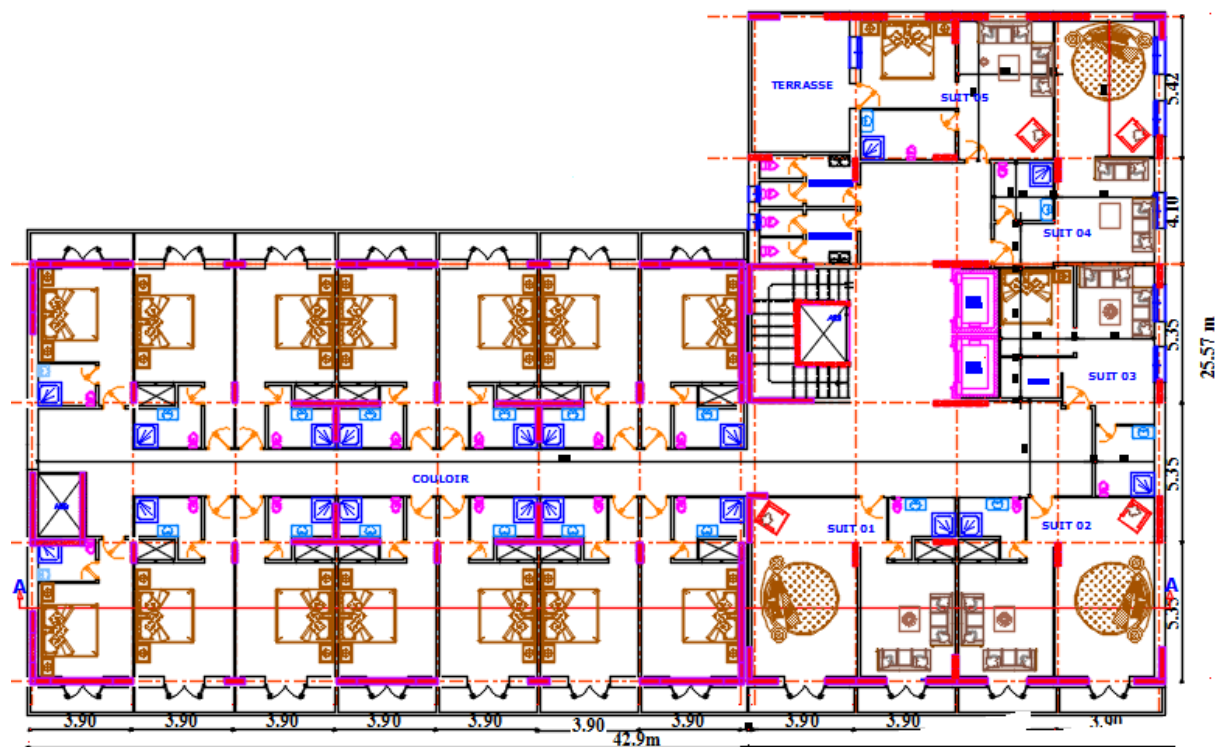


Figure II - 3: Vue en plan de étage courant

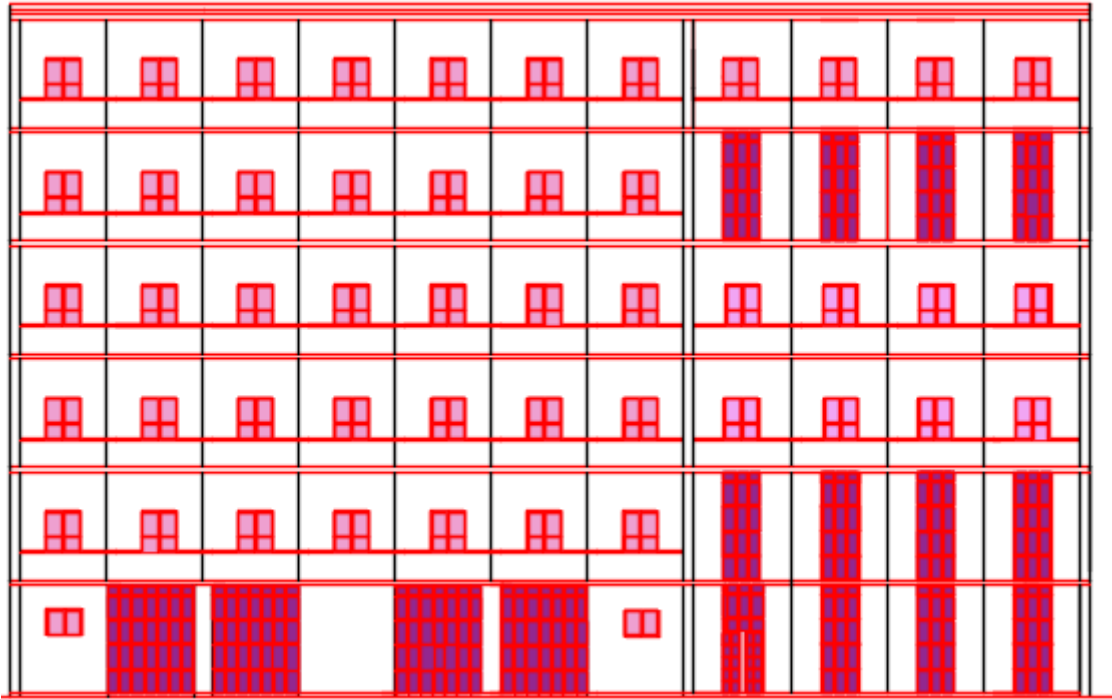


Figure II - 4: Vue de façade principale

II.2.1. Les éléments de l'ouvrage :

La structure est composée des éléments ci-après :

Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisé en système des voiles porteurs (murs refond) pour assurer la stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticale et horizontale.

Planchers :

Les planchers adoptés pour notre structure sont : dalle pleine pour tous les étages.

Escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux qui permettre le passage d'un niveau à un autre avec tois volées et deux paliers de repos, ils sont réalisés en béton armée coulés sur place.

Maçonnerie :

Les murs extérieurs : sont réalisés en double cloisons séparés d'une âme d'air de 5cm pour L'isolation thermique et phonique.

Chapitre II : présentation de projet et caractéristique des matériaux.

Les murs intérieurs : sont réalisés d'une seule cloison de 10cm d'épaisseur.

Balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de hauteur 60 cm et de 10 cm d'épaisseur, pour but d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de va-et-vient), travers les différents étages du bâtiment.

Revêtements :

- Enduit de ciment.
- Enduit de plâtre.
- Carrelage.

Les fondations :

Sera réalisée en béton armé, La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par par le radier....

II .3.Caractéristiques des matériaux :

II .3.1.Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (Adjuvant).

La masse volumique du béton armé est de 2500 kg/m³.

Résistance à la compression f_{cj} : [BAEL91.A.2.1,11]

La résistance caractéristique à la compression (à 28 jours) du béton utilisé est $f_{c28}=25\text{Mpa}$.

Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

Pour $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{28} > 40 \text{ Mpa}$$

Résistance à la traction : [BAEL 91.A.2.1.1.2]

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 2.1 \text{ Mpa}$$

Déformations longitudinales du béton : [BAEL 91.A.2.1.21]

- Le module de déformations instantanées est défini par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$$

-Le module de déformations différé :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}$$

La contrainte limite ultime de résistance à la compression :

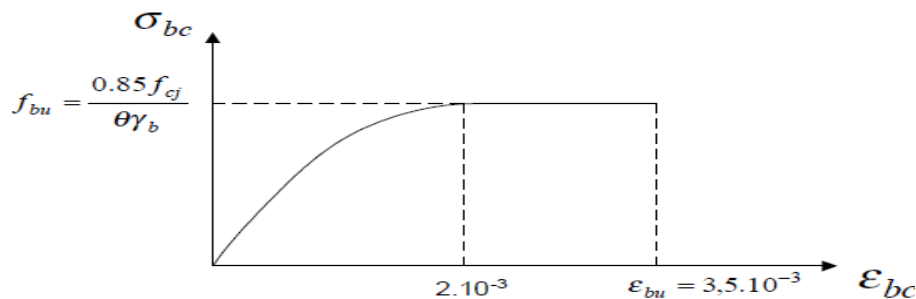


Figure II - 5: diagramme des contraintes limites (déformation de béton)

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{28}}{\theta \times \gamma_b}$$

avec :

γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1.15$: situation accidentelle

$\gamma_b = 1.5$: situation durable

$\theta = 1$ lorsque la durée probable sous combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

$\theta = 0.9$ lorsque cette durée comprise entre 1h et 24h

$\theta = 0.85$ lorsque cette durée est inférieure à 1h

Donc la contrainte de béton en compression est:

$f_{bu} = 14.20 \text{ Mpa}$ Situation durable.

$f_{bu} = 18.48 \text{ Mpa}$ Situation accidentelle.

La contrainte limite service de résistance à la compression :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

La contrainte ultime de cisaillement de cisaillement du béton :

Chapitre II : présentation de projet et caractéristique des matériaux.

Elle est limité par : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Avec :

agissant sur la section cisailé.

b_0 =largeur de la section.

d =hauteur utile $d= 0.9h$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa}\right) = 2.5\text{Mpa}$$

Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$\mu = 0$ aux états limites ultimes (béton fissuré).

$\mu = 0,2$ aux états limites de services (béton non fissuré).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

II.3.2.Les Acier :

Les matériaux acier est un alliage fer + carbone en faible pourcentage, ils sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration. Les différents types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé sont :

Tableau II - 2 : caractéristique mécanique de l'acier

Types	Aciers ronds lisses		Aciers hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudé à hautes adhérences
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e (Mpa)	215	235	400	500	500	500

Caractéristiques limites d'acier :

Le module de déformation longitudinal de l'acier : [BAEL91.A.2.2.1]

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

Contrainte de (traction) :

ELU : [C.B.A 93.A.4.3.2]

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1$ (situation accidentelle)

$\gamma_s = 1.15$ (situation durable et transitoire)

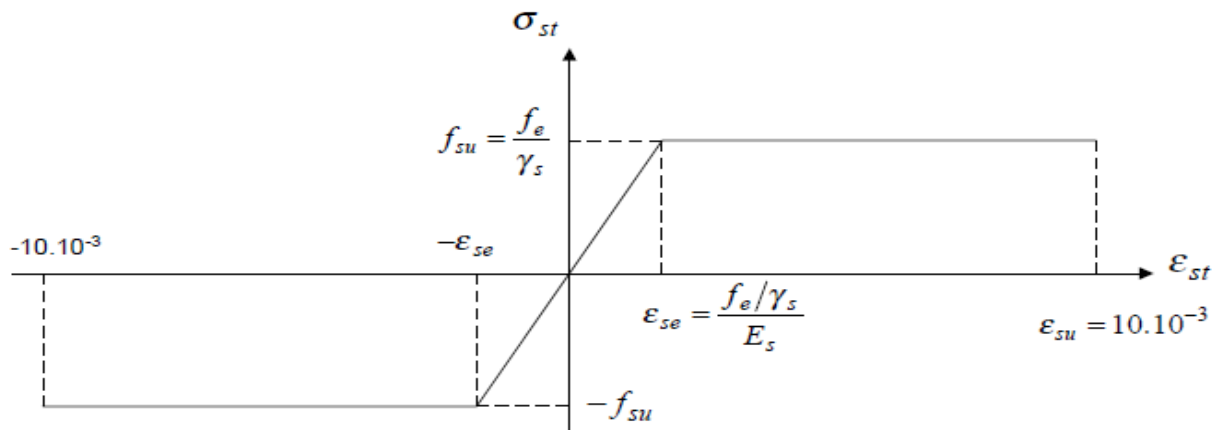


Figure II - 6: diagramme contraintes-déformation de l'acier aux ELU

ELS : [C.B.A 93 A.4.5.3]

$$\sigma_s = \left(\frac{2}{3} \times f_e, 110\sqrt{\eta} \times f_{t28} \right) \dots \dots \dots \text{fissuration non préjudiciable}$$

$$\sigma_s = \left(\frac{1}{2} \times f_e, 90\sqrt{\eta} \times f_{t28} \right) \dots \dots \dots \text{fissuration très préjudiciable}$$

Il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s dans le cas de fissuration préjudiciable (nuisible).

η : coefficient de fissuration avec :

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

$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence (HA) avec $\Phi \geq 6 \text{ mm}$

$\eta = 1.3$ pour les armatures à haute adhérence (HA) avec $\Phi < 6 \text{ mm}$

Poids volumique:

-Béton armé..... $\gamma_b=25 \text{ KN/m}^3$

-Béton non armé..... $\gamma_b=22 \text{ KN/m}^3$

-Acier..... $\gamma_b=78,5 \text{ KN/m}^3$

II.3.3.Hypothèses de calcul :

Suivant les règles **B.A.E.L** on distingue deux états de calcul :

- **Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R :**

Ils Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage :

- Equilibre statique.
- Résistance des matériaux de la structure (béton, acier).
- Stabilité de forme (flambement).

- **Etats limites de service E.L.S :**

Il correspond à la limite :

- De compression de béton.
- D'ouverture des fissures.
- Des déformations.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

II.3.4.Combinaisons d'actions:

Selon la RPA les combinaisons d'action sont :

- Situations durables: $1.35G + 1.5Q$

$$G+Q$$

- Situations accidentelles : $G+Q\pm E$

$$G+Q\pm 1.2E$$

$$0.8G\pm E$$

II .4. Conclusion :

Le calcul d'une structure en béton armé, passe par des applications nécessaires et précise des règles à l'aide de réglementation R.P.A , B.A.E.L ..

Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précautions.

Chapitre III

III .1. Pré-dimensionnement :

Introduction :

Le pré dimensionnement a fait pour le but du obtient des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon deux règles important : **B.A.E.L 91** et le **R.P.A 99V2003**, pour déterminer des dimensions économiques et d'éviter un surdimensionnement du béton et du d'acier , les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après tout les vérifications possibles.

III .1. 1Pré-dimensionnement du Plancher :

Le plancher est une surface plane et horizontale en béton armé qui limiter les différents niveaux, qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

Pour ce projet étudié, il y' a un seul type de plancher qui va être utilisé : c'est une dalle pleine.

D'après les règles de B.A.E.L91 on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{l_x}{l_y} \leq 0,4 \dots\dots\dots \text{Dalle portant dans un sens}$$

$$\frac{l_x}{l_y} \geq 0,4 \dots\dots\dots \text{Dalle portant deux sens}$$

$$L_{x\max} = 3,90\text{m}$$

$$L_{y\max} = 5,35\text{m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,90}{5,35} = 0.728\text{m}$$

$$0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1 \text{ Dalle porteur dans les deux sens}$$

$$e \geq \frac{L_x}{30} \quad \longrightarrow \quad e \geq \frac{3,90}{30} = 0.13\text{m}$$

on prendre : e=20cm

III .1.2.Pré-dimensionnement du Poutre noyée (la bande noyée) :

La poutre noyée est totalement incorporée dans l'épaisseur du plancher, aucune retombée n'est nécessaire.

Selon RPA 99 h peut être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h \dots\dots\dots 7.5 \leq b \leq 17.5$$

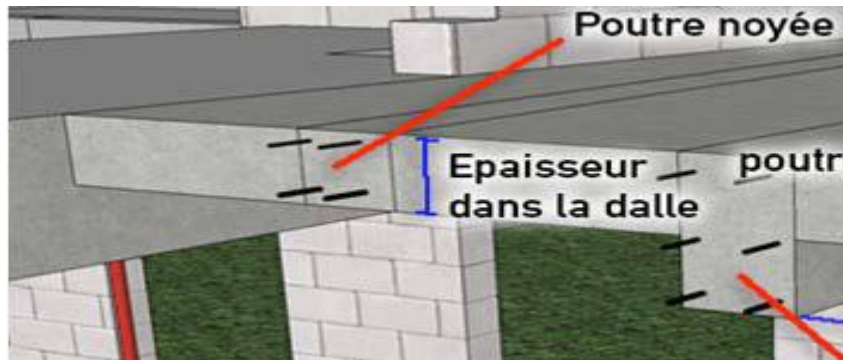


Figure III – 1 : poutre noyée (pris de site web google)

Vérification :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 60 \geq 20 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 20 \geq 20 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h/b \leq 4 \dots\dots\dots 60/30 = 2 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

alors on prend : h= 20 cm b=60 cm

III .1. 3.Pré-dimensionnement du Poutre périphérique :

Élément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher d'une construction, il est considéré comme une ceinture.

leur rôle : rigidifier la structure

$$\frac{L_{\max}}{10} \geq h \geq \frac{L_{\max}}{15}$$

$$54.2 \geq h \geq 36.13$$

on prend : $h = 45 \text{ cm}$

Calcul de largeur b :

$$0.7 h \geq b \geq 0.3h$$

Où : b :est la largeur de la poutre

h : est la hauteur de la poutre.

$$0.7 (45) \geq b \geq 0.3 (45)$$

$$31.5 \geq b \geq 13.5 \quad \text{donc : } b = 30 \text{ cm}$$

le choix de la section : $(30 \times 45) \text{ cm}^2$



Figure III - 2: poutre périphérique

III .1. 4.Pré-dimensionnement des Voile:

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé sera fait selon **l'article 7.7.1 du RPA99**.un élément est considéré comme voile seulement dans le cas où il vérifie la condition ($L \geq 4 e$) L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e .

élément est considéré comme voile seulement dans le cas où il vérifie la condition ($L \geq 4 e$)

les voiles à abouts libres : $e \geq \left[\frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm} \right]$

$$e \geq \frac{3.06}{20} = 0.153$$

on prendre $e = 20\text{cm}$

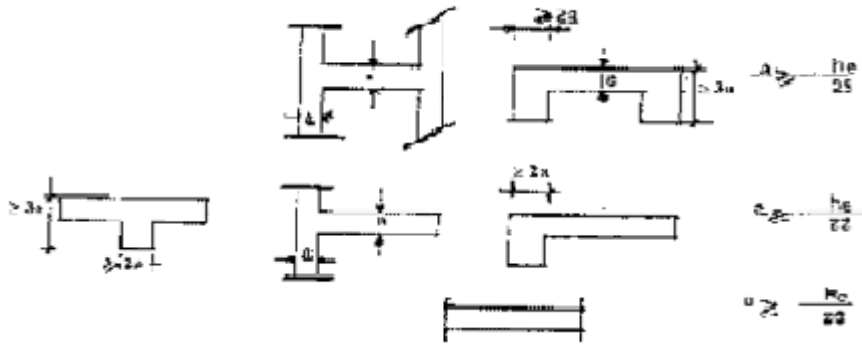


Figure III - 3: coupes de voile en plan

• **Vérification des conditions :**

$$L \geq 4 e$$

L : Longueur du voile

e : épaisseur du voile $e \geq he/20$

he : hauteur d'étage 3.06 m.

$$L \geq 4 (0.20) = 0.80\text{m}$$

Donc la longueur minimal de voile et $L=0.80\text{ m}$

III .1. 5.Pré-dimensionnement de Escalier :

escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant selon la disposition.

Les éléments d'escalier :

La Marche : élément principale de l'escalier, c'est la tablette horizontale qui sert d'assise au pied pour monter et descendre.

La Contremarche : Il s'agit de la face verticale qui se trouve en avant de l'escalier et entre les marches (Longueur verticale d'une marche).

La Volée : Ensemble des marches comprises entre deux paliers.

Giron : C'est la distance horizontale entre deux contremarches ou deux nez successifs.

Palier inter-médire / d'arrivée : Plateforme placée à l'extrémité d'une volée.

Cage d'escalier : espace duquel est placé l'escalier, limité par des murs.

Ligne de foulée : Sens ou trajectoire théorique suivit par une personne traversant l'escalier.

Emmarchement : Largeur entre mur de l'escalier.

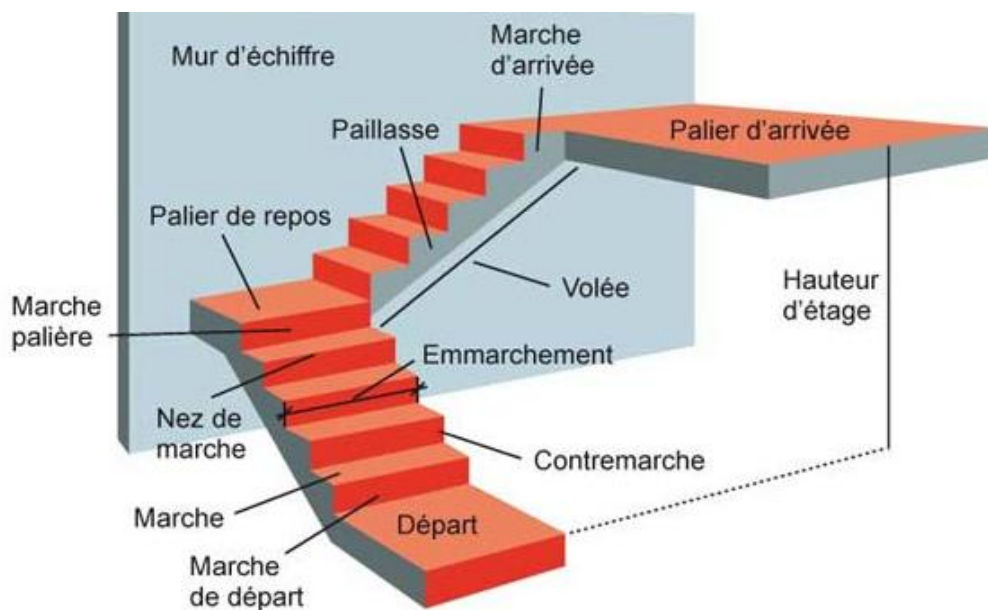


Figure III - 4 : Schéma d'escalier

Types D'escaliers :

Il existe différents types d'escaliers, pour tous les goûts, et tout dépend du type d'habitation ou de l'exigence du constructeur : Escalier droit, escalier tournant, Escalier suspendu, Escalier hélicoïdal..., Nous allons nous concentrer sur le cas échéant : L'escalier à volées droites avec palier intermédiaire, plus précisément à deux paliers de repos :

On prend : $g = 30\text{cm}$ d'après le plan d'architecture

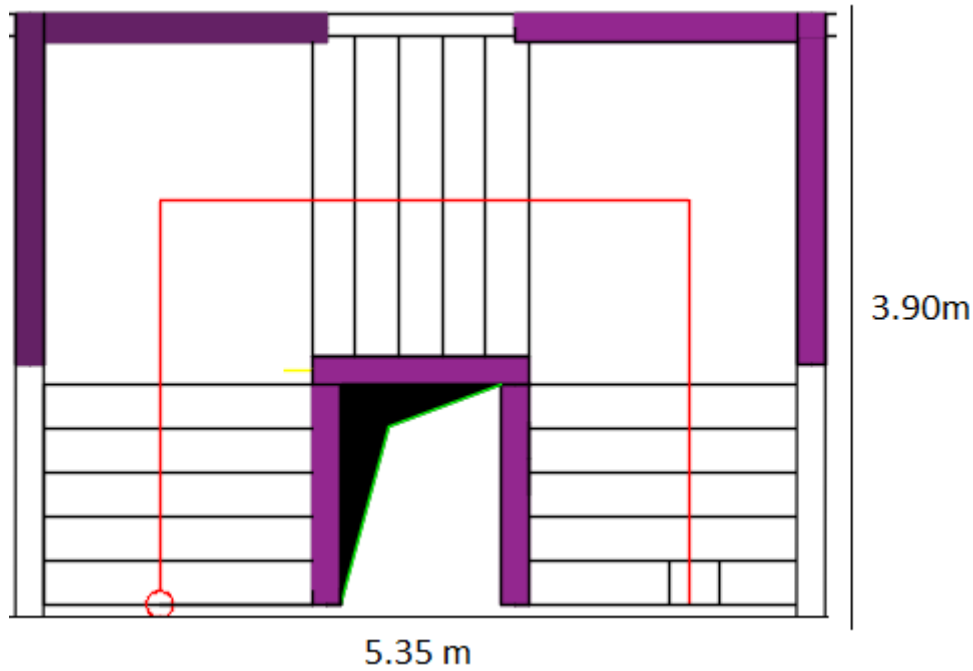


Figure III - 5 :schéma représentatif d'escalier

D'après BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$$

Donc : $15\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

On Prendra $h=17\text{cm}$

Nombre de marche de contremarche :

$$g = \frac{l}{n-1} \implies n-1 = \frac{l}{g}$$

$$n-1 = \frac{150}{30} = 5 \text{ marches} \implies n = 6 \text{ Contremarches (Volée 1, 2, 3)}$$

hauteur d'escalier :

Nous avons 3 volées : les trois sont identique (donc on ne peut pas utiliser $\frac{\text{Hetage}}{3}$)

$$H_{1,3,2} = h \times n = 17 \times 6 = 102\text{cm}$$

L'angle de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} \implies \alpha = \tan^{-1} \frac{h}{g}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{17}{30}$$

$$\alpha = 29.53^\circ$$

Epaisseur de la paillasse :

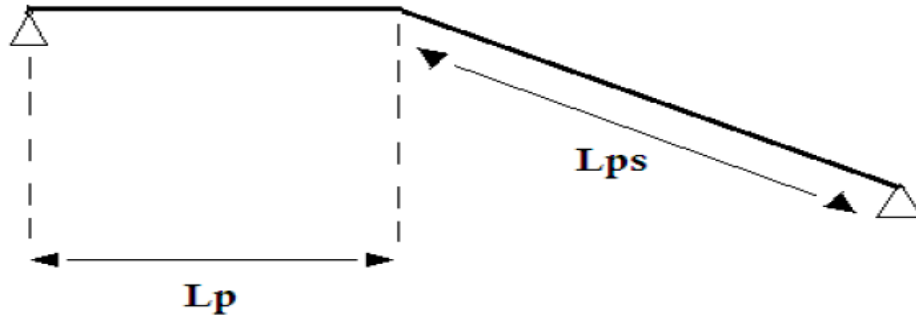


Figure III - 6: Schéma d'un escalier avec une seule volée

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

L_0 : Longueur du paillasse : $L_0 = L_{ps}$

Avec: $\sin \alpha = \frac{h}{L_{ps}}$ donc: $L_{ps} = \frac{h}{\sin \alpha}$

Paillasse 1,3,2 : $L_{ps} = \frac{153}{\sin 29,53} = 310,42 \text{ cm}$

Donc :

$$\frac{310,42}{30} \leq ep \leq \frac{310,42}{20}$$

$$10,34 \leq ep \leq 15,52$$

D'après le RPA99v2003, la valeur de la paillasse à prendre en compte est :

$$ep = 15 \text{ cm}$$

Epaisseur du palier de repos :

L'épaisseur dépend de : $L = \text{Max} (390 \text{ cm}, 535 \text{ cm})$

Alors : $L = 535 \text{ cm}$

$$\frac{535}{30} \leq ep \leq \frac{535}{30}$$

$$17,83 \text{ cm} \leq ep \leq 26,76 \text{ cm}$$

Donc : $ep = 18 \text{ cm}$

III .2. Détermination des charges et surcharges :

Pour chaque construction il faut passer à Cette étape qui consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre construction.

Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.

III .2. 1. Plancher inaccessible (plancher terrasse) :



Figure III – 7 ; Plancher terrasse inaccessible

Tableau III - 1 : Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations dans le plancher inaccessible

Désignation	e(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G(KN/m ²)
Protection gravillon	0,05	17	0,85
Forme de pente	0,01	22	2,2
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Dalle plein	0,20	4	5
Isostatique thermique	0,04	25	0,16
Enduite en plâtre	0,02	10	0,2
			G=8.53KN/m² Q=1KN/m²

III .2. 3. Plancher étage courant (plancher accessible) :

Tableau III - 2 : Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations dans le plancher accessible

Désignation	e(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G(KN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Mortier en pose	0,02	20	0,40
Dalle plein en BA	0,20	25	5
Enduite en plâtre	0,02	10	0,2
Cloison intérieur	0,1	10	1
			G=7,36KN/m² Q=1,5KN/m²

III .2. 3. Mur extérieurs (double parois) :

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 20% d'ouverture et de Vide

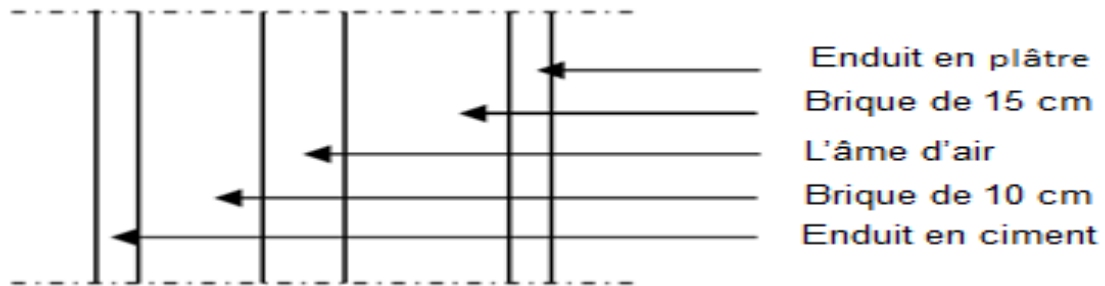


Figure III - 8 : Coupe verticale de mur extérieure

Tableau III - 3 : Evaluation des charges permanentes les murs extérieurs

Désignation	e(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G(KN/m ²)
Enduit ciment	0.02	20	0.4
Brique creuse	0.15	9	1.35
L'âme d'aire	0.05	9	0.9
Brique crusse	0.1		
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G=2.85 KN/m²

III .2. 4.Mur intérieurs (cloisons) :

Tableau III - 4 : Evaluation des charges permanentes les murs intérieurs

Désignation	e(m ²)	$\rho(\text{KN/m}^2)$	G
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Brique crusse	0.1	9	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G=1.3KN/m²

III .2.5.Plancher a dalle plein balcon :

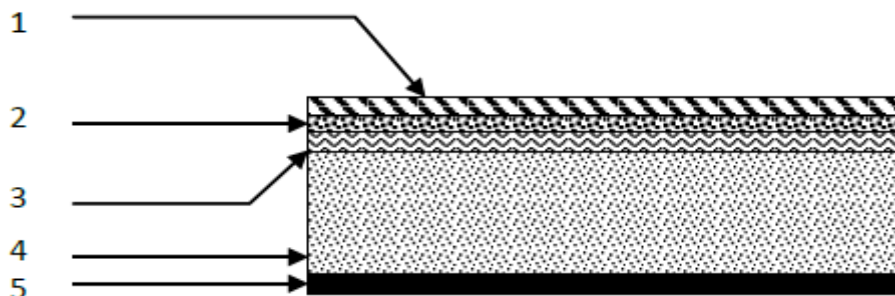


Figure III - 9: Plancher balcon

Chapitre III : Pré dimensionnement et descente des charges.

Tableau III - 5 : Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations dans les balcons

Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Mortier en pose	0,02	20	0,40
Dalle plein en BA	0,20	25	5
Enduite en plâtre	0,02	10	0,2
			G=6,36KN/m² Q=3.5KN/m²

III .2. 5.Escalier :

Pallier de repos :

Tableau III - 6 : Evaluation des charges permanentes dans le pallier de escalier

Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Palier	0.15	25	3.75
Mortier de pose	0.02	20	0.4
carrelage	0.02	22	0.44
Enduit en plâtre	0.01	10	0.10
			G=4.69KN/m² Q=2.5KN/m²

Paillasse :

Tableau III - 7 : des charges permanentes des volées dé escaliers.

Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	A.N	G (KN/m ²)
Poids propre de Paillasse	0.15	25	$\frac{(0.15 \times 25)}{\cos \alpha}$	4.30
Poids propre de Marche	/	25	$\frac{25 \times 0.17}{2}$	2.125
Poids Mortier de pose H	0.02	20	/	0.4
Poids propre de Carrelage H	0.02	22	/	0.44
Poids de Revêtement verticale	0.02	22	$(0.02 \times 22 \times 0.17) / 0.30$	0.24
Carrelage	$0.02 \times h/g$	22	$(0.02 \times h/g) \times 22$	0.249
Enduit en plâtre	0.01	10	/	0.1
poids mortier de ciment pour le revêtement vertical	$0.01 \times h/g$	20	$(0.01 \times 20 \times 0.17) / 0.30$	0.11
Enduit en plâtre de la partie inferieure de la volée	0.01	15	$(0.01 \times 15) / \cos \alpha$	0.172

$$G=8.026\text{KN/m}^2$$

$$Q=2.5\text{KN/m}^2$$

III.3.Acrotère :

L'acrotère est fait en béton armé.

-Charge permanente :

$$G = \gamma_s \times S$$

Avec :

ρ : poids volumique du béton

S : surface de l'acrotère

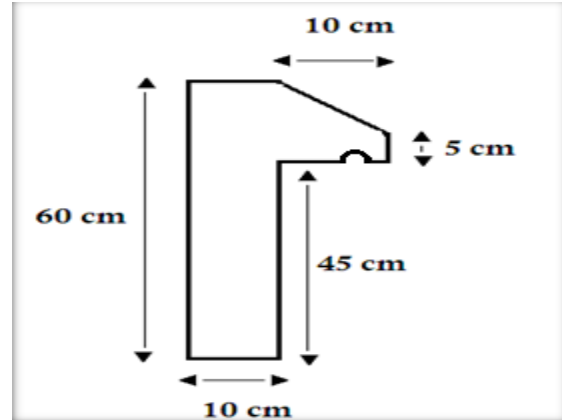


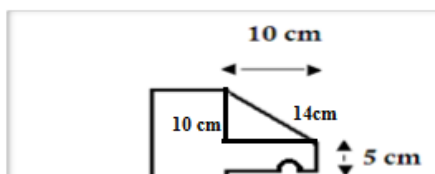
Figure III - 10: schéma de l'acrotère

-Calcule la surface de l'acrotère :

$$S_{acr}=(0.10 \times 0.60)+(0.1 \times 0.05)+\left(\frac{0.10 \times 0.10}{2}\right)$$

$$S_{acr}=0.07 \text{ m}^2$$

$$G1= 25 \times 0.07 = 1.75 \text{ KN/m}^3$$



$$G2 = A \times e \times \rho$$

avec A : périmètre de l'acrotère.

$$A=0.6+0.45+0.1+0.05+0.14+0.1=1.44 \times 0.02=0.0288$$

Tableau III - 8 Evaluation des charges permanentes de l'acrotère

Désignation	e(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G(KN/m ²)
L'acrotère	0,07	25	1.75
Enduit en ciment	0.0288	20	0.518

			G=2.26KN/m² Q=1 KN/m²

III .4.Ascenseur :

Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique, assurant le déplacement en hauteur des personnes et des chargements aux différents niveaux du bâtiment. Il est prévu pour les structures de trois étages et plus (R+3 et plus), dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante et aussi pour la facilité de déplacement des personnes âgées.

Les Composants de L'ascenseur Il est constitué :

D'une graine ou trémie

Une cabine

Une machinerie

Le contrepoids

la dalle qui supporte les machines

Un système de commande



Figure III - 11: cabine d'Ascenseur électrique

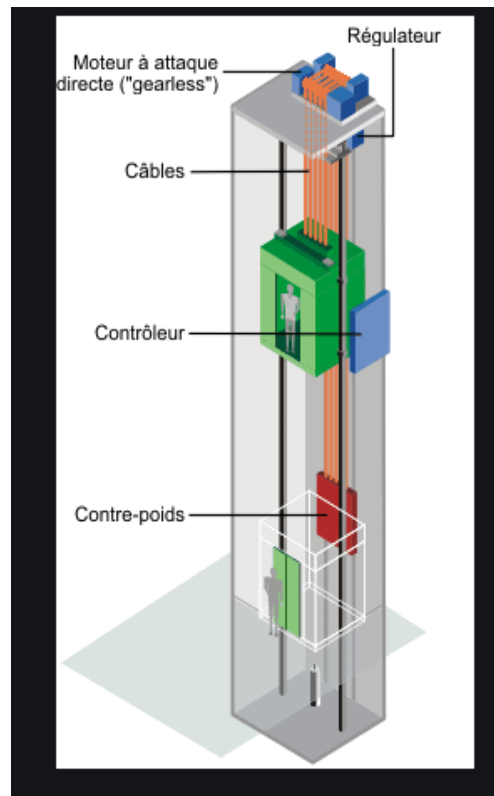


Figure III - 3: Schéma d'ascenseur

Caractéristiques et capacité de l'ascenseur :

Tableau III - 9 : Caractéristiques et capacité de l'ascenseur

Capacité portante	630 kg
Vitesse nominale	1m/s
Ascenseur électrique	10.8 KW, 23 A
Hauteur	2,2 m
Largeur	1.1 m
Profondeur	2 m
Hauteur de la porte d'accès	2 m
Largeur de la porte d'accès	0.9 m
Section de la cabine	5,39m ²
L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur	h = 25cm
Poids de la cabine	4,66 KN
Contre poids	6,8 KN
Poids des câbles	98,39 KN

Chapitre III : Pré dimensionnement et descente des charges.

Calcul des charges :

Poids propre des éléments de l'ascenseur :

$$P_{\text{Concentrer}} = \text{Poids de la cabine} + \text{Contre poids} + \text{Poids des câbles}$$

$$P = 4,66 + 6,8 + 98,39 = 109,86 \text{ KN}$$

$$G_1 = \frac{p}{s} = \frac{109,86}{5,39} = 20,38 \text{ KN/m}^2$$

Poids de la dalle pleine machine :

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$G_2 = e \times 25 = 0,2 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$$

Tableau III - 10 : Charges permanentes du complexe d'isolation de la toiture

Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Protection gravillon	0,05	17	0,85
Forme de pente	0,01	22	2,2
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Isostatique thermique	0,04	25	0,16
Enduite en plâtre	0,02	10	0,2
			G₃=3.53KN/m²

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 20,38 + 5 + 3,53$$

$$G = 28,91 \text{ KN/m}^2$$

La charge d'exploitation :

Charge de 7 personnes = 6 KN

$$\text{Donc : } Q_1 = \frac{6}{5,39} = 1,11 \text{ KN/m}^2$$

Charge de la terrasse :

$$Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} G = 28,91 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,11 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

III .5. Conclusion :

Étape de la détermination du pré dimensionnement est très importante pour arriver à déterminer une épaisseur économique, ainsi que leur descente des charges de chaque élément, reste maintenant La confirmation émise dans les chapitres suivants.

Chapitre IV

V.1.Etude d'acrotère:

IV.1.1.Introduction :

L'**acrotère** est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture. De point de vue structurelle, l'**acrotère** est considéré comme un élément en console encastré dans la toiture, soumis à son poids propre , à une charge horizontale dite « la main courante » et de l'effet sismique.



Figure IV - 1: acrotère d'une terrasse inaccessible

IV.1.2.Méthode de calcul:

L'acrotère sera calculé en flexion composée pour une bande de 1,00 m de largeur sous l'effet d'un effort normal N_G dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à : $Q=1,0$ KN/ml.

L'évaluation des charges :

Poids propre de l'acrotère:

Comme on a déjà calculé dans le **chapitre III**

le poids propre $G = 2.26$

Charge d'exploitation $Q=1$ KN/ml

Calcul de la force horizontale :

Le règlement RPA 99 révisée en 2003 impose l'application d'une force horizontale F_p pour le calcul sur les éléments non structuraux et les équipements anciens à la structure suivant la formule :

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

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone $\implies A = 0.15$ «zone IIa ; groupe d'usage 2».

C_p : facteur de force horizontal $\implies C_p = 0.8$ (élément en console d'appuis le [RPAV2003. Tableau 6.1])

W_p = poids des éléments considéré $\implies G = 2,26 \text{ KN/m}^2$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,26 = 1,356 \text{ KN/ml}$$

IV.1.3. Calcul des sollicitations :

a l'état limite ultime (E.L.U) :

Effort normal : $N_u = 1.35 \times W_p$

$$N_u = 1.35 \times 2.26 = 3.05 \text{ KN}$$

Moment fléchissant : $M_u = 1.5 \times F_p \times h$

$$M_u = 1.5 \times 1.356 \times 0.6 = 1.22 \text{ KN.m}$$

Calcul des excentricités:

Excentricité du 1er ordre e_1

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

Avec e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique

Initiales après exécution.

$$e_a = \max (2 ; H/250) \implies e_a = \max (2 ; 60/250) \implies e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} + e_a \implies e_1 = \frac{1,22}{3,05} + 0.02 = 0.42\text{m}$$

Élancement géométrique :

lf: la longueur de flambement. \implies lf= 2×h = 2×0.6 = 1.2m

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{lf}{h} = 1.2/0.1 = 12 < \max (15 ; \frac{20 \times e_1}{h}) = \max (15 ; \frac{20 \times 0.42}{0.1})$$

$$\frac{lf}{h} = \max (15 ; 84) = 84$$

Donc, le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

Excentricité du 2^{ème} ordre e₂ :

$$e_2 = \frac{3 \times lf^2}{10^4 \times h} \times [2 + (\alpha \times \Theta)]$$

e₂ : L'excentricité due aux effets de second ordre lié à la déformation de la structure.

$$\alpha = \frac{MG}{MG+MQ} = \frac{W_p}{W_p+F_p} = \frac{2,26}{2,26+1,356} = 0,625$$

Θ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée

(Θ : Généralement égale à: 2).

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement (h =10 cm)=

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} \times [2 + (0.625 \times 2)] = 0.014\text{m}$$

Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée:

$$N_u = 3.05 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u (e_1 + e_2) = 3.05 (0.42 + 0.014) = 1.32 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = (0.42 + 0.014) = 0.434 \text{ m}$$

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues:

$$d = 0.9H = 0.9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.434 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.474 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u \times e_A = 3.05 \times 0.474 = 1.44 \text{ KN.m}$$

a l'état limite de service (E.L.S):

$$\text{Effort normal: } N_{\text{ser}} = W_p = 2.26 \text{ KN}$$

$$\text{Moment fléchissant: } M_{\text{ser}} = F_p \times h = 1.356 \times 0.6 = 0.81 \text{ KN.m}$$

$$e_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0.81}{2.26} = 0.36 \text{ m}$$

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues:

$$e_A = e_{\text{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.36 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.4 \text{ m}$$

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times e_A \implies M_{\text{ser}} = 2.26 \times 0.4 = 0.904 \text{ KN.m}$$

IV.1.4. Calcul de ferrailage :

Moment réduit agissant:

$$\mu_{bu} = \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} = 0.0125 < \mu_{bc} = 0.49 \text{ section partiellement tendue.}$$

$$\mu_{bu} = 0.0125 < 0.186 \implies \text{Pivot A}$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

($A_u' = 0$)

Section à simple armature : $A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{Ma}{z} - Nu \right)$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,0125)} \right) = 0,015$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \alpha) = 0,09 \cdot (1 - 0,4(0,01)) = 0,089 \text{ m}$$

Par suite : $A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{Ma}{z} - Nu \right)$

$$A_{st} = \frac{1}{348} \left(\frac{1,44}{0,089} \times 10^{-3} - 3,05 \times 10^{-3} \right) = 3,77 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 0,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$F_{t28} = 0,6 + (0,06 \times F_{c28}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{500} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 0,37 \text{ cm}^2 < A_{\min}$$

Donc le ferrailage choisit est : $A_{st} = 6T8 = 3,018 \text{ cm}^2$ avec un espacement $s_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,018}{4} = 0,754 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $6T8 \implies A_r = 3,018 \text{ cm}^2$ avec un espacement $s_t = 20 \text{ cm}$

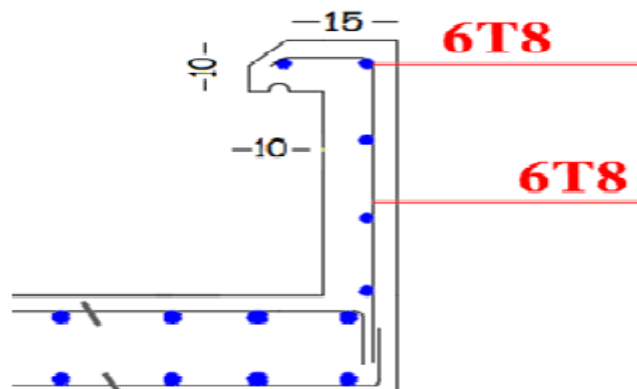


Figure IV - 2: Ferrailage de l'acrotère

Contrainte de cisaillement :

$$V_{\max} = F_p = 1,356 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{1,356 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,015 \text{ Mpa}$$

D'Après CBA 93.A.5.1.2 .1 : Pour des Fissurations peu préjudiciables

$$\tau_u \leq \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\text{Alors : } \tau_u \leq \min \left(0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_u \leq \min (3,33 ; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$0,015 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.6. Les vérifications a ELS :

Les éléments de notre projet sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par

Conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton :

1) vérifie la contrainte dans le béton (σ_{bc}):

$$\text{On doit vérifier } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad \text{avec : } D = \frac{15}{b} (A_u + A_u') = \frac{15}{100} (3,018 + 0) = 0,45 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \times d + A_u' \times d') = \frac{30}{100} (3,08 \times 9 + 0) = 8,316 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,45 + \sqrt{(0,45)^2 + 8,316} = 2,46 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A_u (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 2,46^3 + 15 \times 3,05 \times (9 - 2,46)^2 = 2453,03 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{0,904 \times 10^2}{2453,03} \times 2,46 = 0,09 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} 0,9 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} 15 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

IV.2. Balcon:

IV.2.1. Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines d'une épaisseur ≥ 15 cm, ils sont calculés comme des consoles encastrées soumises à la flexion simple supportant à son extrémité une charge concentrée, qui représente la charge du mur garde-corps.

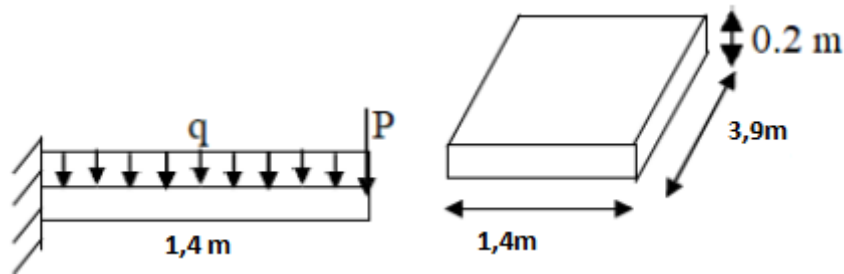


Figure IV - 3: Schéma statique de la dalle pleine

Caractéristique de la dalle : $G = 6,36$ KN/m ; $Q = 3,5$ KN/m ; $P = 1,3$ KN/m

$$P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,4}{3,9} = 0,35 < 0,4 \implies \text{danc la dalle fléchie en un seul sens.}$$

Evaluation des charges :

$$\text{E L U : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = (1,35 \times 6,36 + 1,5 \times 3,5) \times 1 \text{ ml} = 13,836 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{mur}} = 1,35 \times p = 1,35 \times 1,3 = 1,755 \text{ KN/m}$$

$$\text{E L S : } q_s = (G+Q) \times 1 \text{ ml} = (6,36+3,5) \times 1 \text{ ml} = 9,86 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{smur}} = G = 1,3 \text{ KN/m}$$

IV.2.2. Calcul des sollicitations :

Calcul du moment :

$$\text{E L U } \left\{ \begin{array}{l} M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} - q_{\text{mur}} \times l \\ M_u = -\frac{13,836 \times 1,4^2}{2} - 1,4 \times 1,755 \\ M_u = -16,01 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} - q_{\text{smur}} \times l$$

$$\mathbf{E L S} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_s = -\frac{9.86 \times 1.4^2}{2} \times 1.4 \times 1.3 \\ M_s = -11.48 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul de l'Effort tranchant :

$$V_x = q_u \times l + q_{\text{umur}}$$

$$V_x = 13.836 \times 1.4 + 1.755$$

$$V_x = 21.13 \text{ KN}$$

Calcul de ferrailage à l' E L U :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0347$$

$$0.0347 < 0.392 \implies \text{pas d'acier comprimé } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0347)}) = 0.044$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.044 = 0.98$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16.01 \times 10^{-3}}{0.98 \times 0.18 \times 348} = 2.6 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$F_{t28} = 0.6 + (0.06 \times F_{c28}) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{500} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau IV - 1 : Récapitulation du ferrailage de balcon

	sens	Moment (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)	A_{choisite} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	choix	St (cm)
Nappe supérieur	x-x	16,01	0,0347	0,044	0,98	2,6	3,925	2,17	5T10	25

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{\text{adp}}}{4} = \frac{3.925}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \implies \text{on adopte } 5T8 = 2.515 \text{ cm}^2$$

L'espace : $S_t \leq \min(3h ; 33cm)$ \implies cas d'un chargement réparti

L'espace : $S_t \leq \min(2h ; 25) \implies \sqrt{a^2 + b^2}$ cas d'un chargement concentré

On prend $S_t = 25$ cm .

D'appuis le [CBA93.A.7.2.4.2] :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \tau = \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{21.13 \times 10^3}{1 \times 0.18} = 0.117MPa \leq 2.5 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification à l' E L S :

Vérifie la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + \eta Asc (y - c') - \eta Ast (d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \eta = 15 \\ Asc = 0, Ast = 3,925cm^2 \end{cases}$$

$$50y^2 + 58,87y - 1059,75 = 0$$

$$y = 4,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta Asc (y - c') + \eta Ast (d - y)^2$$

$$I = 13671,55 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{11.48}{13671.55} \times 4.05 \times 10^3 = 3,4MPa$$

- **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{(\eta \times ftj)} \right) = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6$: Coefficient de fissuration pour H.A.

$$\sigma_{st} = \eta \frac{Ms(d-y)}{I} = 15 \frac{11.48 (18-4.05)}{13671.55} \times 10^3 = 175.7 \text{ MPa}$$

Tableau IV - 2 : vérification de balcon a ELS

Nappe supérieur	M_{ser} KN.m	Y(cm)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (bar)		obs	$\sigma_s \leq \sigma_s$ (MPa)		obs
			σ_{bc}	σ_{bcbar}	cv	σ_s	σ_{sbar}	cv
	11,48	3,4	4,05	15		175,7	201,63	

- **Etat limite de déformation (flèche) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{1}{20} \times \frac{Mt}{M} \right) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2MPa}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2}{1,4} = 0.14 \geq \max (0.0375 ; 0.063) \dots\dots CV \\ \frac{3.935}{100 \times 18} = 2.189 \times 10^{-3} \leq \frac{2MPa}{400} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots CV \end{array} \right.$$

Donc : le calcul de la flèche est inutile, car il n'y a pas de risque.

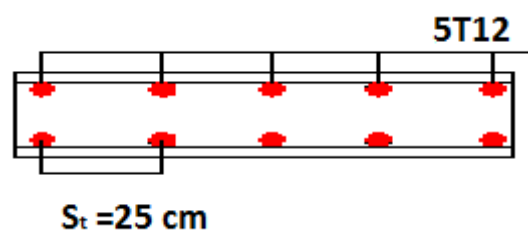


Figure IV - 4:Schéma de ferrailage du balcon

IV.3.Etude d'escalier :

Escaliers à trois volées, et 2 palier de repos Leurs calcul se fait comme suit :

IV.3.1.Combinaison d'action:

Le calcul fait par une bande de 1ml

$$ELU=(1.35 G+1.5Q)$$

$$ELS=(G+Q)$$

volée 1,2,3 :

$$G=8.026\text{KN/m}^2$$

$$Q=2.5\text{KN/m}^2$$

$$\text{ELU} \quad q_{vu} = (1.35 \times 8.026 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 14.58\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS} \quad q_{vs} = (8.026 + 2.5) \times 1 = 10.526 \text{ KN/ml}$$

Palier de repos :

$$G=5.44\text{KN/m}^2$$

$$Q=2.5\text{KN/m}^2$$

$$\text{ELU} \quad q_{pu} = (1.35 \times 5.44 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 11.094 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} \quad q_{ps} = (5.44 + 2.5) \times 1 = 7.94 \text{ KN/ml}$$

IV.3.1.2.Schéma statique des escaliers :

Etudes de 1^{er} type :

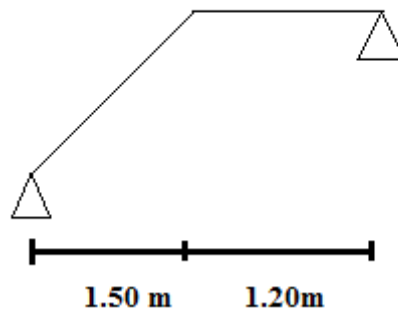


Figure IV - 5: Schéma statique de escalier

ELU :

Schéma statique :

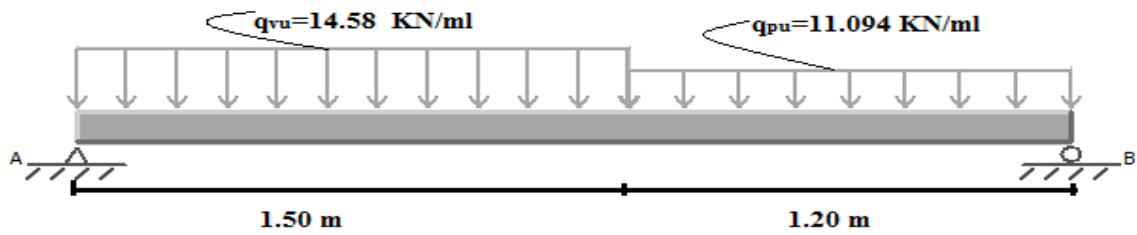


Figure IV - 6 : Schéma statique a ELU

Après un calcul d'R.D.M, fait avec logecil MDsolidss 4.0 on trouve les résultats représentés dans les diagrammes ci-après :

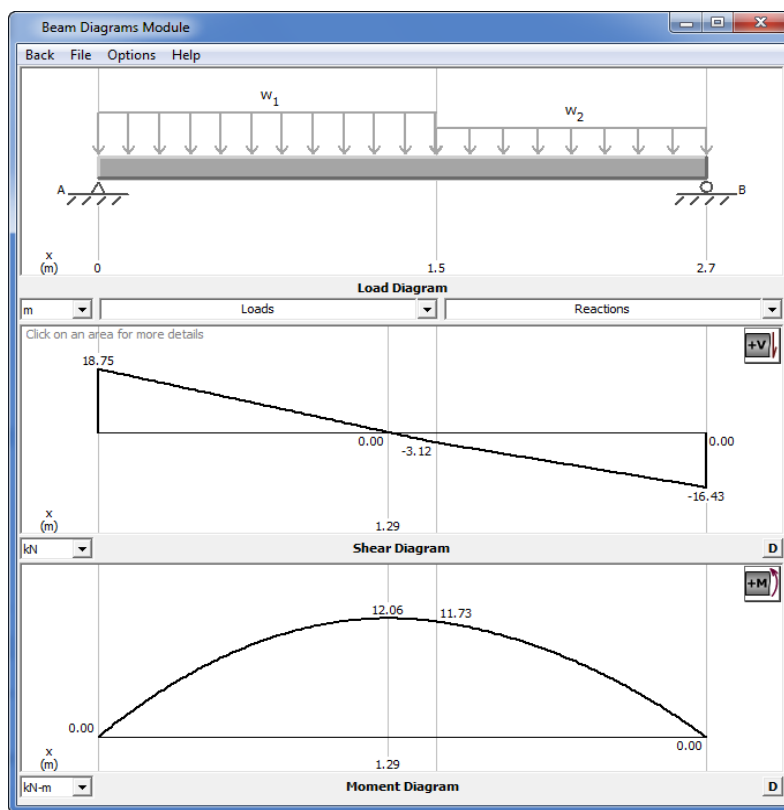


Figure IV - 7 : Diagramme de M et T a ELU

$$M_{\max} = 12.06 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 18.75 \text{ KN}$$

Le moment en travée :

$$M_{\text{ut}} = 0.85 \times 12.06 = 10.251 \text{ KN.m}$$

Le moment en appuis :

$$M_{\text{ua}} = 0.3 \times 12.06 = 3.618 \text{ KN.m}$$

La charge équivalent : $q_u = \frac{14.58 \times (1.50) + 11.094 \times (1.20)}{(1.50 + 1.20)} = 13.030 \text{ KN /ml}$

Moment isostatique : $M_o = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{13.030 \times 2.7^2}{8} = 11.873 \text{ KN.m}$

Le ferrailage:

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur , section rectangulaire de dimension (b x h) ,tel que : b=100cm , h=17cm

$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 17 = 15.3 \text{ cm.}$

$\sigma_{bc} = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_b = 14.20 \text{ MPa.}$

$\sigma_s = f_{e} / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$

Les formules nécessaires :

$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} < 0.186$ Pivot A : ($A_u' = 0$)

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$, $\beta = 1 - 0.4\alpha$, $A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s}$

Tableau IV - 3 : Récapitulation du ferrailage d'escalier de 1 er type

	Moment (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	choix	St (cm)
En travée	10.251	0.0308	0.039	0.9844	1.98	3.078	1.847	2 T 14	25
En appuis	3.618	0.0108	0.0135	0.994	0.683	2.262	1.847	2T12	25

Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité : [BAEL91.A 4.2] :

$F_{t28} = 0.6 + (0.06 \times F_{c28}) = 2.1 \text{ MPa}$

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 15.3 \times \frac{2.1}{400} = 1.847 \text{ cm}^2$

$A_t > A_{min}$ Condition vérifiée.

$A_a > A_{min}$ Condition non vérifiée.

- Armatures de répartition : RPA 99 V 2003

En travée :

$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3.078}{4} = 0.848 \text{ cm}^2$

Choix : 2T8 → A=1.006 cm²

En Appui :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{2.262}{4} = 0.588 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T8 → A=1.006 cm²

Vérification de la disposition des armatures [BAEL91. A.8.2.42] :

a) Armatures longitudinales:

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = (51\text{cm}, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \text{CV.}$$

b) Armatures de répartitions :

$$St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = (68\text{cm}, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \text{CV.}$$

Vérification de l'effort tranchant [BAEL 91 .A. 5.1.2] :

T_{umax} = 25.86KN ; donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{18.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.153} = 0.122 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \left(\frac{0.2f_c 28}{\gamma_b}, 5\text{Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \dots \dots \text{C.V}$$

Remarque :

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

Vérification a ELS :

Schéma statique :

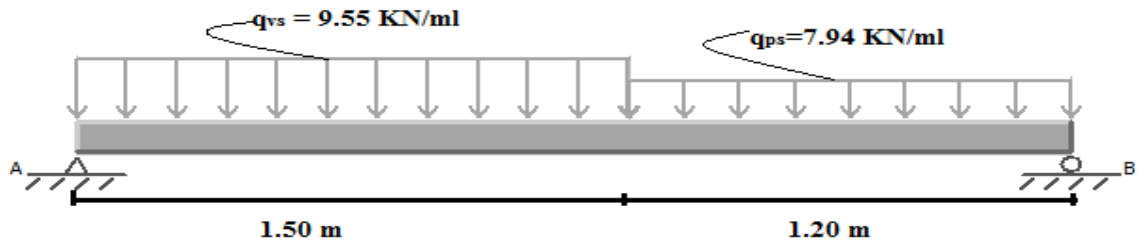


Figure IV - 8: Schéma statique a ELS

Après un calcul d'R.D.M, fait avec **logecil MDsolidss 4.0** on trouve les résultats représentés dans les diagrammes ci-après :

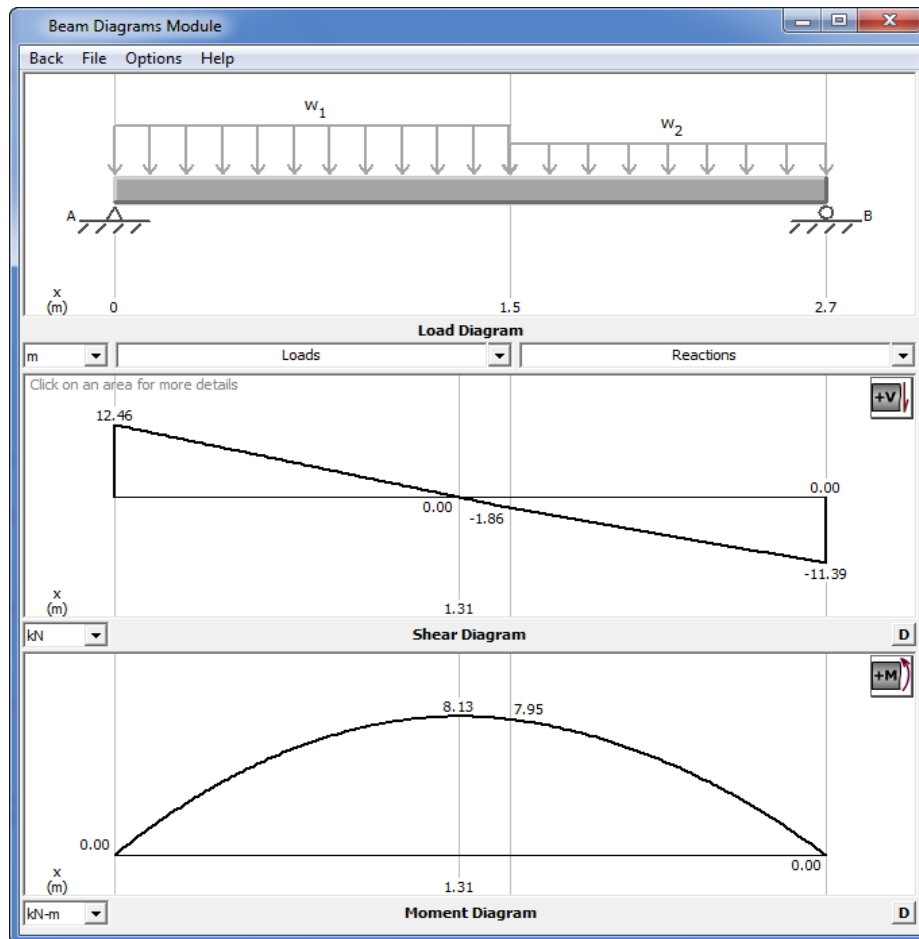


Figure IV - 9: Diagramme de M et T a ELS

$$M_{\max} = 8.13 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 12.46 \text{ KN}$$

Le moment en travée :

$$M_t = 0.85 \times 8.13 = 6.9105 \text{ KN.m}$$

Le moment en appuis :

$$M_a = 0.3 \times 8.13 = 2.439 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

$$\text{On doit vérifier } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'u)$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u d + A'u d')$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + (15 A_u (d-y)^2)$$

Contrainte de compression dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

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

Tableau IV - 4 : Récapitulation de vérification des contraintes dans le béton.

Position	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	D (cm)	E (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	obsarvation
Travée	6.9105	3.078	0.461	16.62	1.352	9064.093	1.031	15	C.V
appui	2.439	2.262	0.339	12.21	1.202	6801.198	0.431	15	C.V

Tableau IV - 5 : Récapitulation de Vérification de la contrainte de compression dans l'acier σ_s

Position	M_{ser} (KN.m)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	obsarvation
Travée	6.9105	159.50	348	C.V
appui	2.439	75.83	348	C.V

Etat limite de déformation :

on doit vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad \frac{17}{270} = 0.0629 \geq 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_o} \quad \longrightarrow \quad 0.0435 \geq \frac{6.9105}{10 \times 11.873} = 0.058 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$A_t \leq \frac{4.2bd}{f_e} = \frac{4.2 \times 100 \times 15.3}{400} = 16.065 \text{cm}^2 > 4.710 \text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Une seule condition n'pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche :

Vérification de flèche :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec : } f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei \times If_i}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ev \times If_v}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

Moment d'inertie de la section homogene I_0 :

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

$$I_0 = \frac{100 \times 17^3}{12} + 15 \times 3.078 \left(\frac{17}{2} - 15.3\right)^2 = 43076.567 \text{cm}^4$$

Moment d'inertie fictive :

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 47384.2237 \text{cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda v \mu} = 43076.567 \text{ cm}^4$$

Avec:

$$\lambda_i = \frac{0.05 ft 28}{\delta (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.002011 (2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 10.442 \quad (\text{Déformation instantanée})$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 ft 28}{\delta (2 + \frac{3b_0}{b})} = 4.177 \quad (\text{Déformation différée})$$

$$\delta = \frac{A_s}{b d} = \frac{3.078}{100 \times 15.3} = 0.002011$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 ft 28}{4 \delta \sigma_s + ft 28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.002011 \times 146.74 + 2.1} = -0.120$$

L'expression μ conduit une valeur négative.

$$EI = 10^6 \beta b d^3$$

Calcul la β_i , β_v : (tableau 85 - 86 rigidité des sections rectangulaire. déformation des longue durée). [livre "formulaire du béton armé tome 1]

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = \frac{6.9105 \times 10^{-3}}{0.0003078 \times 0.153} = 146.74 \text{ Mpa (MN/m}^2\text{)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{3.078}{100 \times 15.3} = 0.002011 \times 100 = 0.2011$$

$$\beta_i = 4.25 \text{ Mpa}$$

$$\beta_v = 1.43 \text{ Mpa}$$

$$E_i = 10^6 \beta_i b d^3 = 15221.70225 \text{ KN.m}^2$$

$$E_v = 10^6 \beta_v b d^3 = 5121.65511 \text{ KN.m}^2$$

$$f_i = \frac{6.9105 \times 10^{-3} \times 2.7^2}{10 \times 15221.70225 \times 47384.2237 \times 10^{-8}} = 0.0006984 \text{ m}$$

$$f_v = \frac{6.9105 \times 10^{-3} \times 2.7^2}{10 \times 5121.65511 \times 43076.567 \times 10^{-8}} = 0.002834 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{2.7}{500} = 0.0054 \text{ m}$$

Tableau IV - 6 : Récapitulation de la vérification de la flèche type 1

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ	σ_s (Mpa)	λ_i	λ_v	μ	I_o (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
6.9105	3.078	0.002011	146.74	10.442	2.729	0	43076.567	47384.2237	43076.567

$\Delta f_T = 0.002834 - 0.000698 = 0.002136m \leq 0.0054 m$ condition vérifier

Etudes de 2^{ème} type :

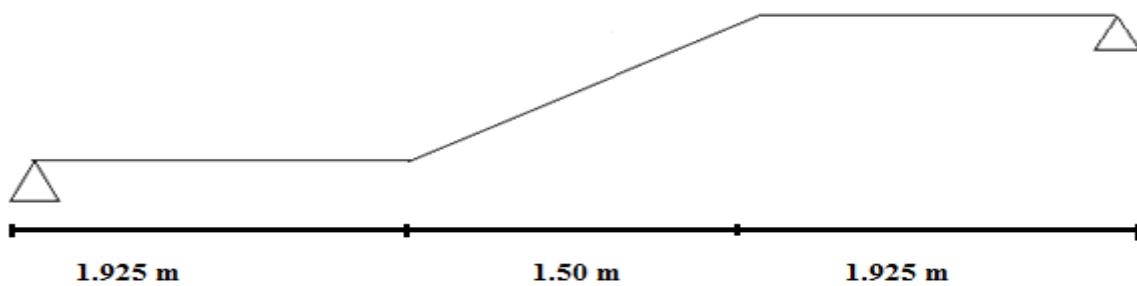


Figure IV - 10:Schéma statique de escalier

ELU :

Schéma statique :

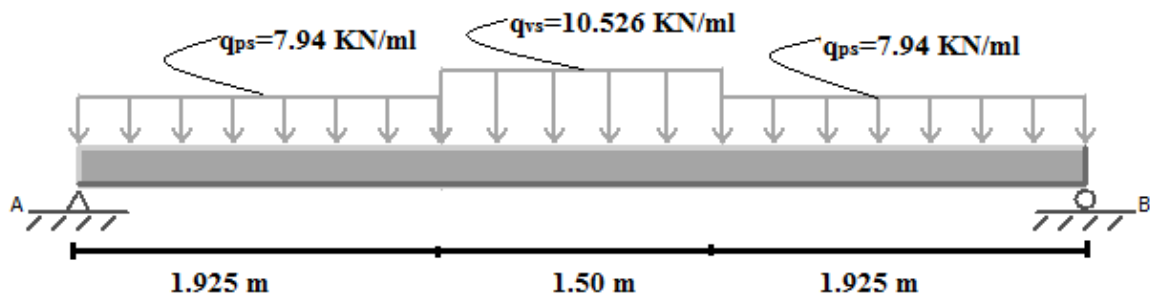


Figure IV - 11:Schéma statique a ELU

Après un calcul d'R.D.M, fait avec logecil MDsolidss 4.0 on trouve les résultats représentés dans les diagrammes ci-après :

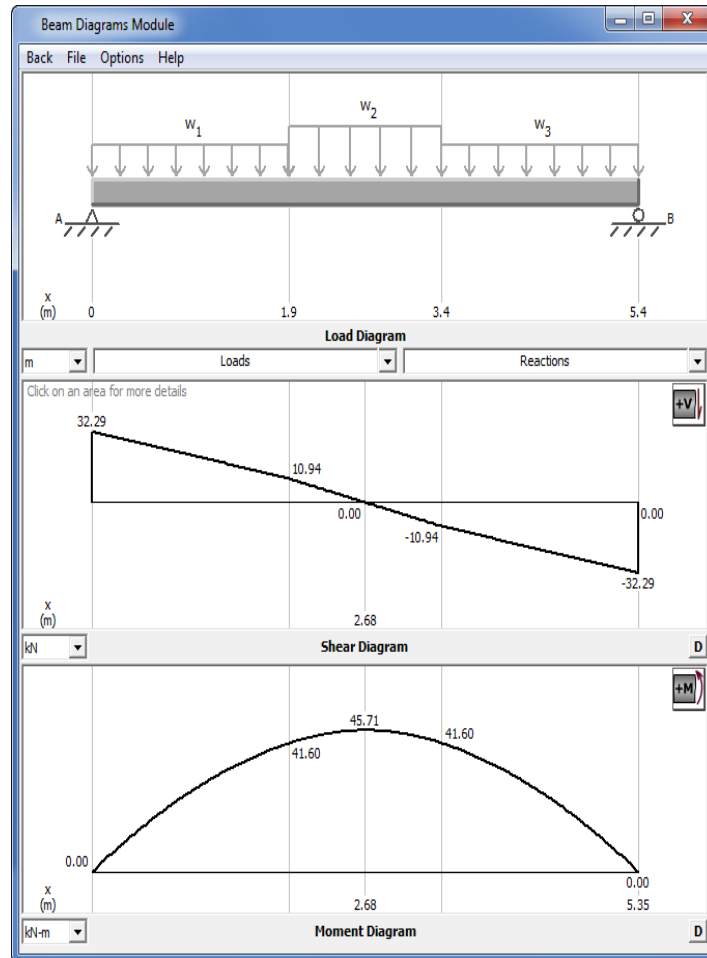


Figure IV - 12: Diagramme de M et T a ELU

$$M_{\max} = 45.71 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 32.29 \text{ KN}$$

Le moment en travée :

$$M_{\text{ut}} = 0.85 \times 45.71 = 38.853 \text{ KN.m}$$

Le moment en appuis :

$$M_{\text{ua}} = 0.3 \times 45.71 = 13.713 \text{ KN.m}$$

La charge équivalent : $q_u = \frac{7.94 \times (1.925) + 10.526 \times (1.50) + 7.94 \times (1.925)}{(1.925 + 1.50 + 1.925)} = 8.6650 \text{ KN /ml}$

Moment isostatique : $M_o = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{13.030 \times 5.35^2}{8} = 46.618 \text{ KN.m}$

Le ferrailage:

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur , section rectangulaire de dimension (b x h) ,tel que : b=100cm , h=17cm

Tableau IV - 7 : Récapitulation du ferrailage d'escalier de2eme type

	Moment (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)	$A_{choisite}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	choix	St (cm)
En travée	38.853	0.116	0.154	0.938	7.779	8.044	1.847	4T16	25
En appuis	13.713	0.0412	0.0526	0.978	2.652	3.14	1.847	4T10	25

Vérification à l'ELU :

condition de non fragilité : [BAEL91.A 4.2] :

$$F_{t28} = 0.6 + (0.06 \times F_{c28}) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 15.3 \times \frac{2.1}{400} = 1.847 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ Condition vérifiée.

$A_a > A_{min}$ Condition vérifiée.

Armatures de répartition : [RPA 99/V.2003]

En travée :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{8.044}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T10 A=3.140 cm²

En Appui :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T8 A=1.006 cm²

Vérification de la disposition des armatures [BAEL91.A.8.2.42] :

a) Armatures longitudinales:

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = (51\text{cm}, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \text{CV.}$$

b) Armatures de répartitions :

$$St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = (68\text{cm}, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \text{CV.}$$

Vérification de l'effort tranchant [BAEL 91.A. 5.1.2] :

$T_{\text{umax}} = 32.29 \text{ KN}$; donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{32.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.153} = 0.211 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \left(\frac{0.2f_c 28}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \dots \dots \text{C.V}$$

Remarque :

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

Vérification a ELS :

Schéma statique :

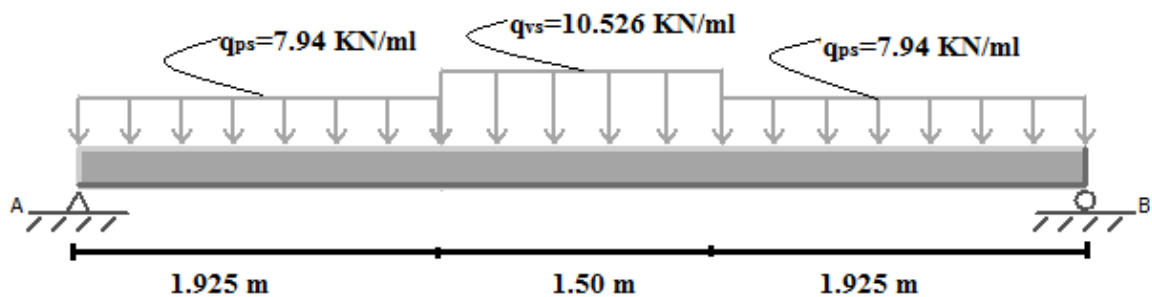


Figure IV - 13:Schéma statique a ELS

Après un calcul d'R.D.M, fait avec logiciel MDsolidss 4.0 on trouve les résultats représentés dans les diagrammes ci-après :

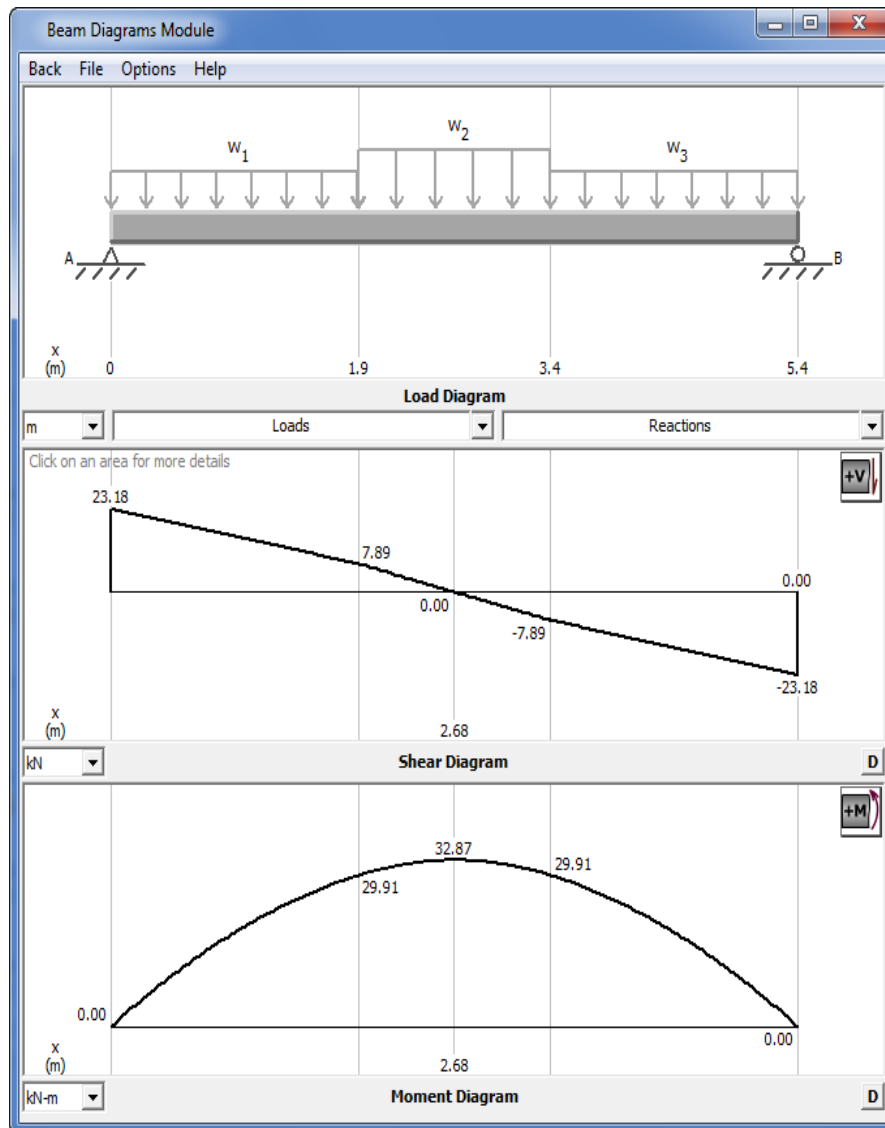


Figure IV - 14: Diagramme de M et T a ELS

$$M_{\max} = 32.87 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 23.18 \text{ KN}$$

Le moment en travée :

$$M_{\text{st}} = 0.85 \times 32.87 = 27.939 \text{ KN.m}$$

Le moment en appuis :

$$M_{\text{sa}} = 0.3 \times 32.87 = 9.861 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes

Tableau IV - 8 : Récapitulation de vérification des contraintes dans le béton.

Position	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	D (cm)	E (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	obsarvation
Travée	27.939	7.779	1.166	42.00	1.8564	21301.55	2.434	15	C.V
appui	9.861	2.652	0.397	14.32	1.2785	7890.431	1.597	15	C.V

Tableau IV - 9 : Récapitulation de Vérification de la contrainte de compression dans l'acier σ_s

Position	M _{ser} (KN.m)	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	obsarvation
Travée	27.939	264.48	348	C.V
appui	9.861	262.84	348	C.V

Etat limite de déformation :

on doit vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies 0.0371 \geq 0.0625 \implies \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \implies 0.0317 \geq \frac{27.939}{10 \times 46.618} = 0.059 \implies \text{Condition non vérifiée.}$$

$$A_t \leq \frac{4.2bd}{f_e} = \frac{4.2 \times 100 \times 15.3}{400} = 16.065 \text{ cm}^2 > 4.710 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de vérifier la flèche :

Vérification de flèche :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec : } f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_i \times I_{fi}}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_v \times I_{fv}}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

Moment d'inertie de la section homogene I₀ :

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

$$I_0 = \frac{100 \times 17^3}{12} + 15 \times 8.044 \left(\frac{17}{2} - 15.3\right)^2 = 46520.98507 \text{ cm}^4$$

Moment d'inertie fictive :

$$\left\{ \begin{aligned} I_{fi} &= \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 46520.98507}{1 + 4 \times 0.464} = 17917.74635 \text{ cm}^4 \\ I_{fv} &= \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{46520.98507}{1 + 1.6 \times 0.464} = 26699.37162 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right.$$

Avec:

$$\lambda_i = \frac{0.05 ft_{28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00525 (2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 4 \quad (\text{Déformation instantanée})$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 ft_{28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} = 1.6 \quad (\text{Déformation différée})$$

$$\delta = \frac{A_s}{b d} = \frac{8.044}{100 \times 15.3} = 0.00525$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 ft_{28}}{4\delta\sigma_s + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00525 \times 227.011 + 2.1} = 0.464$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = \frac{27.939}{0.0008044 \times 0.153} = 227.011 \text{ Mpa (MN/m}^2\text{)}$$

E_i=32164.20MPa ; E_v=10818.86MPa

$$f_i = \frac{27.939 \times 10^{-3} \times 5.35^2}{10 \times 32164.20 \times 17917.74635 \times 10^{-8}} = 0.0138 \text{ m}$$

$$f_v = \frac{27.939 \times 10^{-3} \times 5.35^2}{10 \times 10818.86 \times 26699.37162 \times 10^{-8}} = 0.027 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{535}{1000} + 0.5 \text{ cm} = 50.535 \text{ m}$$

Tableau IV - 10 : Récapitulation de la vérification de la flèche type 1

M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I _o (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
34.025	8.044	0.00525	227.011	4	1.6	0.464	46520.98507	17917.74635	26699.37162

$$\Delta f_T = 0.027 - 0.0138 = 0.0132 \text{ m} \leq 50.535 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

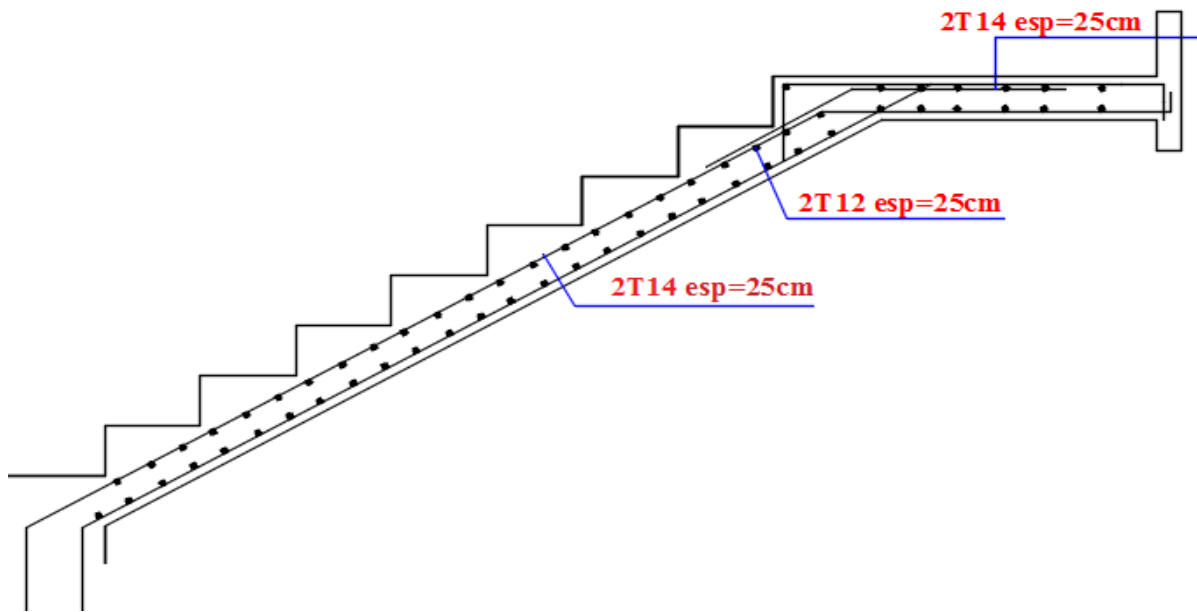


Figure IV - 15 : schéma du ferrailage des escaliers

IV.4.conclusion :

Le but de l'étude de si élément non structuraux (escalier balcon acrotère) en conclu que si dernier en une charge important qui vas influe aussi l'étude sismique de notre structures, si éléments aide a renforcé la rigidité de la structure.

Chapitre V

V.1.Introduction :

le projet l'objet de cette étude se situe dans une zone de moyenne sismicité IIa, selon le classement du RPA99/version2003, donc le risque sismique doit être pris en compte, cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de l'ouvrage, a cet effet on utilise un logiciel etabs qui est basé sur la méthode des éléments finis a fin dévaluer précisément le comportement statique et dynamique de l'ouvrage et de dimension ses élément .

V .1.1.Problématique :

Comment on fait la disposition des voiles dans une structure ?

1. On a pris en considération le plan d'architecture pour prévoyant un nombre minimal des voiles dans chaque direction, et pour avoir une conception adéquate avec un bon comportement structurel.
2. Cependant, dans le code parasismique algérien (RPA2003), aucun article n'est relatif à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles de façon correcte.

V .1.2Objectif de travail :

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique.

Rechercher de la disposition optimale des voiles pour évaluer la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition des voiles.

V .2.1.Méthode de calcul

Selon [RPA99/V2003.A.4.1.1], le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- 1-La méthode statique équivalente.
- 2-La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3-La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.2.1.1.Méthode statique équivalente:

Cette méthode est basée sur le remplacement des forces réelles dynamique qui se développent dans la construction par un système de force statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Les Paramètres pour le Calcul la force sismique :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de zone

Donne par le tableau 4.1.RPA99.V2003] suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment

Notre construction est implanté dans la région de Ain-Temouchent (targa) (zone IIa) et appartient au groupe 2.

Tableau V- 1: coefficient d'accélération de zone IIa

Groupe d'usage	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Donc : A = 0,15

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Donnée par la formule suivant :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq \mathbf{T2} \\ 2,5\eta \left(\frac{\mathbf{T2}}{T}\right)^{(2/3)} & \text{Si } \mathbf{T2} \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta \left(\frac{\mathbf{T2}}{30T}\right)^{(2/3)} \left(\frac{3}{T}\right)^{(5/3)} & \text{Si } T \geq 3.0s \end{cases}$$

η :facteur de correction d'amortissement

Selon le RPA99V2003 (formule 4.3) donné par :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Avec:

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (Tableau 4.2.RPA).

$\xi = 10\%$: présence des voiles en béton armé et des murs en maçonnerie.

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.763 \geq 0.7$

T_1, T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) du RPA 99 version 2003.

Selon le rapport géotechnique notre site est ferme (S2) donc du tableau (4.7) du RPA 99 version 2003 :

$$T_1 = 0.15 \text{ et } T_2 = 0.4$$

R : Coefficient de comportement globale la structure : (tableau 4.3)

Valeur du Coefficient de comportement R=3.5 (Béton armé – Voiles porteurs)

Facteur de qualité Q :

Q : facteur de qualité donnée par l'expression

$$Q=1+ \sum_1^6 p q$$

Pq : Pénalité retenir selon le critère de qualité q

Facteur de qualité Q :

Tableau V - 2: valeurs des pénalités Pq

Les critères	Pq			
	X		Y	
	Suivant Observé	N/observé	Suivant Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	/	0	/
2. Redondance en plan	0	/	0	/
3. Régularité en plan	0	/	0	/
4. Régularité en élévation	/	0.05	/	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05	/	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0.10	/	0.10

Donc : $Q_x = Q_y = 1 + (0.2) = 1.20$

Note : les coefficient A,D,Q et R du bloc A sont similaires a ceux du Bloc B
Calcul du poids total de chaque plancher :

Poids totale = charge permanente + $\beta\%$ × surcharge

β : Coefficient donné par le tableau [RPA99V2003.A.5]

- Pour les locaux d'habitation $\beta=20\%$

Calcul de la période fondamentale T :

la formule empirique du [RPA99v2003 A.4.6]. :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau 4.6.RPA99.

le Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie : $C_t=0.05$

Bloc A :

$$T = 0.05 \times (18.34)^{3/4}$$

$$T=0.443 \text{ s}$$

Quand on a ce système de contreventement du voile on peut également utiliser aussi la formule suivant :

$$T=0.09hN/\sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Sens X : $D_x = 15.6 \text{ m}$ Donc : $T=0.09(18.36)/\sqrt{15.6} = 0.418 \text{ s}$

Sens Y : $D_y = 25.57 \text{ m}$ Donc : $T=0.09(18.36)/\sqrt{25.57} = 0.326 \text{ s}$

$$T_x = \min(0.443, 0.418) = 0.418 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.443, 0.326) = 0.326 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5(0.763)\left(\frac{0.40}{0.418}\right)^{2/3} = 1.845$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$D_y = 2.5(0.763) = 1.9075$$

$$0 \leq T \leq T_2$$

Bloc B :

$$T = 0.05 \times (19.38)^{3/4}$$

$$T = 0.46 \text{ s}$$

Sens X : $D_x = 27.3 \text{ m}$ Donc : $T=0.09(19.38)/\sqrt{27.3} = 0.33 \text{ s}$

Sens Y : $D_y = 16.05 \text{ m}$ Donc : $T=0.09(19.38)/\sqrt{16.05} = 0.43 \text{ s}$

$$T_x = \min(0.46, 0.33) = 0.33 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.46, 0.43) = 0.43 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5(0.763) = 1.9075$$

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$D_y = 2.5(0.763)\left(\frac{0.40}{0.43}\right)^{2/3} = 1.8$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

V 2.1.2.Méthode dynamique modale spectrale:

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure

V 2.1.3.Méthode dynamique par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V .3.Analyse sismique :

Les deux bloc l'objet de cette étude, seront analysée par logiciel ETABS , afin d'évaluer son comportement sismique.

Plusieurs dispositions des murs de refond seront proposées dans cette étude qui nécessitant par conséquent des évaluations numérique jusqu'à ce qu'on arrive a une solution rationnelle.

Analyse dynamique modale spectrale :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec:

A: Coefficient d'accélération de zone.

η: Facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

T:Périodes fondamentale de la structure.

Q : Facteur de qualité.

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale

Paramètres du spectre de réponse :

Tableau V - 3 : Résumé des paramètres du spectre de réponse

coefficients	A	R	site	Q		ϵ
	0.15	3.5	Sole ferme s2	BLOC A	Qx=1.20 Qy=1.20	
			BLOCB	Qx=1.20 Qy=1.20		

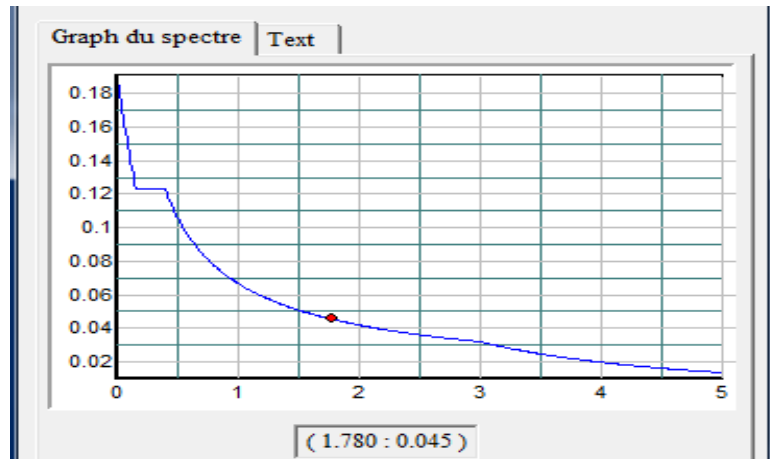


Figure V - 1: diagramme du spectre de réponse (Programme du RPA)

V .4. Les dispositions des voiles :

Le plan architecturale et la présence des ouvertures, dans notre structure a compliqué le choix de La disposition des voiles de contreventement, quelques différentes variantes sont les suivants :

BLOC A :

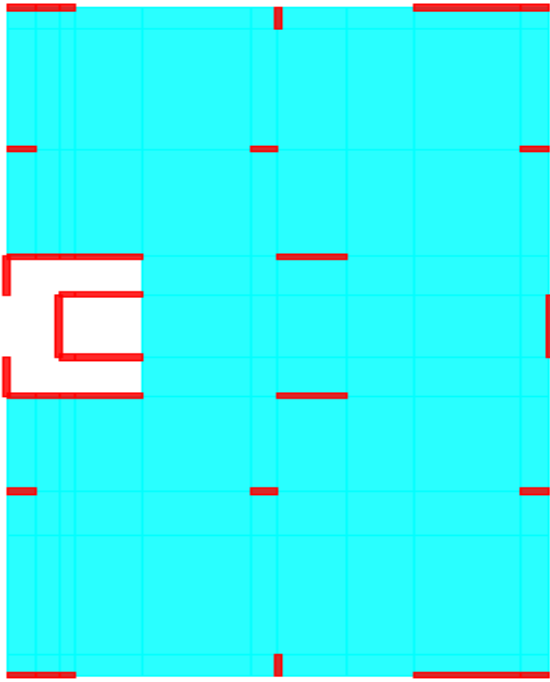


Figure V - 2: Disposition 1
Période :0.9433 S

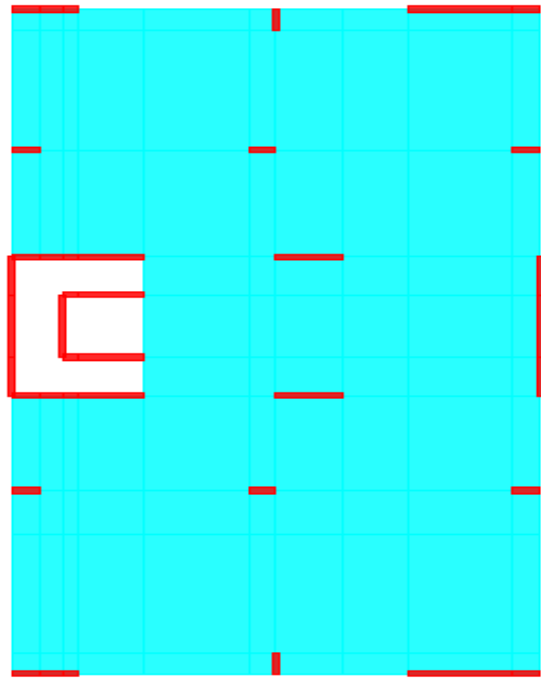


Figure V - 3: Disposition 2
Période :0.8414 S

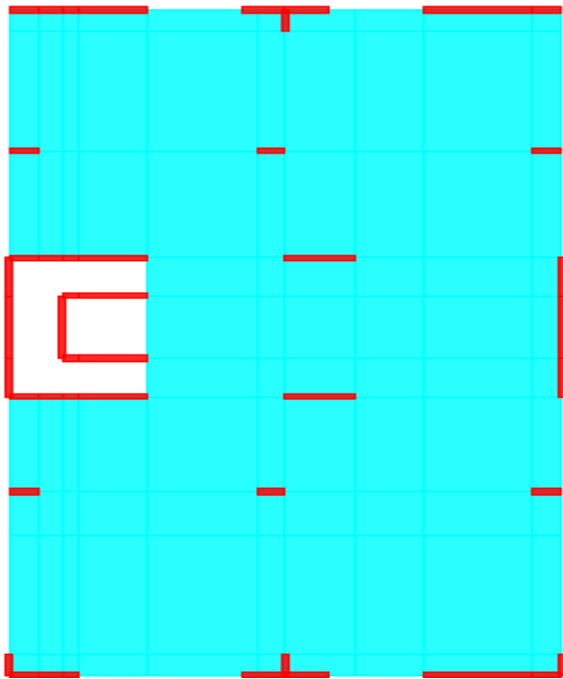


Figure V - 4: Disposition 3
Période :0.7825 S

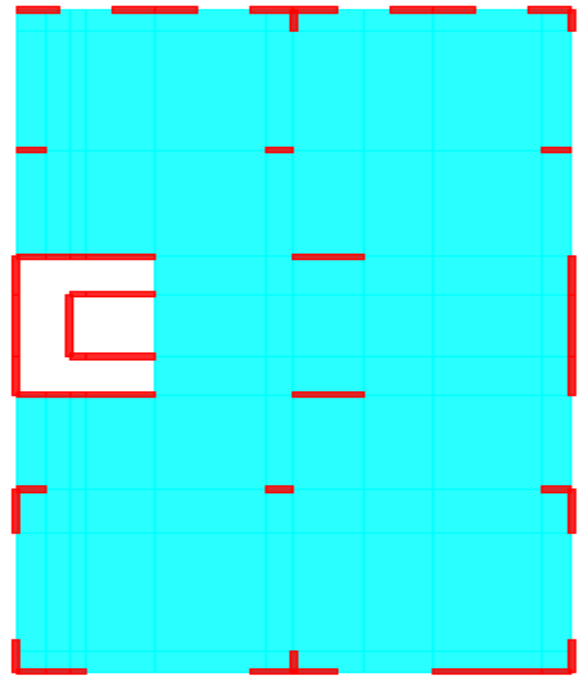


Figure V - 5: Disposition 4
Période : 0.6993 S

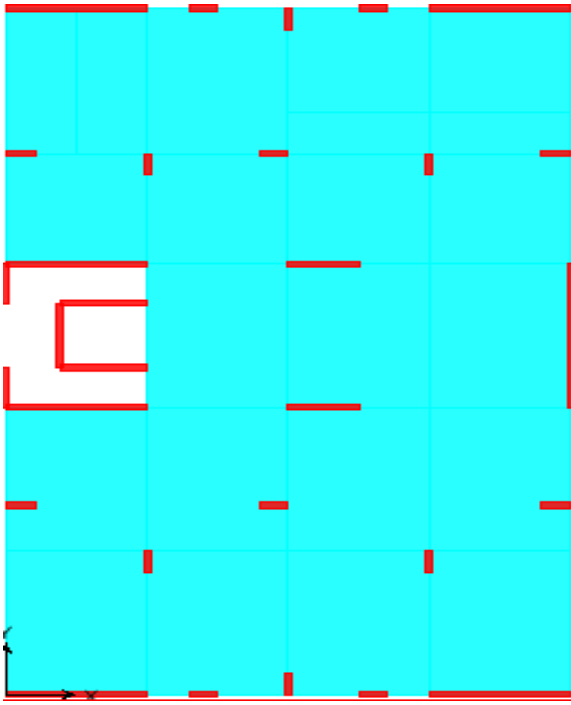


Figure V - 6: Disposition 4

Période : 0.5858 S

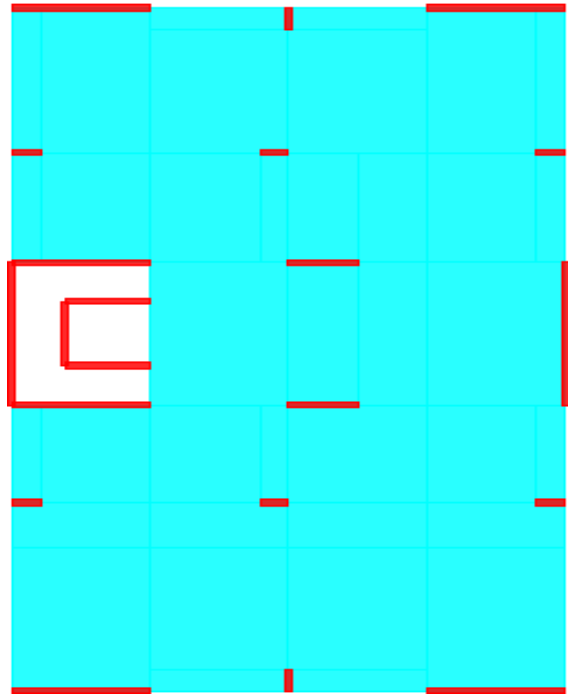


Figure V - 7: Disposition 6

Période : 0.5526 S

BLOC B :

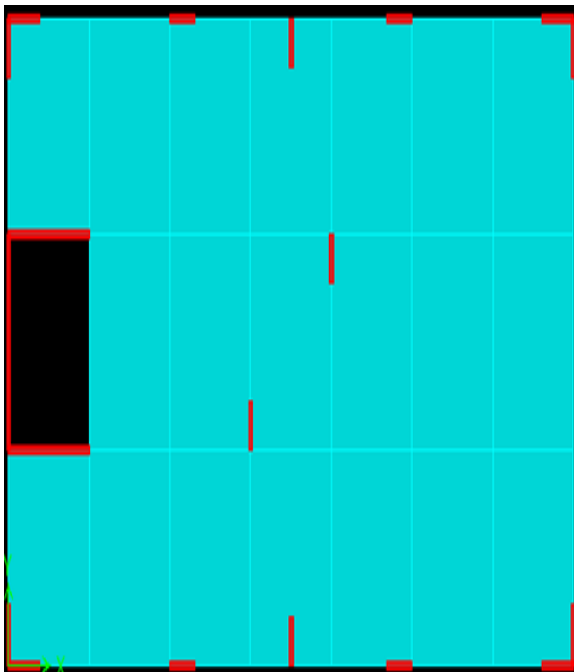


Figure V - 8: Disposition 1

Période : 1,19 S

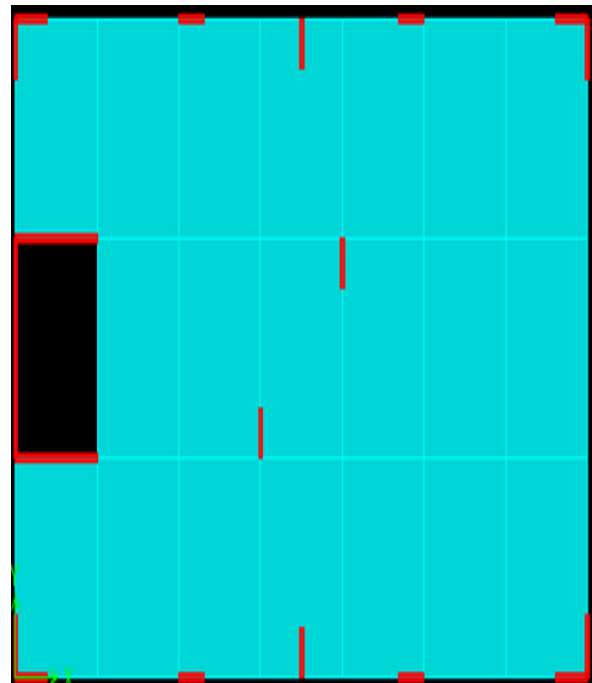


Figure V - 9: Disposition 2

période : 0.6 S

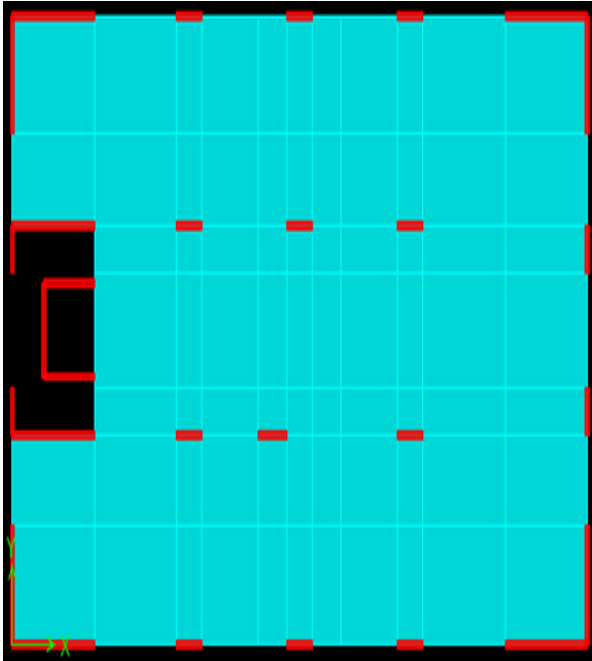


Figure V - 10: Disposition 3

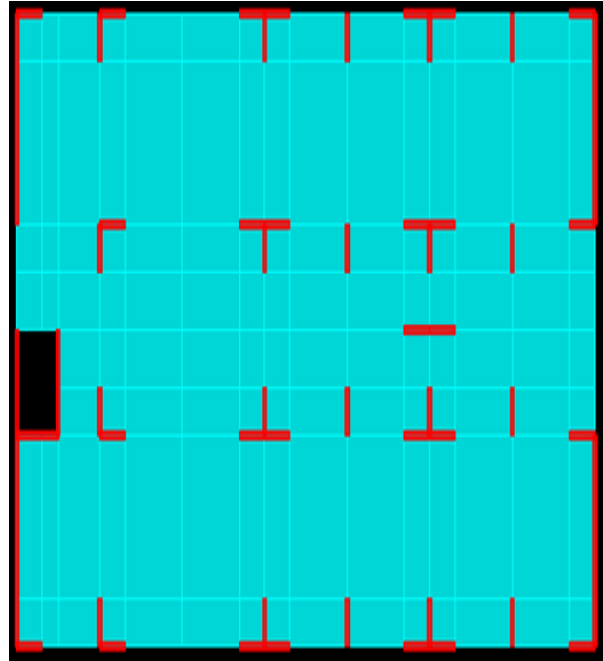


Figure V - 11: Disposition 4

Période : 0.5 S

Période : 0.56 S

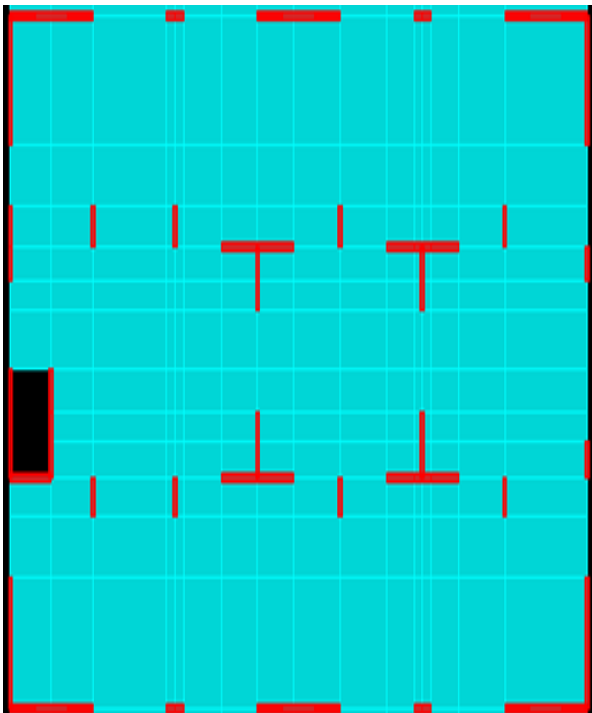


Figure V - 12 :Disposition 5

Période : 0.39 S

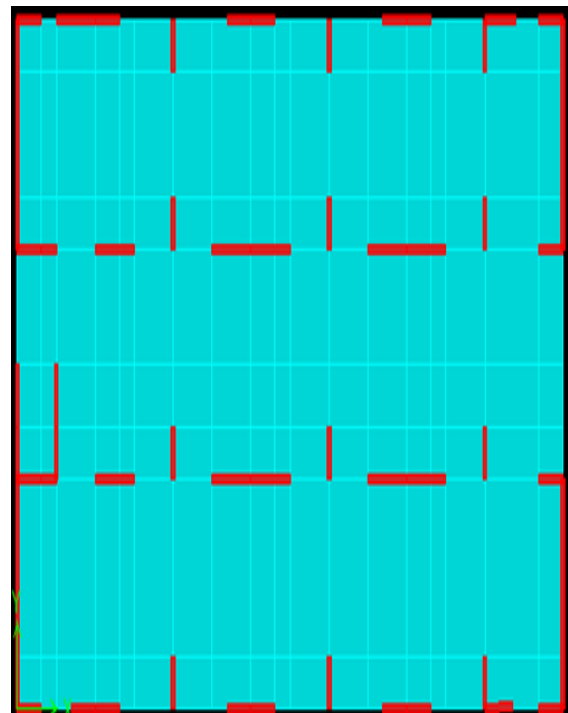


Figure V - 13: Disposition 6

Période : 0.45 S

V.4. La distribution final des voiles:

BLOC A :

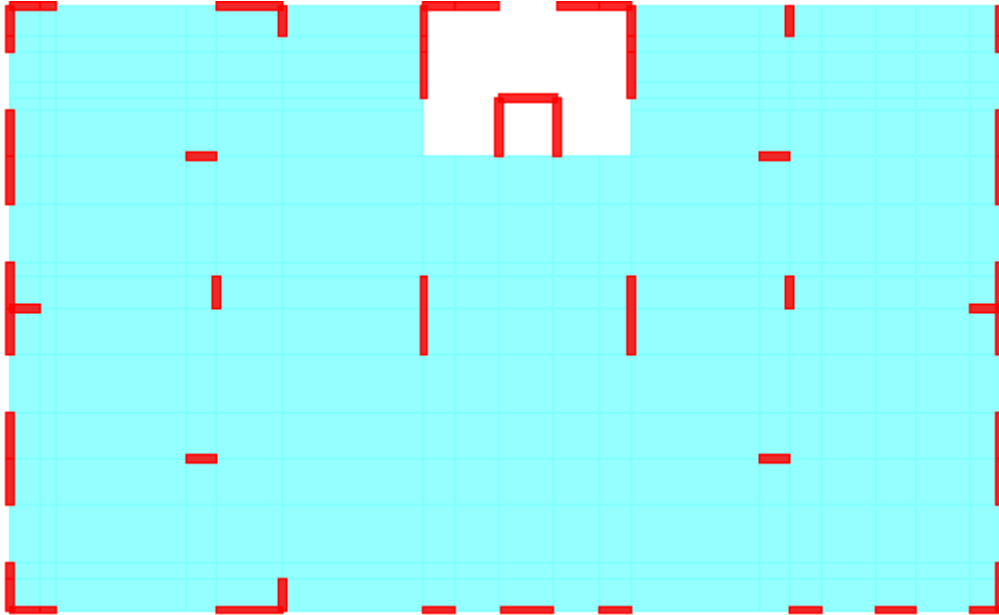


Figure V - 14: Disposition final du voile bloc A

BLOC B :

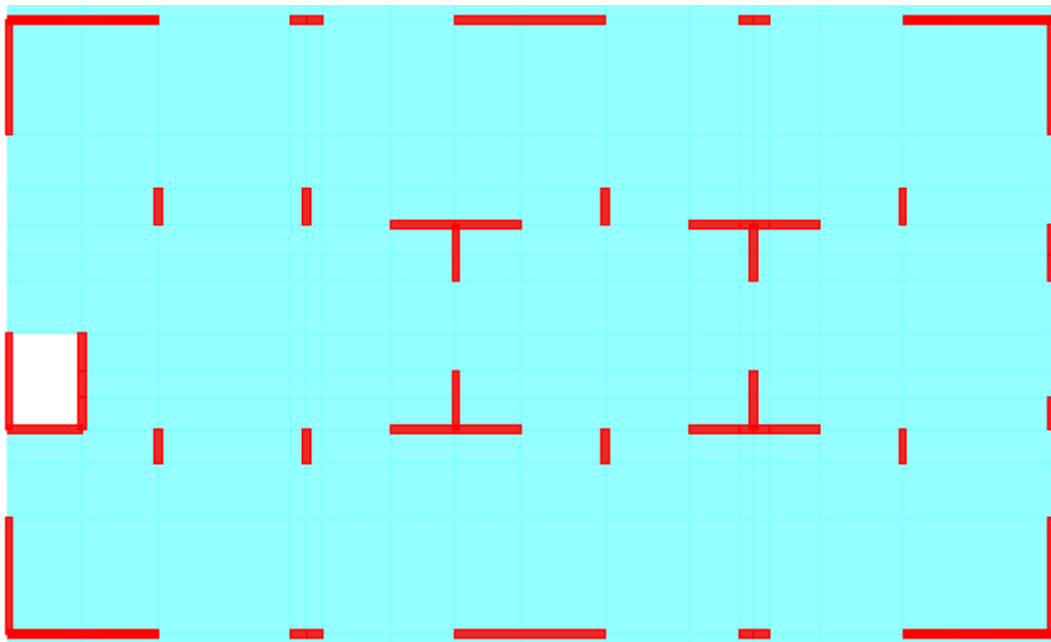


Figure V - 15: Disposition final du voile bloc B

V.5. Résultats obtenus :

Après la modélisation l'analyse des deux bloc A et B nous avons obtenus les résultats suivants :

Tableau V - 1 : Période et facteur de participation massique.

Mode	BLOC A			BLOC B		
	period (s)	SumUX (%)	SumUY (%)	Période (s)	SumUX (%)	SumUY (%)
1	0.397041	0.0375	74.2318	0.41789	0.009	75.4172
2	0.311807	75.2856	74.253	0.348876	74.0534	75.4284
3	0.232132	75.5864	74.8456	0.264736	74.0866	75.5125
4	0.108782	75.6136	89.9063	0.104841	74.0866	91.5677
5	0.086044	89.8045	89.9285	0.084699	91.3037	91.5679
6	0.066395	89.8046	90.3428	0.065593	91.3205	91.6042
7	0.051906	89.8066	95.12	0.046394	91.3208	96.8031
8	0.039559	95.08	95.1255	0.038835	96.6799	96.8037
9	0.031836	95.0887	97.3608	0.030451	96.6856	96.8423
10	0.031479	95.0952	97.7265	0.027418	96.686	98.8457
11	0.023294	97.8314	97.7319	0.024378	98.869	98.8463
12	0.021534	97.8327	99.2238	0.019253	98.8708	98.8647

V .5.1. Justification vis-à-vis l'estimation de la période fondamentale :

$$1.3 T_{\text{empirique}} \geq T_{\text{dynamique}}$$

Dans le cas de Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

$$T_{\text{empirique}} = \min (T = C_T \cdot h_N^{3/4}, T = 0.09hN/\sqrt{D_{x,y}})$$

T_{dynamique} : a partir de logiciel ETABS

Bloc A :

$$T_{\text{empirique}} = \min (0.443, 0.418, 0.326) = 0.326 \text{ s}$$

Bloc B :

$$T_{\text{empirique}} = \min(0.46, 0.33, 0.43) = 0.33 \text{ s}$$

Tableau V - 2 : vérification de l'estimation de la période fondamentale de deux bloc

	Bloc A	Bloc B
T _{empirique}	0.326	0.33
T _{dynamique}	0.398	0.4178
1.3 T _{empirique} ≥ T _{dynamique}	C.V	C.V

V .5.2.Nombre de mode à considérer:

D'après l'article 4.3.4 –a de RPA 99/V2003 :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

La participation de la masse est supérieure 90% à partir du :

Tableau V - 3 : vérification de nombre de mode de deux bloc

Bloc A		Bloc B	
Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
8eme mode	6eme mode	5eme mode	4eme mode
Condition vérifier		Condition vérifier	

V .5.3.Justification vis-à-vis la force sismique : [RPA99/V2003.A.4.3.6]

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

S_i V_t < 0.80 V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0.8 V/V_t.

$$V_{stat} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Bloc A :

W : le poids a été calculé avec le logiciel ETABS V2009 :

$$W = \sum Fz = 26078.52 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.845 \times 1.2}{3.5} \times 26078.52 = 2474.479 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.907 \times 1.2}{3.5} \times 26078.52 = 2557.632 \text{ KN}$$

V dynamique poids a été calculé avec le logiciel etabs :

$$V_{xdy} = \sum Fx = 4151.82 \text{ KN}$$

$$V_{ydy} = \sum Fy = 3735.37 \text{ KN}$$

Tableau V - 4 : Récapitulation de vérification de la force sismique de bloc A

	Vstatique	Vdynamique	Vdy > 0.8Vstat	
Sens X	2474.479	4151.82	4151.82 > 1979.583	C.V
Sens Y	2557.632	3735.37	3735.37 > 2046.106	C.V

Bloc B:

$$W = \sum Fz = 31602,18 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.90 \times 1.2}{3.5} \times 31602,18 = 3087,98 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.8 \times 1.2}{3.5} \times 31602,18 = 2925,45 \text{ KN}$$

V dynamique poids a été calculé avec le logiciel etabs V2009 :

$$V_{xdy} = \sum Fx = 5068.96 \text{ KN}$$

$$V_{ydy} = \sum Fy = 5740.21 \text{ KN}$$

Tableau V - 5 : Récapitulation de vérification de la force sismique de bloc B

	Vstatique	Vdynamique	Vdy > 0.8Vstat	
Sens X	3087,98	5068.96	5068.96 > 2470,38	C.V
Sens Y	2925,45	5740.21	5740.21 > 2340,36	C.V

V .5.4. Vérification des déplacements :

Selon RPA99v2003.A.5.10 ,les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$\Delta x = \delta x \times h \times R$$

δx : Déplacement absolu suivant x

δy : Déplacement absolu suivant y

R : Coefficient de comportement =3.5

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Bloc A :

Tableau V - 6 : Récapitulation de vérification de déplacement de bloc A

Niveau	Hk(m)	R	Snes X			Sens Y		
			δx	ΔX	1%Hetage	δY	ΔY	1%Hetage
1	4,08	3,5	0.000134	0.001435	0,0306	0.000206	0.002206	0,0306
2	3,06	3,5	0.00028	0.002999	0,0306	0.00042	0.004498	0,0306
3	3.06	3,5	0.000325	0.003481	0,0306	0.000476	0.005098	0,0306
4	3.06	3,5	0.000316	0.003384	0,0306	0.00047	0.005034	0,0306
5	3.06	3,5	0.000278	0.002977	0,0306	0.000425	0.004552	0,0306
6	3.06	3,5	0.000229	0.002453	0,0306	0.000367	0.003931	0,0306

$\Delta X < 1\% H$ étage Condition verifier

$\Delta Y < 1\% H$ étage Condition verifier

Bloc B :

Tableau V - 7 : Récapitulation de vérification de déplacement de bloc B

Niveau	Hk(m)	R	Snes X			Sens Y		
			δ_x	ΔX	1%Hetage	δY	ΔY	1%Hetage
1	4,08	3,5	0.000313	0,00446	0,0408	0.000428	0,00611	0,0408
2	3,06	3,5	0.000333	0,00356	0,0306	0.000465	0,00540	0,0306
3	3.06	3,5	0.000339	0,00363	0,0306	0.000477	0,00510	0,0306
4	3.06	3,5	0.000323	0,00345	0,0306	0.000459	0,00491	0,0306
5	3.06	3,5	0.000267	0,00285	0,0306	0.000388	0,00415	0,0306
6	3.06	3,5	0.000123	0,00131	0,0306	0.000188	0,00201	0,0306

V .5.5. Justification vis à vis de l'effet PΔ :

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des

Étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnelle. Ce

Phénomène est appelé « effet PΔ».

D'après l'article du RPA (5.9)

Les effets du 2° ordre (ou effet PΔ.) Peuvent Être négligés dans le cas des bâtiments

Si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta k / V_k \cdot h_k < 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges

D'exploitation associées au dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au

Niveau «k-1»

h_k : hauteur de l'étage « k »

$$\theta = P_k \cdot \Delta k / V_k \cdot h_k < 0,10$$

Bloc A :

Tableau V - 8 : Récapitulation de Justification vis à vis de l'effet PΔ de bloc A

Niveau	hk (m)	Pk (KN)	Sens X-X				Sens Y-Y			
			ΔK	V K (KN)	∅ k	∅k≤ 0.1	ΔK	V K (KN)	∅ k	∅ k≤ 0.1
1	3.06	26072.55	0.001435	2462.11	0.004966	C.V	0.002206	2429.27	0.007737	C.V
2	3.06	21926.71	0.002999	2361.46	0.0091	C.V	0.004498	2330.32	0.013831	C.V
6	3.06	17626.67	0.003481	2138.49	0.009377	C.V	0.005098	2111.85	0.013905	C.V
4	3.06	13339.32	0.003384	1806.46	0.008166	C.V	0.005034	1787.64	0.012276	C.V
5	3.06	9206.16	0.002977	1380.33	0.006489	C.V	0.004552	1368.43	0.010008	C.V
6	3.06	4912.47	0.002453	812.49	0.004847	C.V	0.003931	799.29	0.007895	C.V

Bloc B :

Tableau V - 9 : Récapitulation de Justification vis à vis de l'effet PΔ de bloc B

Niveau	hk (m)	Pk (KN)	Sens X-X				Sens Y-Y			
			ΔK	V K (KN)	∅ k	∅ k≤ 0.1	ΔK	V K (KN)	∅ k	∅ k≤ 0.1
1	4.08	5340.94	0,00446	940.04	0,0062	C.V	0,00611	898.57	0,0089	C.V
2	3.06	10503.05	0,00356	1626.71	0,0075	C.V	0,00540	1573.48	0,0117	C.V
6	3.06	15665.15	0,00363	2138.13	0,0086	C.V	0,00510	2088.2	0,0125	C.V
4	3.06	20827.26	0,00345	2525.9	0,0092	C.V	0,00491	2476.8	0,0134	C.V
5	3.06	25989.36	0,00285	2799.1	0,0086	C.V	0,00415	2745.28	0,0128	C.V
6	3.06	31602.16	0,00131	2958.03	0,0045	C.V	0,00201	2898.73	0,0334	C.V

V .5.6. Stabilité au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

Bloc A :

Poids de la structure : $w=26078.52$ KN

Sens X :

$L_x = 15.6$ m

$M_s = W \times L_x / 2 = 26078.52 \times (15.6 / 2) = 203412.5$ KN.m

$M_r = \sum F_i \times h_i$

Tableau V - 10 : Récapitulation de Justification Stabilité au renversement sens X de bloc A

Niveau	Hi	Fi	Mr
Story 1	3.06	2462.11	7534.057
Story 2	6.12	2361.46	14452.14
Story 3	9.18	2138.49	19631.34
Story 4	12.24	1806.46	22111.07
Story 5	15.3	1380.33	21119.05
Story 6	18.36	812.49	14917.32
			99764.9658

$\frac{203412.5}{99764.9658} = 2.0389 > 1.5$ condition vérifiée

Sens y :

$L_y = 25.57$ m

$M_s = W \times L_y / 2 = 26073.16 \times (25.57 / 2) = 333413.9$ KN.m

$M_r = \sum F_i \times h_i$

Tableau V - 11 : Récapitulation de Justification Stabilité au renversement sens Y de bloc A

Niveau	Hi	Fi	Mr
Story 1	3.06	2429.27	7433.566
Story 2	6.12	2330.32	14261.56
Story 3	9.18	2111.85	19386.78
Story 4	12.24	1787.64	21880.71
Story 5	15.3	1368.43	20936.98
Story 6	18.36	799.29	14674.96
			98574.5646

$\frac{333413.9}{98574.5646} = 3.3823 > 1.5$ condition vérifier

Bloc B :

Poids de la structure : $w = 31602.18 \text{ KN}$

Sens X :

$L_x = 27.3 \text{ m}$

$M_s = W \times L_x / 2 = 31602.18 \times (27.3 / 2) = 431369.75 \text{ KN.m}$

$M_r = \sum F \times h_i$

Tableau V - 12 : Récapitulation de Justification Stabilité au renversement sens X de bloc B

Niveau	Hi	Fi	Mr
Story 1	4,08	2958,03	12068,76
Story 2	7,14	2799,1	19985,57
Story 3	10,2	2525,9	25764,18
Story 4	13,26	2138,13	28351,60
Story 5	16,32	1626,71	26547,90
Story 6	19,38	940,04	18217,97
			130935,98

$\frac{431369.75}{130935.98} = 3.29 > 1.5$ Condition vérifiée

Sens y :

$L_y = 16.05 \text{ m}$

$M_s = W \times L_y / 2 = 31602.18 \times (16.05 / 2) = 253607.49 \text{ KN.m}$

$M_r = \sum F_i \times h_i$

Tableau V - 13 : Récapitulation de Justification Stabilité au renversement sens Y de bloc B

Niveau	Hi	Fi	Mr
Story 1	4,08	2898.73	11826,81
Story 2	7,14	2745.28	19601,99
Story 3	10,2	2476.8	25263,36
Story 4	13,26	2088.2	27689,53
Story 5	16,32	1573.48	25679,19
Story 6	19,38	898.57	17414,28
			127475,16

$\frac{431369.75}{127475.16} = 3.38 > 1.5$ Condition vérifiée

V.5.7. Vérification de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile

sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} < 0.40$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : l'aire (section brute) = $L \times e$

L : la longueur de voile en m

e : épaisseur de voile en m

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

BLOC A :

Tableau V - 14 : Récapitulation de Vérification de l'effort normal réduit de bloc A

VOILLE	Nd(MN)	Bc(m ²)	Fc28(Mpa)	V	V<0.4
V1	0.86864	0.24	25	0.144773	C.V
V2	1.09146	0.48	25	0.090955	C.V
V3	0.84084	0.24	25	0.14014	C.V
V4	0.782429	0.24	25	0.130405	C.V
V5	0.65502	0.24	25	0.10917	C.V
V6	0.56077	0.16	25	0.140193	C.V
V7	0.58417	0.16	25	0.146043	C.V
V8	0.35465	0.16	25	0.088663	C.V
V9	0.66727	0.16	25	0.166818	C.V
V10	0.85657	0.16	25	0.214143	C.V
V11	0.91301	0.16	25	0.228253	C.V
V12	1.02926	0.16	25	0.257315	C.V
V13	1.21072	0.16	25	0.30268	C.V
V14	0.6001	0.48	25	0.050008	C.V
V15	1.35856	0.4	25	0.135856	C.V
V16	0.77769	0.16	25	0.194423	C.V

V17	1.1594	0.386	25	0.120145	C.V
V19	1.34707	0.386	25	0.139593	C.V
V20	0.92767	0.48	25	0.077306	C.V
V21	0.57756	0.4	25	0.057756	C.V
V22	0.92212	0.3	25	0.122949	C.V
V23	0.92626	0.3	25	0.123501	C.V
V24	0.6001	0.3	25	0.080013	C.V
V25	0.86577	0.27	25	0.128262	C.V
V26	0.78015	0.16	25	0.195038	C.V
V27	0.89972	0.34	25	0.105849	C.V
V28	0.5155	0.16	25	0.128875	C.V
V29	0.98313	0.16	25	0.245783	C.V
V30	1.20865	0.16	25	0.302163	C.V
V31	1.06972	0.16	25	0.26743	C.V
V32	1.01249	0.34	25	0.119116	C.V
V33	0.59491	0.16	25	0.148728	C.V
V34	0.80024	0.24	25	0.133373	C.V
V35	0.50805	0.24	25	0.084675	C.V
V36	1.07719	0.48	25	0.089766	C.V
V37	0.91781	0.48	25	0.076484	C.V
V38	1.12914	0.48	25	0.094095	C.V
V39	0.56543	0.24	25	0.094238	C.V
V40	0.88988	0.24	25	0.148313	C.V
V41	0.22406	0.16	25	0.056015	C.V

BLOC B :

Tableau V - 15 : Récapitulation de Vérification de l'effort normal réduit de bloc B

VOILLE	Nd(MN)	Bc(m²)	Fc28(Mpa)	V	V<0.4
V1 V11 V27 V3	2.1	0.6	25	0.14	C.V
V10 V42	1.416	0.5	25	0.113	C.V
V12 V14 V16 V22 V24 V26	2.739	0.78	25	0.14	C.V
V13 V15 V23 V25 V28	1 225	0.16	25	0.306	C.V
V17 V18 V20 V21	2.268	0.68	25	0.133	C.V
V2	1.311	0.38	25	0.138	C.V
V29 V32 V33 V36 V37	1.066	0.3	25	0.142	C.V
V30 V31 V34 V35 V38 V39 V40 V41	1.42	0.18	25	0.316	C.V

V.5.8. Justification de la largeur des joints sismiques : [RPA 99/ V2003.A. 5.8]

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}} \quad (4-19)$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

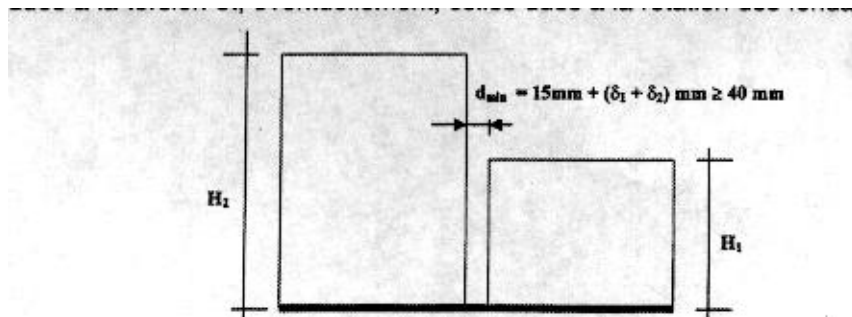


Figure V - 16 : largeur minimum du joint sismique

V.6. Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement, et respectant l'aspect architectural qui nous a permis de choisir la disposition finale des voiles, et que ce dernier a un bon comportement dynamique de la structure, après le résultat obtenu on prenant compte de modèle final pour le ferrailage de notre structure.

Chapitre VI

VI.1.Introduction :

Plancher dalle c'est un ouvrage horizontal, porteur, constitué uniquement de béton armé coffré surplace du point de vue modélisation ces dalle pleines sont supposées être prises comme des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

✓ Combinaisons de calcul :

Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des Sollicitations et de déformations de calcul sont :

Etat limite ultime « ELU »

Etat limite service « ELS »

VI.2.Sollicitations :

Le calcul de ferrailage est calculé à partir des sollicitations maximales des moments et l'effort tranchant tirées de logiciel de calcul SAFE V16 :

• Calcul de Ferrailage : [BAEL 91] :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, section rectangulaire de dimension (b x h), tel que : b=100cm, h=20cm
d=0,9×h= 0.9×20=18cm.

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_b = 14.20 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435 \text{ Mpa}$$

• les formules nécessaires :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} < 0.186 \quad \text{Pivot A : } (A_u' = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \beta = 1 - 0.4\alpha \quad , A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Vérification de l'effort tranchant [BAEL 91 .A. 5.1.2] :

il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

VI.3.BLOC A :

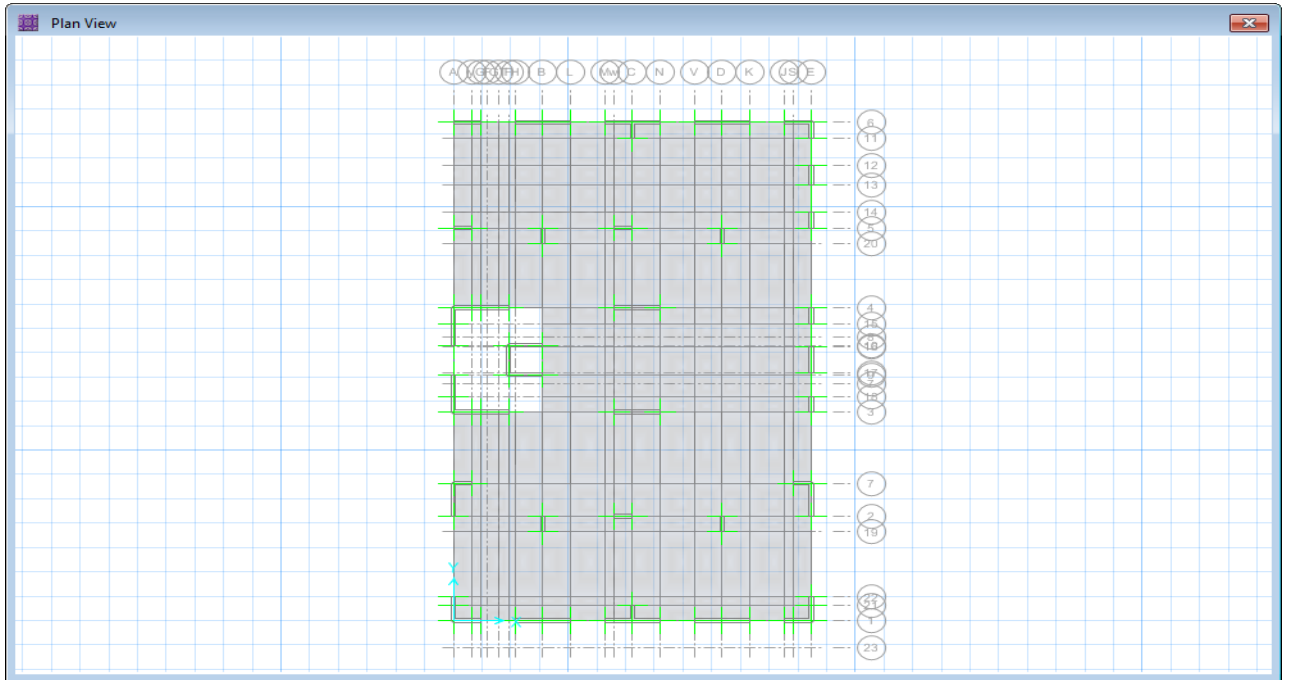


Figure VI - 1: Schéma du plan de view

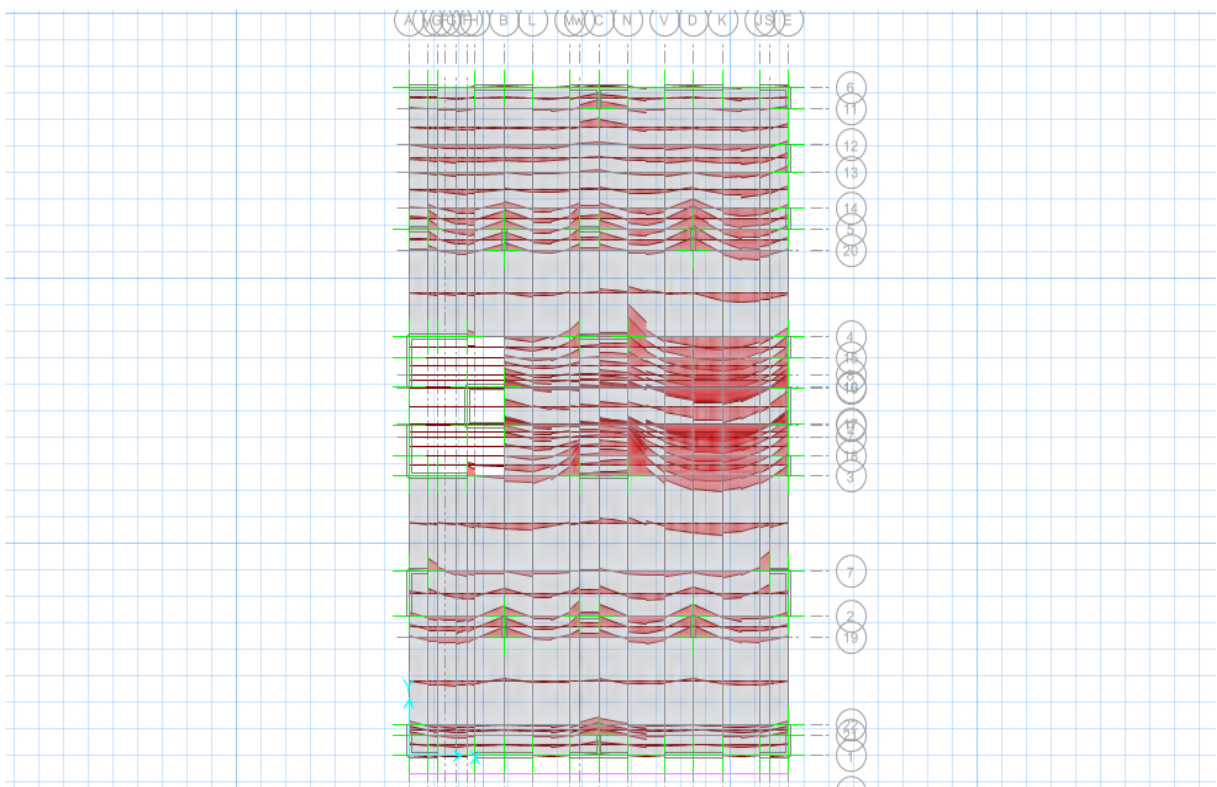


Figure VI - 2: Schéma de Diagramme des Moment en suivant L'Axe (X-X)

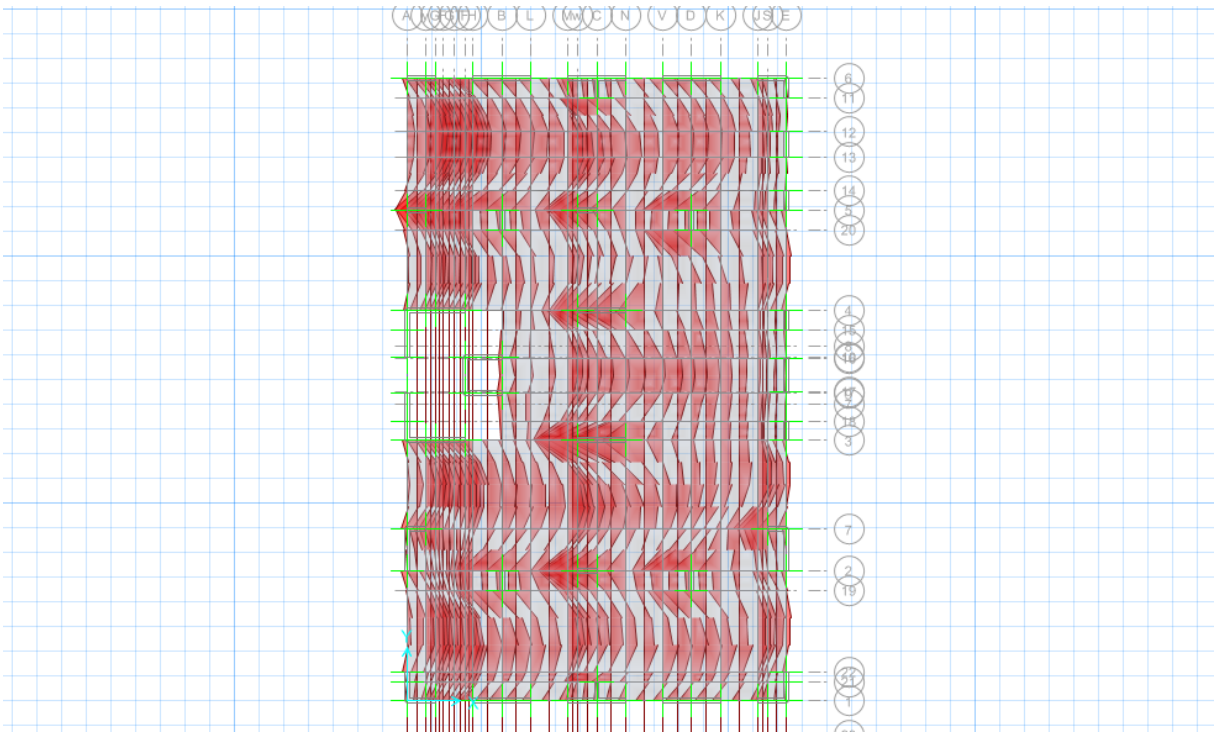


Figure VI - 3: Schéma de Diagramme des Moment en suivant L'Axe (Y-Y)

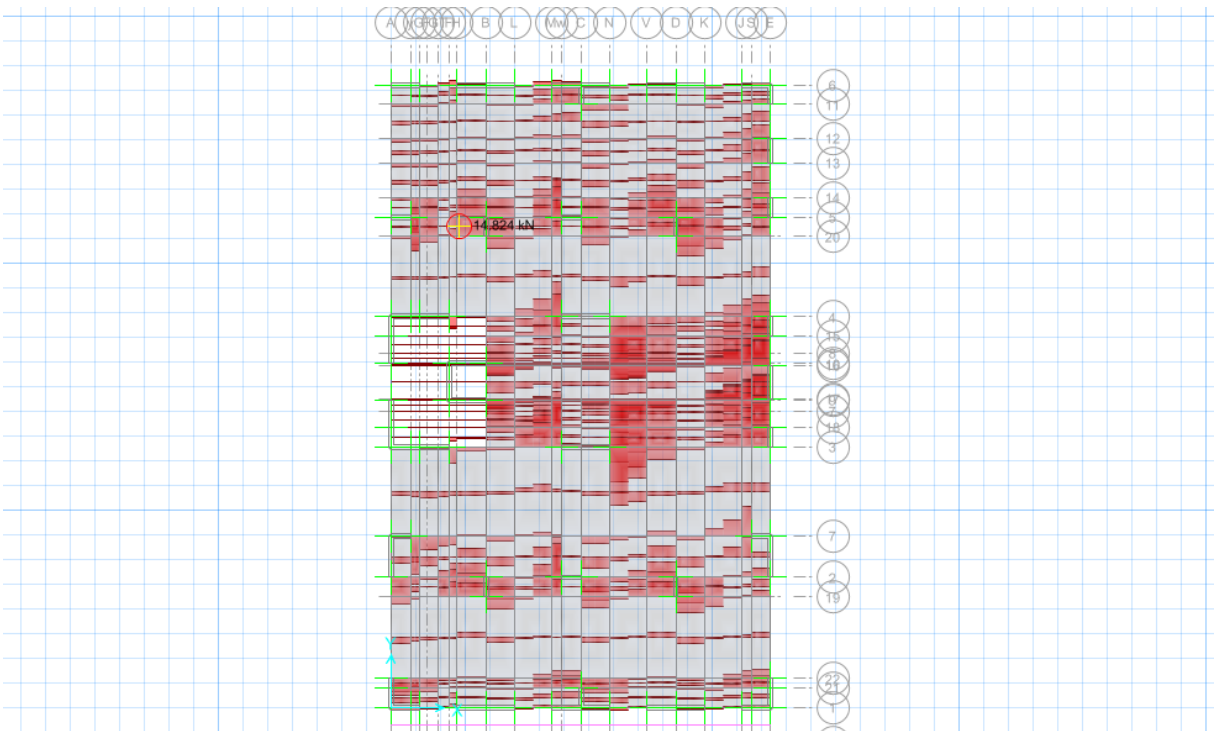


Figure VI - 4: Schéma de Diagramme des des efforts tranchants suivant L'Axe (X-X)

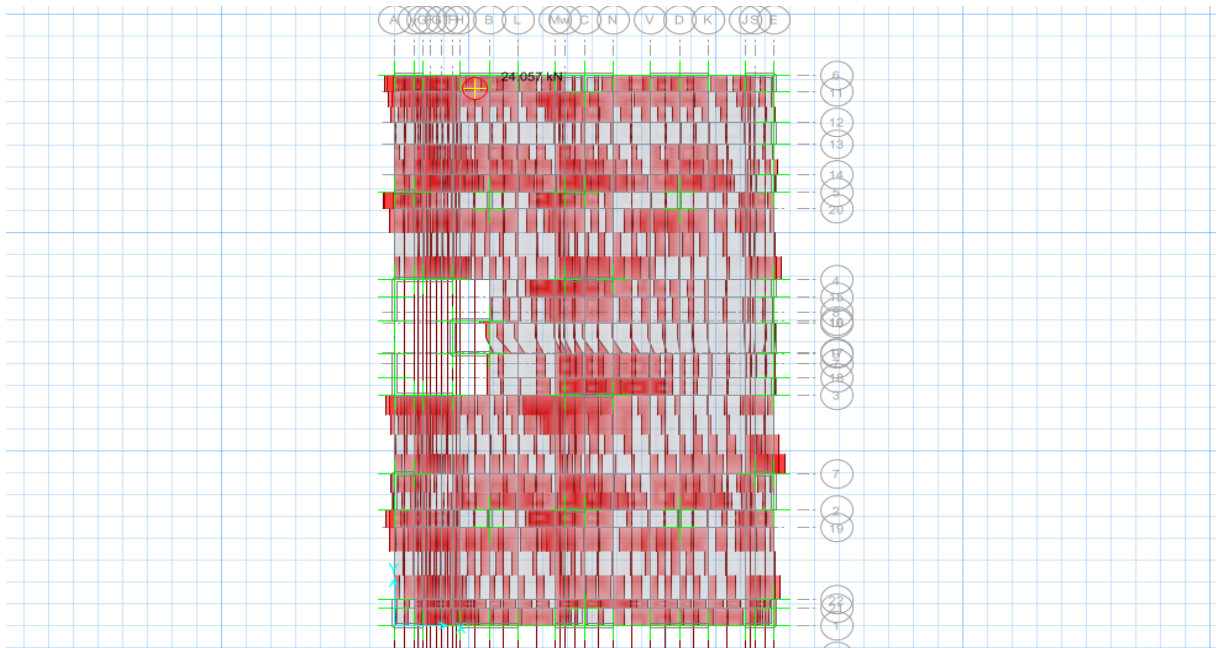


Figure VI - 5: Schéma de Diagramme des des efforts tranchants suivant L' Axe (Y-Y)

Les sollicitations maximales sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI - 1: évaluation des sollicitations « ELU, ELS » de bloc A

			Moment(KN) ELU	Moment(KN) ELS	Tmax (KN)
RDC	Suivant x	En travée	30.689	22.3127	67.385
		En appuis	-83.1123	-60.428	
	Suivant Y	En travée	21.4142	15.5975	
		En appuis	-56.1855	-40.8504	
Etage 1	Suivant X	En travée	30.77033	22.3229	67.563
		En appuis	-.83.2305	-60.5125	
	Suivant Y	En travée	21.4142	15.57	
		En appuis	-56.3536	-40.9703	
Etage 2	Suivant x	En travée	30.7043	22.3225	67.57
		En appuis	-83.2317	-60.5133	
	Suivant Y	En travée	21.4219	15.5726	
		En appuis	-56.3612	-40.9749	
Etage 3	Suivant x	En travée	30.69	22.3133	67.392
		En appuis	-83.1136	-60.4288	
	Suivant Y	En travée	21.4573	15.6002	
		En appuis	-56.1931	-40.855	
Etage 4	Suivant x	En travée	30.77036	22.323	67.566
		En appuis	-83.2297	-60.5121	
	Suivant Y	En travée	21.4152	15.5705	

Chapitre VI : Etude des planchers dalle pleine

		En appuis	-56.3555	-40.9714	
Etage 5	Suivant x	En travée	33.8552	24.7889	66.416
		En appuis	-77.0272	-56.3998	
	Suivant Y	En travée	22.8104	16.7017	
		En appuis	-62.0859	-45.4595	

Tableau VI - 2 : Récapitulation du ferrailage des dalles pleines BLOC A

			Moment (KN.m)	μ	α	β	Section A_s (cm ²)	Choix de section
RDC	Suivant x	En travée	30.689	0.066704	0.086363	0.965455	4.059654	6T10
		En appuis	-83.1123	0.180647	0.251012	0.899595	11.79931	6T10 + 6T14
	Suivant Y	En travée	21.4142	0.046545	0.059602	0.976159	2.801685	6T10
		En appuis	-56.1855	0.122121	0.163321	0.934672	7.67721	6T10+ 6T10
Etage 1	Suivant X	En travée	30.77033	0.06688	0.0866	0.96536	4.070813	6T10
		En appuis	-83.2305	0.180904	0.251414	0.899434	11.8182	6T10 + 6T14
	Suivant Y	En travée	21.4142	0.046545	0.059602	0.976159	2.801685	6T10
		En appuis	-56.3536	0.122487	0.163846	0.934461	7.701911	6T10+ 6T10
Etage 2	Suivant x	En travée	30.7043	0.066737	0.086408	0.965437	4.061753	6T10
		En appuis	-83.2317	0.180907	0.251418	0.899433	11.81839	6T10 + 6T14
	Suivant Y	En travée	21.4219	0.046561	0.059624	0.976151	2.802718	6T10
		En appuis	-56.3612	0.122503	0.16387	0.934452	7.703028	6T10+ 6T10
Etage 3	Suivant x	En travée	30.69	0.066706	0.086366	0.965454	4.059791	6T10
		En appuis	-83.1136	0.18065	0.251017	0.899593	11.79951	6T10 + 6T14
	Suivant Y	En travée	21.4573	0.046638	0.059725	0.97611	2.807466	6T10
		En appuis	-56.1931	0.122138	0.163345	0.934662	7.678327	6T10+ 6T10
Etage 4	Suivant x	En travée	30.77036	0.06688	0.0866	0.96536	4.070817	6T10
		En appuis	-83.2297	0.180903	0.251411	0.899435	11.81807	6T10 + 6T14
	Suivant Y	En travée	21.4152	0.046547	0.059604	0.976158	2.80182	6T10
		En appuis	-56.3555	0.122491	0.163852	0.934459	7.702191	6T10+ 6T10
Etage 5	Suivant x	En travée	33.8552	0.073585	0.095641	0.961744	4.495772	6T10
		En appuis	-77.0272	0.167421	0.230535	0.907786	10.83675	6T10+ 6T12
	Suivant Y	En travée	22.8104	0.049579	0.063592	0.974563	2.989242	6T10
		En appuis	-62.0859	0.134946	0.18192	0.927232	8.551511	6T10+ 6T10

Tableau VI - 3 : Récapitulation du ferrailage des dalles pleines (résumé)

			Choix de section	Section $A_s(\text{cm}^2)$
Les étages courants	Sens X	En travée	6T10	4.710
		En appuis	6T10 filantes + 6T14 Chapeaux.	13.944
	Sen Y	En travée	6T10	4.710
		En appuis	6T10 filantes + 6T10 Chapeaux.	9.42
Terrasse	Sens X	En travée	6T10	4.710
		En appuis	6T10 filantes + 6T12 chapeaux	11.496
	Sen Y	En travée	6T10	4.710
		En appuis	6T10 filantes + 6T10 Chapeaux.	9.42

Condition de non fragilité : [BAEL91.A.4.2]

En Travée et en appuis :

$$F_{t28} = 0.6 + (0.06 \times F_{c28}) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{500} = 1.449 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau VI - 4 : vérification de condition de non fragilité des dalles pleines

			Section $A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_s > A_{\min}$
Les étages courants	Sens X	En travée	4.710	1.449	Condition vérifiée.
		En appuis	13.944	1.449	Condition vérifiée.
	Sen Y	En travée	4.710	1.449	Condition vérifiée.
		En appuis	9.42	1.449	Condition vérifiée.
Terrasse	Sens X	En travée	4.71	1.449	Condition vérifiée.
		En appuis	11.496	1.449	Condition vérifiée.
	Sen Y	En travée	4.710	1.449	Condition vérifiée.
		En appuis	9.42	1.449	Condition vérifiée.

Section minimale d'armatures des armatures : [BAEL.A.B.7.4]

$$A_{y\min} = 0.06\% \times B \times (FeE 500) = 0.06\% \times 1 \times 0.2 = 1.2 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{x\min} = A_{y\min} \times \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} = 1.2 \times \frac{3 - 0.728}{2} = 1.3632 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures de répartition [RPA 99/V 2003] :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4}$$

Tableau VI - 5 : Récapitulation Armatures de répartition des dalles pleines

			Section(cm ²)	A _{rep} (cm ²)	choix	Section(cm ²)
Les étages courants	Sens X	En travée	4.710	1.1775	3T10	2.355
		En appuis	13.944	3.486	3T12	3.393
	Sen Y	En travée	4.710	1.1775	3T12	3.393
		En appuis	9.42	2.355	3T10	2.355
Terrasse	Sens X	En travée	4.710	1.1775	3T10	2.355
		En appuis	11.496	2.874	3T12	3.393
	Sen Y	En travée	4.710	1.1775	3T10	2.355
		En appuis	9.42	2.355	3T10	2.355

Vérification de la disposition des armatures [BAEL91 A.8.2.42] :

a) Armatures longitudinal:

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = (60\text{cm}, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

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

b) Armatures de répartitions :

$$St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = (80\text{cm}, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$St = 30\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \text{CV.}$$

VI .3.1.Vérification ELU :

Tableau VI - 6 : Vérification de l'effort tranchant des dalles pleines

	Vmax (KN)	τ_u (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
RDC	67.385	0.374361	Condition vérifiée
Etage 1	67.563	0.37535	Condition vérifiée
Etage 2	67.57	0.375389	Condition vérifiée
Etage 3	67.392	0.3744	Condition vérifiée
Etage 4	67.566	0.375367	Condition vérifiée
Etage 5	66.416	0.368978	Condition vérifiée

VI .3.2.Les vérifications a ELS :

Vérification des contraintes :

1) vérifie la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

$$\text{On doit vérifier } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28}$$

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (Au + A'u)$$

$$E = \frac{30}{b} (Au d + A'u d)$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + (15A_u (d-y)^2)$$

Tableau VI - 7 : La position de l'axe neutre et moment d'inertie

			Section(cm ²)	D(cm)	E(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)
RDC	Suivant x	En travée	4.710	0.7065	25.434	1.575855	19188.46
		En appuis	13.944	2.0916	75.2976	2.188446	52640.47
	Suivant Y	En travée	4.710	0.7065	25.434	1.575855	19188.46
		En appuis	9.24	1.386	49.896	1.954808	35931.32
Etage 1	Suivant X	En travée	4.710	0.7065	25.434	1.575855	19188.46
		En appuis	13.944	2.0916	75.2976	2.188446	52640.47
	Suivant Y	En travée	4.710	0.7065	25.434	1.575855	19188.46
		En appuis	9.24	1.386	49.896	1.954808	35931.32
Etage 2	Suivant x	En travée	4.710	0.7065	25.434	1.575855	19188.46
		En appuis	13.944	2.0916	75.2976	2.188446	52640.47
	Suivant Y	En travée	4.710	0.7065	25.434	1.575855	19188.46
		En appuis	9.24	1.386	49.896	1.954808	35931.32
Etage 3	Suivant x	En travée	4.710	0.7065	25.434	1.575855	19188.46
		En appuis	13.944	2.0916	75.2976	2.188446	52640.47
	Suivant Y	En travée	4.710	0.7065	25.434	1.575855	19188.46
		En appuis	9.24	1.386	49.896	1.954808	35931.32
Etage 4	Suivant x	En travée	4.710	0.7065	25.434	1.575855	19188.46
		En appuis	13.944	2.0916	75.2976	2.188446	52640.47
	Suivant Y	En travée	4.710	0.7065	25.434	1.575855	19188.46
		En appuis	9.24	1.386	49.896	1.954808	35931.32
Etage 5	Suivant x	En travée	4.710	0.7065	25.434	1.575855	19188.46
		En appuis	11.496	1.7244	62.0784	2.079487	44006.86
	Suivant Y	En travée	4.710	0.7065	25.434	1.575855	19188.46
		En appuis	9.24	1.386	49.896	1.954808	35931.32

Tableau VI - 8 vérification de la contrainte dans le béton

			Moment (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
RDC	Suivant x	En travée	22.3127	1.832432847	15	C.V
		En appuis	60.428	2.512200125	15	C.V
	Suivant Y	En travée	15.5975	1.280946337	15	C.V
		En appuis	40.8504	2.222425636	15	C.V
Etage 1	Suivant X	En travée	22.3229	1.833270523	15	C.V
		En appuis	60.5125	2.515713081	15	C.V
	Suivant Y	En travée	15.57	1.278687896	15	C.V
		En appuis	40.9703	2.228948677	15	C.V
Etage 2	Suivant x	En travée	22.3225	1.833237673	15	C.V
		En appuis	60.5133	2.51574634	15	C.V
	Suivant Y	En travée	15.5726	1.278901422	15	C.V
		En appuis	40.9749	2.229198936	15	C.V
Etage 3	Suivant x	En travée	22.3133	1.832482122	15	C.V
		En appuis	60.4288	2.512233384	15	C.V
	Suivant Y	En travée	15.6002	1.281168075	15	C.V
		En appuis	40.855	2.222675895	15	C.V
Etage 4	Suivant x	En travée	22.323	1.833278736	15	C.V
		En appuis	60.5121	2.515696452	15	C.V
	Suivant Y	En travée	15.5705	1.278728959	15	C.V
		En appuis	40.9714	2.229008521	15	C.V
Etage 5	Suivant x	En travée	24.7889	2.035791034	15	C.V
		En appuis	56.3998	2.665099341	15	C.V
	Suivant Y	En travée	16.7017	1.371628879	15	C.V
		En appuis	45.4595	2.473179166	15	C.V

Contrainte de compression dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ Mpa}$$

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

Tableau VI - 9 : Vérification de la contrainte de compression dans l'acier σ_s

			Moment (KN.m)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
RDC	Suivant x	En travée	22.3127	286.4745	435	C.V
		En appuis	60.428	272.2603	435	C.V
	Suivant Y	En travée	15.5975	200.2575	435	C.V
		En appuis	40.8504	273.6273	435	C.V
Etage 1	Suivant X	En travée	22.3229	286.6055	435	C.V
		En appuis	60.5125	272.641	435	C.V
	Suivant Y	En travée	15.57	199.9045	435	C.V
		En appuis	40.9703	274.4304	435	C.V
Etage 2	Suivant x	En travée	22.3225	286.6003	435	C.V
		En appuis	60.5133	272.6446	435	C.V
	Suivant Y	En travée	15.5726	199.9378	435	C.V
		En appuis	40.9749	274.4612	435	C.V
Etage 3	Suivant x	En travée	22.3133	286.4822	435	C.V
		En appuis	60.4288	272.2639	435	C.V
	Suivant Y	En travée	15.6002	200.2922	435	C.V
		En appuis	40.855	273.6581	435	C.V
Etage 4	Suivant x	En travée	22.323	286.6068	435	C.V
		En appuis	60.5121	272.6392	435	C.V
	Suivant Y	En travée	15.5705	199.9109	435	C.V
		En appuis	40.9714	274.4378	435	C.V
Etage 5	Suivant x	En travée	24.7889	318.2666	435	C.V
		En appuis	56.3998	306.0593	435	C.V
	Suivant Y	En travée	16.7017	214.4344	435	C.V
		En appuis	45.4595	304.5003	435	C.V

Etat limite de déformation :

on doit vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad \frac{0.20}{1} = 0.20 \geq 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Ma}$$

$$A_t \leq \frac{4.2bd}{f_e} = \frac{4.2 \times 100 \times 18}{500} = 15.12 \text{ cm}^2$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau VI - 10 : Vérification de Etat limite de déformation

			Moment (KN.m)	$\frac{Mt}{10Ma}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Ma}$	$A_t \leq \frac{4.2bd}{f_e}$
RDC	Sens X	En travée	22.3127	0.036924	C.V	C.V
		En appuis	60.428			
Etage 1	Sens Y	En travée	15.5975	0.038182	C.V	C.V
		En appuis	40.8504			
	Sens X	En travée	22.3229	0.03689	C.V	C.V
		En appuis	60.5125			
Etage 2	Sen Y	En travée	15.57	0.038003	C.V	C.V
		En appuis	40.9703			
	Sens X	En travée	22.3225	0.036889	C.V	C.V
En appuis		60.5133				
Etage 3	Sen Y	En travée	15.5726	0.038005	C.V	C.V
		En appuis	40.9749			
	Sens X	En travée	22.3133	0.036925	C.V	C.V
		En appuis	60.4288			
Etage 4	Sen Y	En travée	15.6002	0.038184	C.V	C.V
		En appuis	40.855			
	Sens X	En travée	22.323	0.03689	C.V	C.V
		En appuis	60.5121			
Etage 5	Sen Y	En travée	15.5705	0.038003	C.V	C.V
		En appuis	40.9714			
	Sens X	En travée	24.7889	0.043952	C.V	C.V
		En appuis	56.3998			
Etage 5	Sen Y	En travée	16.7017	0.03674	C.V	C.V
		En appuis	45.4595			

VI.4.BLOC B :

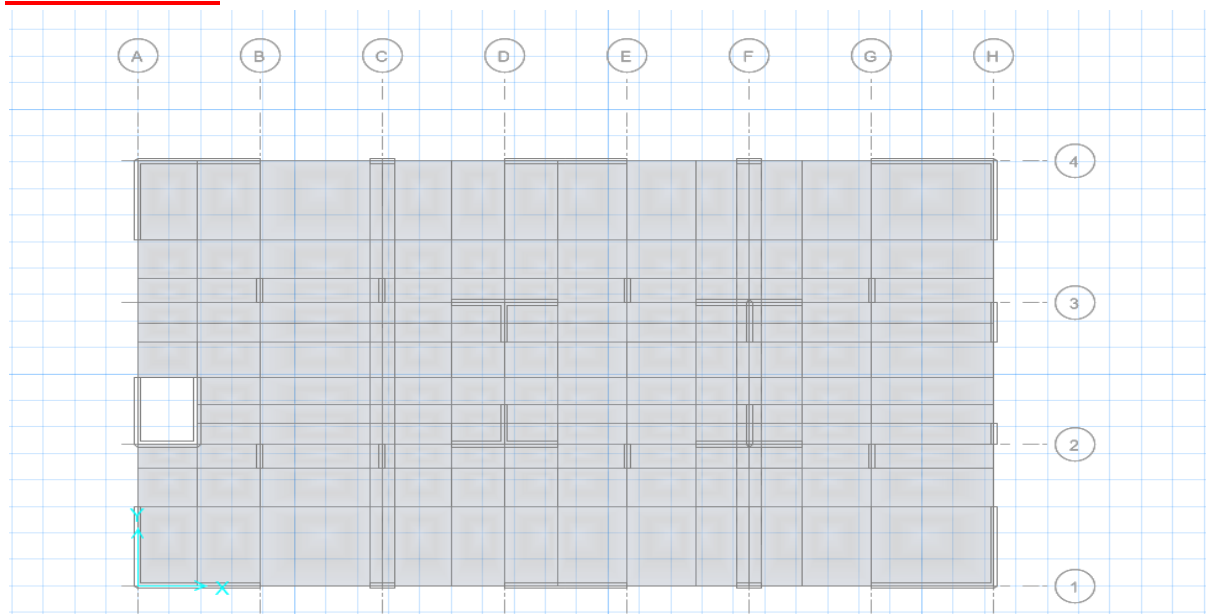


Figure VI - 6: Schéma du plan de view BLOC B

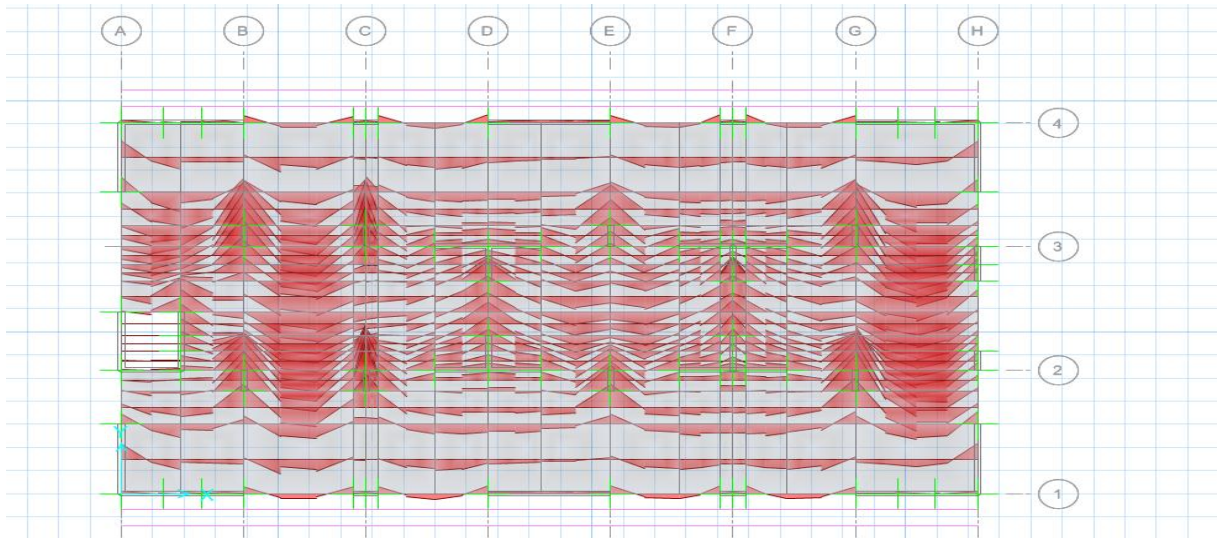


Figure VI - 7: Schéma de Diagramme des Moment en suivant L' Axe (X-X)

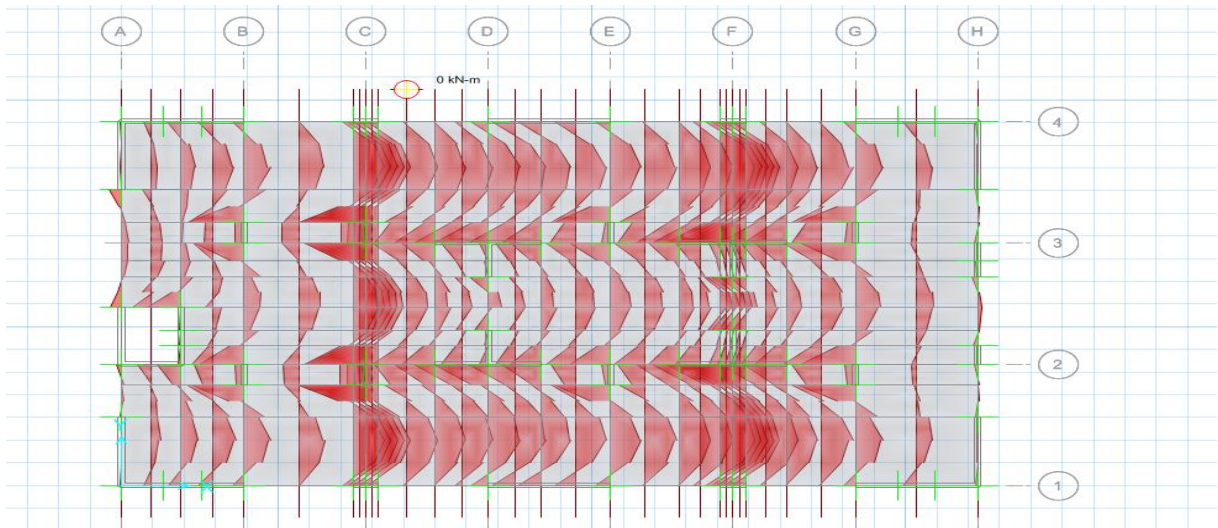


Figure VI - 8: Schéma de Diagramme des Moment en suivant L' Axe (Y-Y)

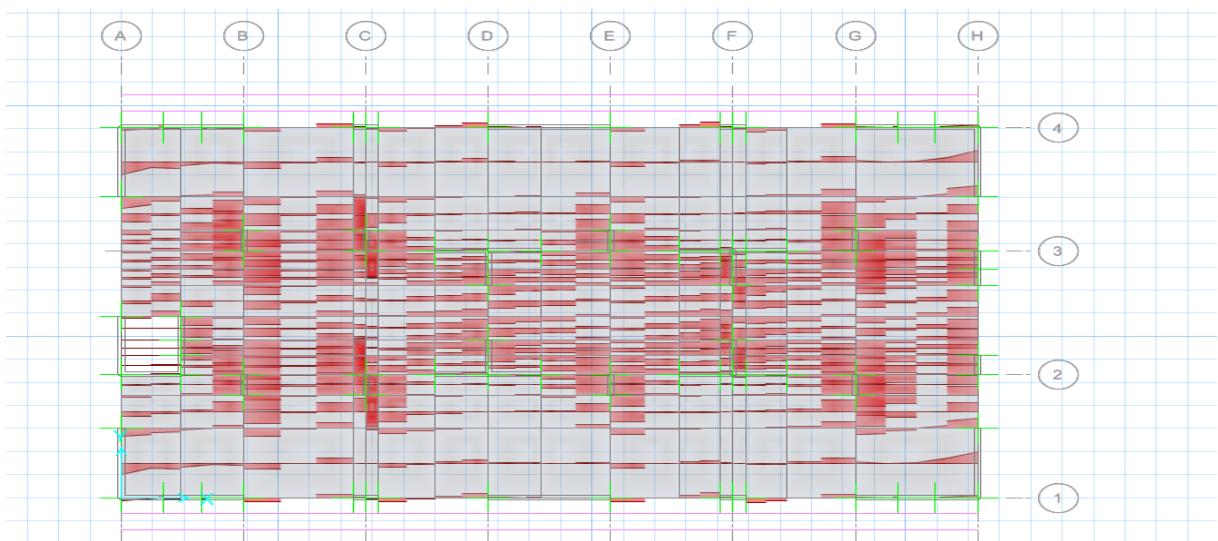


Figure VI - 9: Schéma de Diagramme des des efforts tranchants suivant L' Axe (X-X)

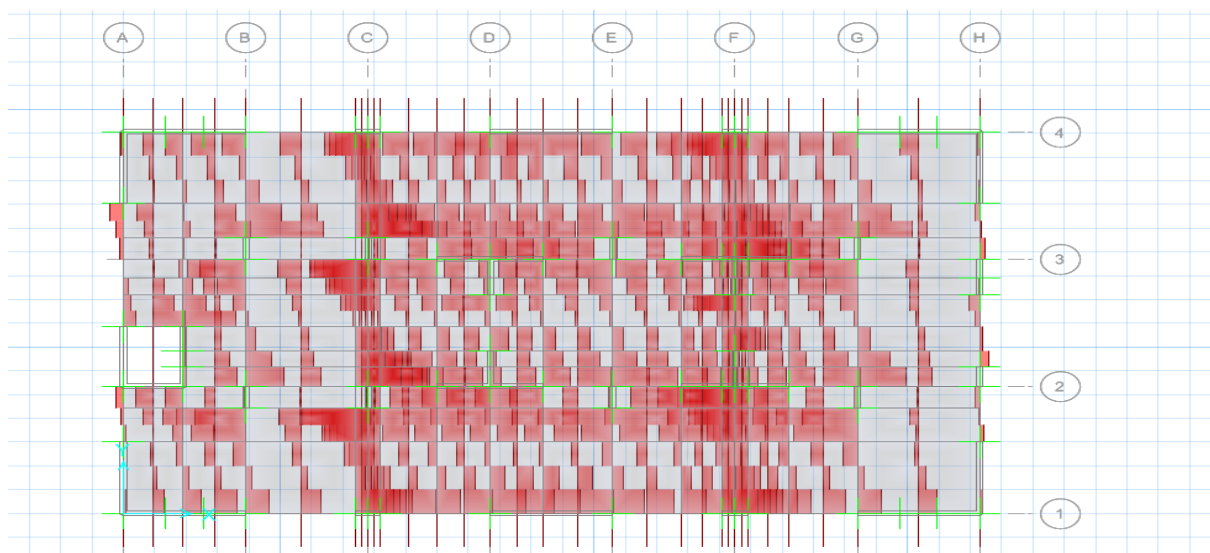


Figure VI - 10: Schéma de Diagramme des des efforts tranchants suivant L' Axe (Y-Y)

Tableau VI - 11 : évaluation des sollicitations « ELU, ELS »

			Moment(KN) ELU	Moment(KN) ELS	Tmax (KN)
RDC	Suivant x	En travée	17.32	12.59	62.623
		En appuis	28.06	20.42	
	Suivant Y	En travée	16.73	12.22	
		En appuis	35.21	25.61	
Etage 1	Suivant x	En travée	16.78	12.20	62.703
		En appuis	28.44	20.69	
	Suivant Y	En travée	16.38	11.97	
		En appuis	35.34	25.69	
Etage 2	Suivant x	En travée	16.78	12.20	62.703
		En appuis	28.44	20.69	
	Suivant Y	En travée	16.38	11.97	
		En appuis	35.34	25.69	
Etage 3	Suivant x	En travée	16.78	12.20	62.703
		En appuis	28.44	20.69	
	Suivant Y	En travée	16.38	11.97	
		En appuis	35.34	25.69	
Etage 4	Suivant x	En travée	16.78	12.20	62.703
		En appuis	28.44	20.69	
	Suivant Y	En travée	16.38	11.97	
		En appuis	35.34	25.69	
Etage 5	Suivant x	En travée	19.30	14.13	72
		En appuis	39.15	28.66	
	Suivant Y	En travée	24.27	17.77	
		En appuis	34.13	24.98	

Tableau VI - 12 : Récapitulation du ferrailage des dalles pleines

			Moment (KN.m)	μ	α	β	Section A_s (cm ²)	Choix de section
RDC	Suivant x	En travée	17.32	0,037	0.04	0.177	2.81	5T10 filantes +5T10chapeaux
		En appuis	28.06	0,060	0.07	0.174	4.63	5T10 filantes +5T10chapeaux
	Suivant Y	En travée	16.73	0,036	0.045	0.176	2.73	5T10 filantes +5T10chapeaux
		En appuis	35.21	0,076	0.098	0.172	5.88	5T10 filantes +5T10chapeaux
Etage 1-2-3- 4	Suivant X	En travée	16.78	0,036	0,045	0.746	2.74	5T10 filantes +5T10chapeaux
		En appuis	28.44	0,061	0,078	0,174	4.69	5T10 filantes +5T10chapeaux
	Suivant Y	En travée	16.38	0,035	0,044	0,176	2.67	5T10 filantes +5T10chapeaux
		En appuis	35.34	0,076	0,098	0,172	5.90	5T10 filantes +5T10chapeaux
Etage 5	Suivant x	En travée	19.30	0,042	0,176	3.15	0,176	5T10 filantes +5T10chapeaux
		En appuis	39.15	0,085	0,172	6.54	0,172	5T10 filantes +5T10chapeaux
	Suivant Y	En travée	24.27	0,052	0,175	3.98	0,175	5T10 filantes +5T10chapeaux
		En appuis	34.13	0,074	0,173	4.01	0,173	5T10 filantes +5T10chapeaux

condition de non fragilité : [BAEL91.A 5.3]

en Travée et en appuis :

$$A_{ymin}=0,06\% \times B \times (FeE 500) = 0,06\% \times 1 \times 0,2 = 1,2 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{xmin} = A_{ymin} \times \frac{3 - \frac{lx}{ly}}{2} = 1.2 \times \frac{3 - 0.728}{2} = 1.136 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau VI - 13 : vérification de condition de non fragilité des dalles pleines

		Section A_s (cm ²)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_s > A_{min}$
Sens X	En travée	7,85	1.136	Condition vérifiée.
	En appuis	7,85	1.136	Condition vérifiée.
Sen Y	En travée	7,85	1.2	Condition vérifiée.
	En appuis	7,85	1.2	Condition vérifiée.

Vérification de la disposition des armatures [BAEL91 A.8.2.42] :

a) Armatures longitudinal:

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = (60\text{cm}, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

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

b) Armatures de répartitions :

$$St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = (80\text{cm}, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$St = 30\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \text{CV.}$$

VI .4.1.Vérification ELU :

Tableau VI - 14 : Vérification de l'effort tranchant des dalles pleines

	Vmax (KN)	τ_u (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
RDC	62.623	0.347	Condition vérifiée
Etage Courant	62.703	0.348	Condition vérifiée
Etage 5	72	0.4	Condition vérifiée

VI .4.2.Vérification ELS :

Vérification des contraintes :

Tableau VI - 15 : La position de l'axe neutre et moment d'inertie

			Section(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)
RDC	Suivant x	En travée	7,85	5.08	21100,55
		En appuis	7,85	5.08	21100,55
	Suivant Y	En travée	7,85	5.08	21100,55
		En appuis	7,85	5.08	21100,55
Etage Courant	Suivant x	En travée	7,85	5.08	21100,55
		En appuis	7,85	5.08	21100,55
	Suivant Y	En travée	7,85	5.08	21100,55
		En appuis	7,85	5.08	21100,55
Terrasse	Suivant x	En travée	7,85	5.08	21100,55
		En appuis	7,85	5.08	21100,55
	Suivant Y	En travée	7,85	5.08	21100,55
		En appuis	7,85	5.08	21100,55

Tableau VI - 16 : Vérification de la contrainte dans le béton (σ_{bc})

			Moment (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
RDC	Suivant x	En travée	12.59	3,03	15	C.V
		En appuis	20.42	4,92	15	C.V
	Suivant Y	En travée	12.22	2,94	15	C.V
		En appuis	25.61	6,17	15	C.V
Etage Courant	Suivant x	En travée	12.20	2,94	15	C.V
		En appuis	20.69	4,98	15	C.V
	Suivant Y	En travée	11.97	2,88	15	C.V
		En appuis	25.69	6,18	15	C.V
Terrasse	Suivant x	En travée	14.13	3,39	15	C.V
		En appuis	28.66	6,90	15	C.V
	Suivant Y	En travée	17.77	4,28	15	C.V
		En appuis	24.98	6,01	15	C.V

Contrainte de compression dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ Mpa}$$

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

Tableau VI - 17 : Vérification de la contrainte de compression dans l'acier σ_s

			Moment (KN.m)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)	$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$
RDC	Suivant x	En travée	12.59	106,68	435	C.V
		En appuis	20.42	173,03	435	C.V
	Suivant Y	En travée	12.22	103,55	435	C.V
		En appuis	25.61	217,01	435	C.V
Etage Courant	Suivant X	En travée	12.20	103,38	435	C.V
		En appuis	20.69	175,32	435	C.V
	Suivant Y	En travée	11.97	101,43	435	C.V

		En appuis	25.69	217,69	435	C.V
Terrasse	Suivant x	En travée	14.13	119,48	435	C.V
		En appuis	28.66	242,86	435	C.V
	Suivant Y	En travée	17.77	150,58	435	C.V
		En appuis	24.98	211,67	435	C.V

Etat limite de déformation :

on doit vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad \frac{0.20}{1} = 0.20 \geq 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10Ma}$$

$$A_t \leq \frac{4.2bd}{f_e} = \frac{4.2 \times 100 \times 18}{500} = 15.12 \text{ cm}^2$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau VI - 18 : Vérification de Etat limite de déformation

			Moment (KN.m)	$\frac{M_t}{10Ma}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10Ma}$	$A_t \leq \frac{4.2bd}{f_e}$
RDC	Sens X	En travée	12.59	0.061	C.V	C.V
		En appuis	20.42			
	Sens Y	En travée	12.22	0.047	C.V	C.V
		En appuis	25.61			
Etage Courant	Sens X	En travée	12.20	0.058	C.V	C.V
		En appuis	20.69			
	Sen Y	En travée	11.97	0.046	C.V	C.V
		En appuis	25.69			
Terrasse	Sens X	En travée	14.13	0.049	C.V	C.V
		En appuis	28.66			
	Sen Y	En travée	17.77	0.071	C.V	C.V
		En appuis	24.98			

VI.5. Vérification du poinçonnement des dalles: [BAEAL .A.5.2,42]

Sous l'action de forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par effort tranchant. Cette vérification s'effectue comme suit :

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

$$Q_u \leq 0.045 \times u_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Expression dans laquelle on désigne par :

Q_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

h_t : l'épaisseur totale de la dalle.

u_c : périmètre du contour défini en A.3.2,5 (BAEL99) au niveau du feuillet moyen.

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35(8.53) + 1.5(1) = 13.0155 \text{ KN/ml}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$u_c = 2 \times (U+V)$$

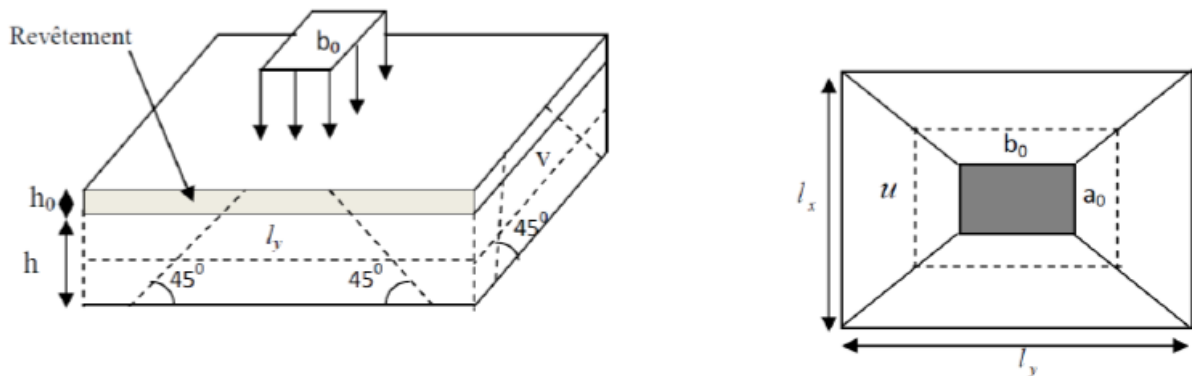


Figure VI - 11: schéma représentatif de la surface d'impact

$(a_0 \times b_0)$: surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$(U \times V)$: surface d'impact.

$$U = a_0 + h + 2 \times \xi \times h_0$$

$$V = b_0 + h + 2 \times \xi \times h_0$$

On a : une vitesse $V = 1 \text{ m/s}$ $a_0 = b_0 = 80 \text{ cm}$

$\xi = 1$ (revêtement en béton).

Revêtement en béton d'épaisseur $h_0 = 5 \text{ cm}$.

$$U = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 107 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 107 \text{ cm}$$

$$u_c = 2 \times (80 + 80) = 320 \text{ cm}$$

$$Q_u \leq 0.045 \times 3.2 \times 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 480 \text{ KN}$$

$$Q_u = 13.0155 \leq 480 \text{ KN} \dots \text{ Conditions vérifiées .}$$

Donc : La dalle résiste au poinçonnement.

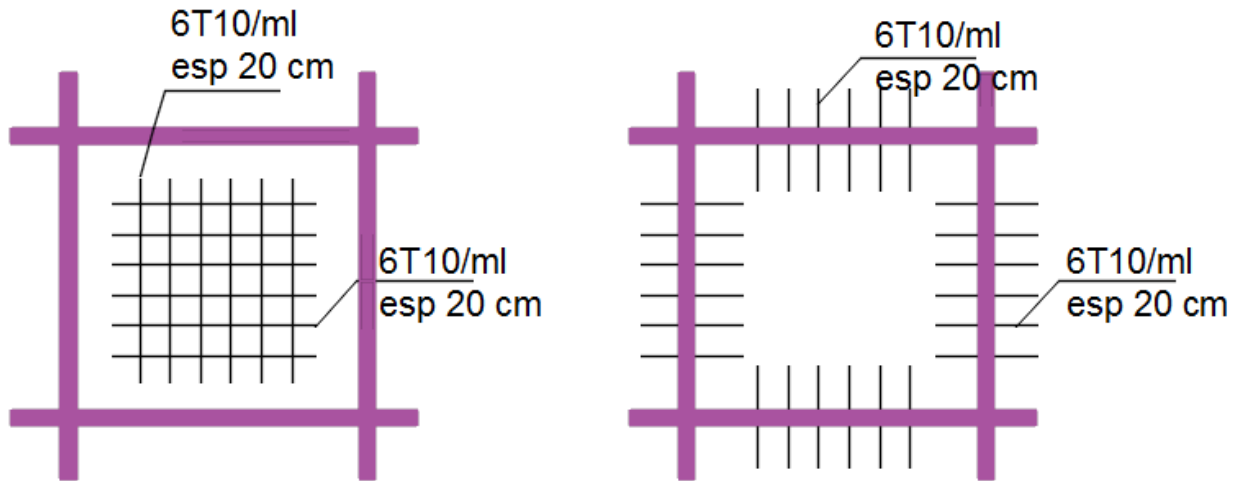


Figure VI - 12 : schéma de ferrailage du la dalle bloc A

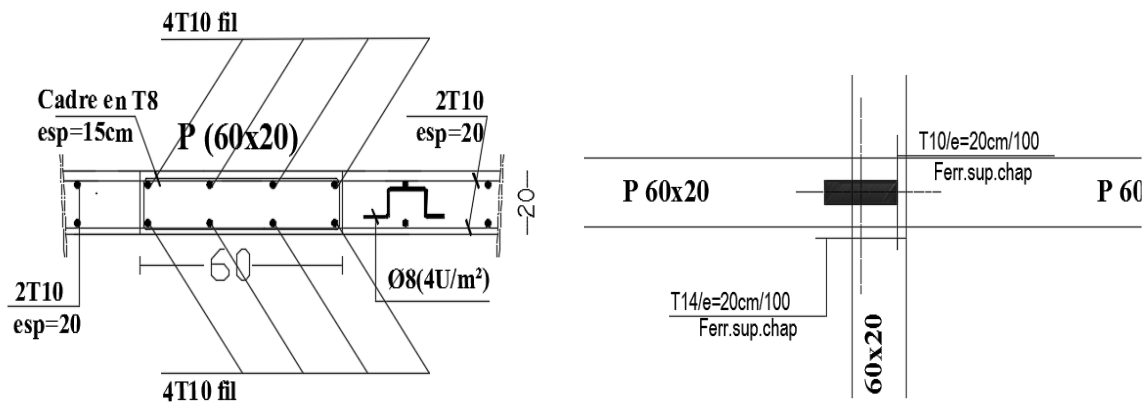


Figure VI - 13 : schéma ferrailage de coupe et de chapeau du la dalle bloc A

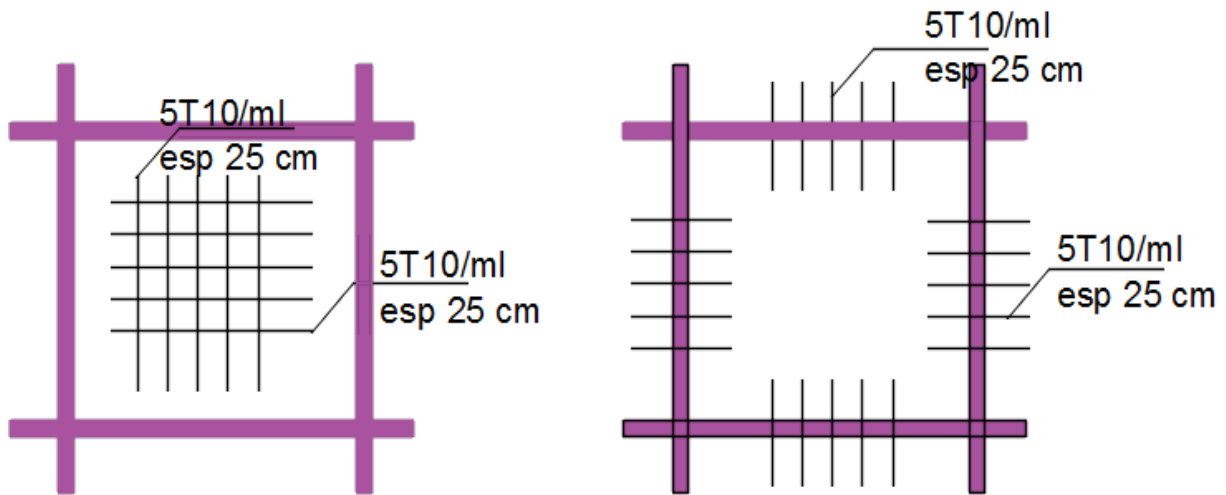


Figure VI - 14 : schéma de ferrailage du la dalle bloc B

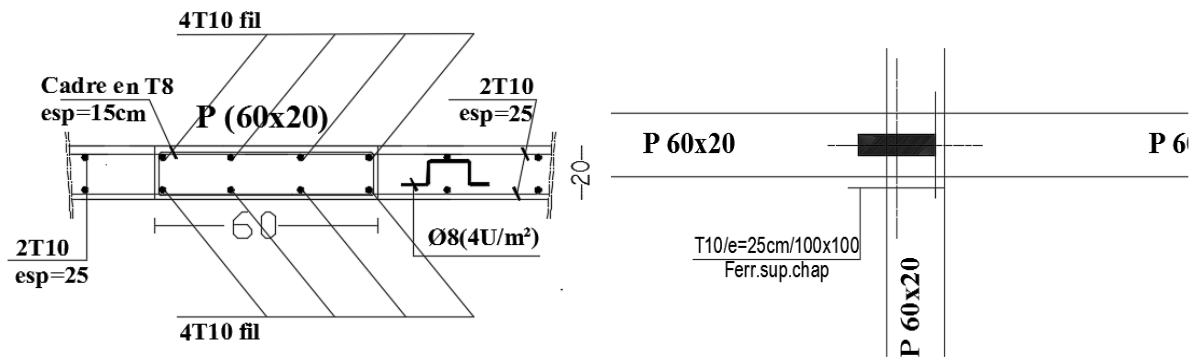


Figure VI - 15 : schéma ferrailage de coupe et de chapeau du la dalle bloc B

VI .6.Etude de la Dalle machine :

VI .6.1.Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de L'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

VI.6.2 Pré dimensionnement :

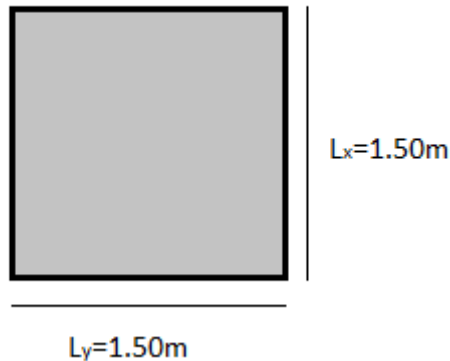


Figure VI - 16 : Dimension de la Dalle machine

VI.6.3. Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{1.5} = 1 > 0.4 \implies \text{Donc la dalle portent dans les deux sens}$$

D'après le tableau de coefficients μ_x , μ_y annexe n°5:

ELU : $\mu_x = 0,037$	ELS: $\mu_x = 0.044$
$\mu_y = 1.0$	$\mu_y = 1.0$

Evaluation des charges :

$$G = 28.91 \text{ kN/m}^2, Q = 2.11 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = (1.35 \times 28.91 + 1.5 \times 2.11) \times 1 \text{ ml} = 42.19 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_s = (28.91 + 2.11) \times 1 \text{ ml} = 31.01 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments isostatique:

ELU :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2, M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_x = 0.037 \times 42.19 \times 1.5^2 = 3.512 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1 \times M_x = 3.512 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2, \quad M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_x = 0.044 \times 31.01 \times 1.5^2 = 3.069 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1 \times M_x = 3.069 \text{ KN.m}$$

Calcul Les moments :

En travée :

$$M_{ut} = 0.75 \times 3.512 = 2.634 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{ua} = 0.5 \times 3.512 = 1.756 \text{ KN.m}$$

VI .4.4.Ferraillage de la de la dalle de machine :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur , section rectangulaire de dimension (b x h) ,tel que : b=100cm , h=20cm

$$d = 0.9 \times 20 = 0.9 \times 17 = 18 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_b = 14.20 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPA}$$

En travée : $M_{ut} = 2.634 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2.634 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.00572 < 0.186$$

Pivot A : ($Au^2 = 0$)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.00572)}) = 0.00717$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.00717) = 0.99$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{2.634 \times 10^{-3}}{0.99 \times 0.18 \times 348} = 0.42 \text{ cm}^2$$

En appui : $M_{ua} = 1.756 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.756 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.00381 < 0.186$$

Pivot A : ($A_u = 0$)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0381)}) = 0.00478$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.00478) = 0.99$$

$$A_a = \frac{1.756 \times 10^{-3}}{0.99 \times 0.18 \times 348} = 0.28 \text{ cm}^2$$

Tableau VI - 19 : Ferrailage de la dalle de machine

Section	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{choisit}(\text{cm}^2)$	Choix	$S_t(\text{cm})$
En travée	0.42	3.925	5T10	25
En appuis	0.28	3.925	5T10	25

condition de non fragilité : [BAEL91.A 4.2]

$$F_{t28} = 0.6 + (0.06 \times F_{c28}) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2$$

$A_c = 3.925 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.173 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Armatures de répartition : [RPA 99/V 2003]

$$A_{rep} = \frac{A_c}{4} = \frac{3.925}{4} = 0.981 \text{ cm}^2$$

Vérification d'espacement :

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = (60\text{cm}, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \text{CV.}$$

Vérification de l'effort tranchant : [BAEL 91.A.5.1.2]

il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

Calcul l'effort tranchant :

$$V_u = (1.35G + 1.5Q) \times (L/2) = 31.642 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{31.642 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.175 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ Condition vérifiée.

vérification des contraintes :

Tableau VI - 20 : vérification de des contraintes a ELS de la dalle machine

	M_{ser}	Y(cm)	$I(cm^4)$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	Obs
Travée	3.069	1.478	16179.04	0.2803	15	C.V	47.01	348	C.V
appuis	3.069	1.478	16179.04	0.2803	15	C.V	47.01	348	C.V

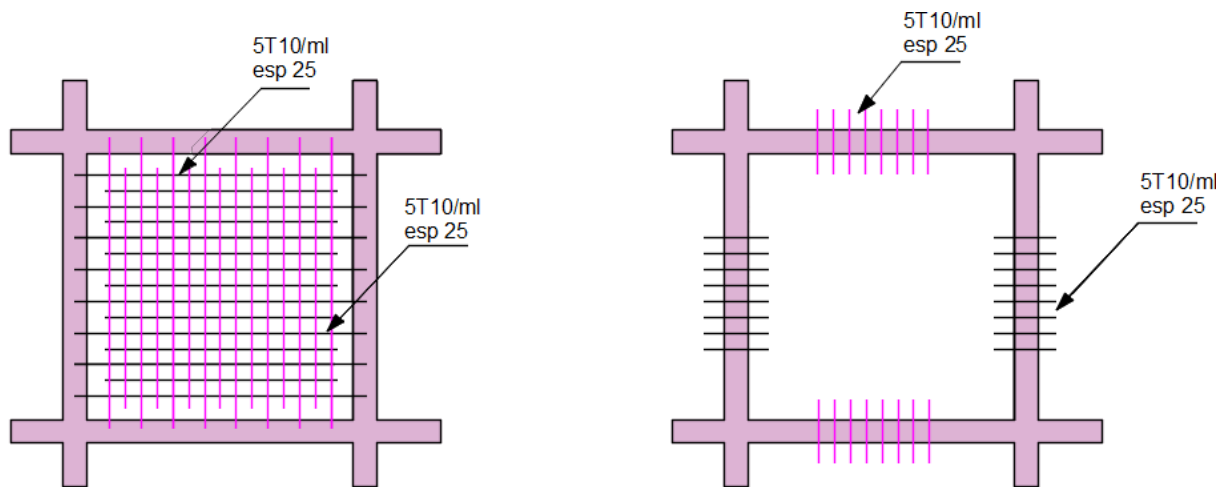


Figure VI - 17: schéma de ferrailage du local machine

VI .7. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et transmission des sollicitations, alors on doit être correctement dimensionnés et bien ferrailer parce qu'il faut opter pour une conception plus sécurisée en dépit du cout.

Chapitre VII

VII.1.Etude de la poutre périphérique :

L'étude des poutres sera menée en tenant compte des efforts internes (donnés par logiciel ETABS), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des Combinaisons du RPA99 (version 2003) et du BAEL91 qui sont :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

G+Q±E

0.8G±E

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Les moments exercés sur les poutres au niveau des travées et appuis selon les différentes combinaisons sont résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII - 1 : calcul des moments fléchissant pour la poutre périphérique BLOC A

ELU		ELS		G+Q+E		0.8G+E	
M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a
27.452	23.521	19.776	17.18	84.316	85.367	81.312	82.24

Tableau VII - 2 : calcul des moments fléchissant pour la poutre périphérique BLOC B

ELU		ELS		G+Q+E		0.8G+E	
M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a
18,89	-34,58	13,62	-25,29	69,98	-69,62	69,58	-70,01

VII.1.1.Ferraillage de la poutre périphérique :

Le calcul se fait en flexion simple :

La donnée :

h = 0,45m ; b = 0,3 m ; d = 0,9 (h) = 0.405 m ; f_{c28} = 25 Mpa

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.20 \text{ Mpa} , \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

Pourcentage minimale : [RPA/V2003.A7.5.2.1]

$$A_{min} = 0.5\% b \times h$$

En travée :

$$A_{\min} = 0.5\% \times 0.30 \times 0.45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_{\min} = 0.5\% \times 0.30 \times 0.4 = 6.75 \text{ cm}^2$$

Tableau VII - 3 : calcul de ferrailage de la poutre périphérique BLOC A

	localisation	M_{\max} (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	Choix	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
Poutre périphérique	Travée	84.316	6.89	6.75	3T14+2T12	7.55
	appuis	85.367	6.97	6.75	3T14+2T12	7.55

Tableau VII - 4 : calcul de ferrailage de la poutre périphérique BLOC B

	localisation	M_{\max} (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	Choix	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
Poutre périphérique	Travée	69,98	6	6	3T14+2T10	6,18
	appuis	-70,01	6.01	6	3T14+2T10	6,18

Vérification des armatures selon le RPA99V2003 :

Recouvrement des barres longitudinales

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre $L_r = 40\phi$

$$L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Armatures transversales:

Calcul le Diamètre des armatures transversal : Selon BAEL 91(A.7.2.2) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\min}\right) = \min\left(\frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 14\right) = \min(11.42, 30, 14)$$

Soit : $\phi_t = 8\text{mm}$

Calcul espacement S_t : selon RPA99V2003(Art. 7.5.2.2)

zone nodale : $S_t \leq \min(h/4, 12\phi) = \min\left(\frac{400}{4}, 12 \times 1.4\right) = \min(4, 16.8)$

Donc : $S_t = 10\text{cm}$

zone courant : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20$

donc : $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification des sections d'Armatures transversales minimales: [RPA99/V2003.A.7.5.2.2]

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

VII.1.2. Vérification a l'ELU :

Condition de non fragilité : [BAEL.A.4.2.1] :

$$A_{CNF} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

En travée :

$$A_{CNF} = 0,23 \times 0,30 \times 0,36 \times 2,1 / 400 = 1,3041 \text{ cm}^2 \leq A_a \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$A_{CNF} = 0,23 \times 0,30 \times 0,36 \times 2,1 / 400 = 1,3041 \text{ cm}^2 \leq A_a \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant [BAEL 91.A.5.1.2]:

$$\overline{\tau_u} = \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u}$$

Bloc A :

$T_{u_{max}} = 115,37 \text{ KN}$; donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{115,37 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36} = 0,320 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ Condition vérifiée.

Bloc B :

$T_{u_{max}} = 62,66 \text{ KN}$; donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{62,66 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,174 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ Condition vérifiée.

Vérification de section minimale d'armature sur appui : [BAEL.A.5.1.312]

$$A_s \geq \frac{V_s \times V_u}{f_e}$$

BLOC A :

$$A_s \geq \frac{1.15 \times 0.11537 \times 10^4}{400} = 3.31 \text{ cm}^2$$

$A_s = 7.55 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min inf}} = 3.31 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

BLOC B :

$$A_s \geq \frac{1.15 \times 0.06266 \times 10^4}{400} = 1.80 \text{ cm}^2$$

$A_s = 6.18 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min inf}} = 1.80 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Vérification profondeur minimale d'appui : [BAEL .A.5.1.313]

$$\frac{2 \times V_u}{b_0 \times a} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Calcul la profondeur utile de l'appui :

$a = \min(0.9 \times d, \text{ largeur de l'appui - enrobage - } 2 \text{ cm})$

$a = \min(32.4, 30 - 3 - 2 = 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

BLOC A :

$$\frac{2 \times 0.11537}{0.30 \times 0.25} = 3.076 \text{ Mpa} \leq \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée.}$$

BLOC B :

$$\frac{2 \times 0.06266}{0.30 \times 0.25} = 1.68 \text{ Mpa} \leq \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée.}$$

VII.1.3. Vérification à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

On doit vérifier $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

Tableau VII - 5 : vérification de l'état limite de compression du béton BLOC A

Position	$M_{ser}(Kn.m)$	$A_{st}(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	19.776	7.55	1.839	169475.1	0.214	15	C.V
appui	17.18	7.55	1.839	169475.1	0.186	15	C.V

Tableau VII - 6 : vérification de l'état limite de compression du béton BLOC B

Position	$M_{ser}(Kn.m)$	$A_{st}(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	13,62	6,18	7,67	78912,16	0.13	15	C.V
Appui	-25,29	6,18	7,67	78912,16	0.24	15	C.V

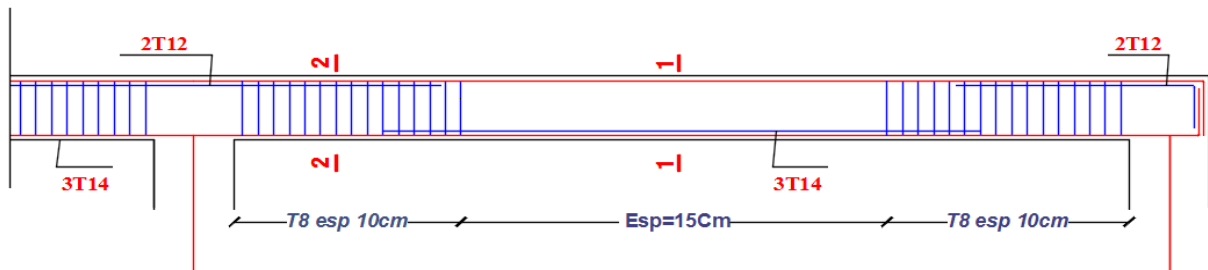


Figure VII - 1 : schéma d'exemple de disposition constructive de la poutre périphérique

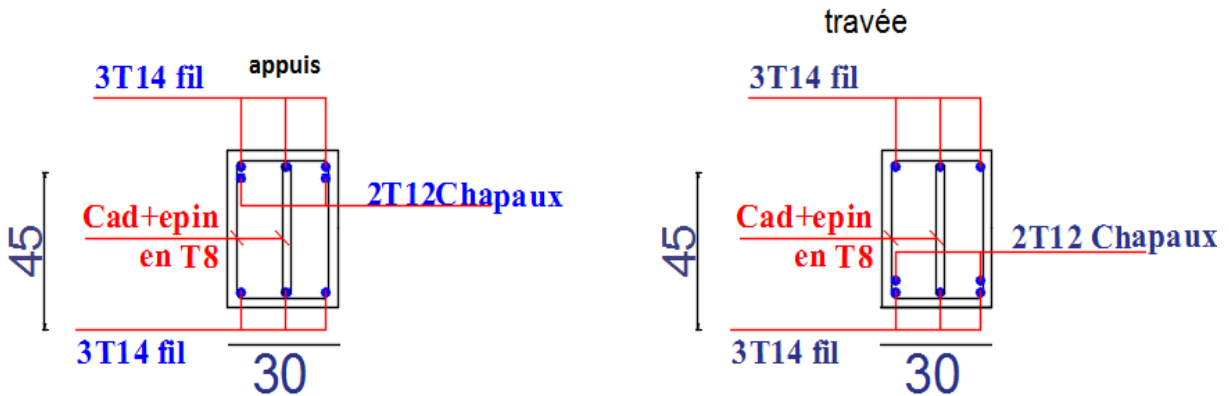


Figure VII - 2 : Schéma de ferrailage de la poutre périphérique BLOC A

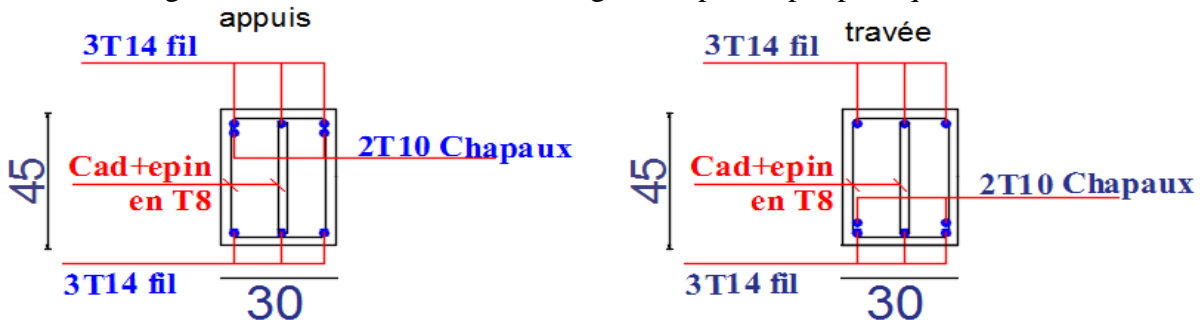


Figure VII - 3: Schéma de ferrailage de la poutre périphérique BLOC B

VII.2. Etude de bandes noyées (poutre noyée) :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après:

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

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

$$h/b \leq 4.0$$

$$b_{max} \leq 1,5h + b_1$$

Pour notre cas on va ramener une hauteur de 20 cm, car notre bâtiment est contreventé par des voiles porteurs. RPA99 (A.7.5.1)

Pour la largeur de la bande noyée, on prend 30 cm.

Section de poutre noyée : (60 ×30) cm²

Poutre Périphérique : (30 x 45) cm²

Surface : $A_{p-p} = 1200 \text{ cm}^2$

On doit équilibrer la section du béton de la poutre périphérique et de la poutre noyée

$$A_{p-p} = A_{p-n} = b \times h = b \times 20 \text{ cm} = 1350 \text{ cm}^2$$

On b prend 60 cm.

Section de poutre noyée : (60 ×20) cm²

VII.2.1.Ferraillage de la poutre noyée :

Armatures longitudinales: [RPA99/V2003.A.7.5.2.1]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la Poutre est de 0,5% en toute la section

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% $A_{max} = 4\% b.h$ en zone courante.

6% $A_{max} = 6\% b.h$ en zone de recouvrement.

-la longueur minimale de recouvrement est de:

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Ferrailage transversal : [RPA99/V2003.A.7.5.2.1]

La quantité des armatures transversales minimales est de : $A_t = 0.003.S_t.b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4, 12\phi)$.

En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Pourcentage minimale : [RPA/V2003.A.7.5.2.1] :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

Le Choix : 8T10 = 6,28 cm²

Condition de non fragilité : [BAEL.A.4.2.1]:

$$d=0.9h=0.18 \text{ m}$$

$$A_{CNF} = 0.23.b.d.ft_{28} / f_e = 0.23 \times 60 \times 18 \times 2.1 / 400 = 1,30 \text{ cm}^2 \leq 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Armatures transversales:

Diamètre des armatures transversal :

Selon BAEL 91 :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{lmin}\right) = \min(0.57, 6, 10)$$

Donc: $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Calcul espacement S_t selon [RPA99/V2003.A.7.5.2.2]

zone nodale : $S_t \leq \min (h/4, 12\phi) = \min (\frac{20}{4}, 12 \times 1.0) = \min(5 , 12)$

Donc : **$S_t=15\text{cm}$**

Zone courant: $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10$

Donc : **$S_t= 15 \text{ cm}$**

VII.3.Etude Les voiles en béton armé :

VII.3.1.Introduction :

Les voiles sont des plaques en béton arme ou la longueur est nettement supérieure a l'épaisseur, de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastrée en pied dans ses fondations, sollicité par :

Un moment fléchissant et Un effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Selon le BAEL 91 : $1.35G+1.5Q$

$G+Q$

Selon le RPA99v2003 : $G + Q \pm E$

$0.8 G \pm E$

Les voiles seront ferrailles a l'aide des résultats des efforts internes tires du fichier ETABS.

Principe de calcul :

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement [R.P.A 99/ 2003]

Les voiles en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales.
- armatures horizontales. (parallèles aux faces des voiles)
- armatures transversales.

VII.3.2. la méthode de calcul :

Les contraintes maximales dans les voiles sont déterminées à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) par les formules suivantes :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

B : aire de la Section transversale du voile.

V et V' : Distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée. $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

I : Moment d'Inertie. $I = \frac{e \times L^3}{12}$ Avec:

he : Hauteur entre nus des deux planchers constrictives

Lc : longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$$

L : Longueur total du voile.

On distingue 3 cas :

1er cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le [R.P.A 99/2003]

$$A_{\min} = 0,15 \cdot e \cdot L$$

2eme cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le [R.P.A 99 /2003].

Si $A_v < A_{\min} = 0,15 \% e \cdot L$, (le voile est par conséquent devrait être armé par la section minimal A_{\min}

Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3eme cas:

Si (σ_1 et σ_2) sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, Donc on calcule la valeur de la contrainte moyenne de la zone tendue pour qu'on puisse le ferrailer.

VII.3.3.Bloc A :

La disposition finale des voiles est montrée dans la figure ci-dessous :

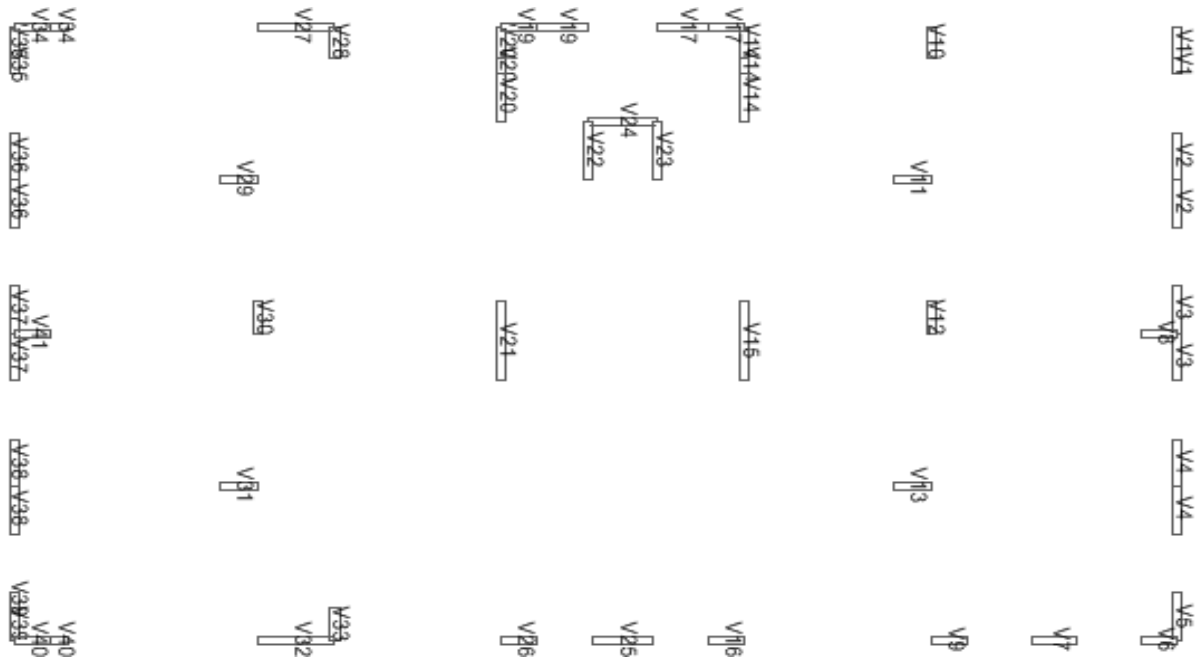


Figure VII - 4: Disposition du voile bloc A

un exemple de calcul du mur voile le plus sollicité :

Voile à section rectangulaire : L=2.4m

$M=779.447 \text{ KN.m}$ $N=1091.46 \text{ KN}$

Calcul des contraintes :

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.2 \times 2.4^3}{12} = 0.2304 \text{ m}^4$$

$B = e \times L = 0.2 \times 2.4 = 0.48 \text{ m}^2$

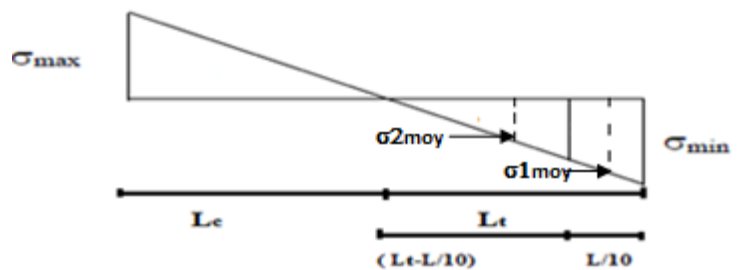


Figure VII 5: section partiellement comprimée

Calcul de ferrailage : S.P.C

Calcul des armatures verticales :

$$\sigma_{1\text{moy}} = \frac{\sigma_{\min} \times \left(\frac{L_t - L/10}{2} \right)}{L_t}$$

$$\sigma_{1\text{moy}} = 1.387 \text{ MN/m}^2$$

$$F_1 = \sigma_{1\text{moy}} \times S_1 = 1.387 \times (0.2 \times 0.24) = 0.066 \text{ MN}$$

$$A_{s1} = \frac{F_1 \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.066 \times 1}{400} \times 10^4 = 1.66 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{2\text{moy}} = \frac{\sigma_{\min} \times \left(\frac{0.287}{2} \right)}{L_t} = 0.4854 \text{ MN/m}^2$$

$$F_2 = \sigma_{2\text{moy}} \times S_2 = 0.489 \times (0.2 \times 0.287) = 0.02808 \text{ MN}$$

$$A_{s2} = \frac{F_2 \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.02808 \times 1}{400} \times 10^4 = 0.702 \text{ cm}^2$$

A_{min} en zone tendue Selon [RPA/2003.A.7.7.4.1]:

$$A_{\min(zt)} = 0.20\% \times e \times L_t = 0.20\% \times (0.2 \times 0.5278) = 2.111 \text{ cm}^2$$

Armatures verticales minimales selon [RPA/2003.A.7.7.3.3]:

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 240 \times 20 = 7.2 \text{ cm}^2$$

En vertu des conditions relatives aux dispositions constructives préconisées par le RPA, l'armature verticale choisie est de 20T10, soit $A_v = 15.7 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 30 \text{ cm}$ dans la zone courante et $S_t = 15 \text{ cm}$ dans zone d'about.

Armatures horizontales :

$$A_h = \frac{2}{3} \times A_v$$

$$A_h = \frac{2}{3} \times 15.70 = 10.466 \text{ cm}^2$$

Choix de section des armatures horizontale est de 14T10, soit $A_h = 11 \text{ cm}^2/\text{ml}$ selon les 2 nappes.

On adopte un espacement de $s_t = 30 \text{ cm}$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99/2003 on a :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V}{b \times d}, \quad V_{\max} = 33.76 \text{ KN}$$

V : effort tranchant à la base du refond.

b : épaisseur du voile.

h : hauteur total de la section brute .

d : hauteur utile = 0,9.h

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 33.76 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 2.40} = 0.09605 \text{ Mpa} \leq 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Selon le BAEL :

$$\tau_b \leq (0.8 \times f_e \times \frac{A_h}{a \times S_t} + 0.3 \times f_{tj}) \times \frac{1}{1.25} \quad \text{Avec : } \tau_b = \frac{1.4 \times V}{a \times l_c}$$

$$F_{t28} = 0.6 + (0.06 \times F_{c28}) = 2.1 \text{ MPa}$$

L_c : longueur de confinement

S_t : espacement maximal trouvée par A_v

a : épaisseur du trumeau de voile

V : l'effort tranchant obtenu par le calcul dans combinaison sismique la plus défavorable.

$$\tau_b \leq (0.8 \times 400 \times \frac{11}{0.2 \times 0.2} + 0.3 \times 2.1) \times \frac{1}{1.25} = 1.208 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 33.76 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.4} = 0.09864 \text{ Mpa}$$

$\tau_b \leq 1.208 \text{ Mpa} \dots$ condition vérifiée.

Vérification des L'espacement :

Selon le CBA93 on a :

Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min (2 \times e, 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (1,5 \times e ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

$$St \leq \min(30, 30 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

Donc : $St \leq \min \{St_{CBA93} ; St_{R.P.A 99}\} \Rightarrow S \leq 30 \text{ cm} \dots\dots$ condition vérifiée.

Section entièrement comprimée :

$$\sigma_{\max} = \frac{754.96}{0.48} + \frac{287.669 \times 1.2}{0.2304} = 3.071 \text{ MN/m}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{754.96}{0.48} - \frac{287.669 \times 1.2}{0.204} = 0.0745 \text{ MN/m}$$

$\sigma_{\max}, \sigma_{\min} < 0 \dots\dots\dots$ S.E.C

Exemple de calcul :

Calcul des armatures verticales :

D'après le [R.P.A 99/2003] on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot e \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour toute la section des voiles

$$A_{\min} = 0,15\% \times e \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 240 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Le diamètre :

$$D \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (mm)}$$

$$D \leq \frac{1}{10} \times 200 = 20 \text{ mm}$$

On adopte: $D = 10 \text{ mm}$

Dispositions constructives:

Vérification des L'espacement :

Selon le CBA93 on a :

$$St \leq \min (2 \times e , 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min \{40 , 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min (1,5 \times e ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (30 , 30 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

Donc : $St \leq \min \{St_{CBA93} ; St_{R.P.A 99}\} \Rightarrow S \leq 30 \text{ cm} \dots\dots$ condition vérifiée.

On adopte un espacement de 30 cm.

Choix de section des armatures verticales totales est de 10T10, soit $A_v=7.85\text{cm}^2$

Calcul des armatures horizontales :

Armatures horizontales :

$$A_h = \frac{2}{3} \times A_v$$

$$A_h = \frac{2}{3} \times 7.85 = 5.233 \text{ cm}^2$$

Choix de section des armatures verticales est de 8T10, soit $A_h=6.28\text{cm}^2 / \text{ml}$

D'après RPA 99 version 2003 :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 12.97 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 2.40} = 0.042032 \text{ Mpa} \leq 0.75 \text{ Mpa}$$

Pour $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$: $A_t \geq 0.0015.b.s = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3\text{cm}^2 \dots \dots$ Condition vérifiée

Tableau VII - 7 : Sollicitations des voiles dans tous les niveaux

			Moment (KN.m)	L'effort N (KN)	σ_{\max} (Mpa)	σ_{\min} (Mpa)	Nature de la Section	L_c (m)	L_t (m)
Longeur : 2.4m	V2 Sens X	RDC	779.447	1091.46	6.333	-1.785	S.P.C	1.713	0.686
Epaisseur : 0.2m		1er	481.087	931.65	4.446	-0.564	S.P.C	1.8769	0.5230
Surface : 0.48 m		2eme	287.669	754.96	3.071	0.0745	S.E.C	/	/
		3eme	157.484	567.78	2.003	0.3626	S.E.C	/	/
		4eme	65.386	378.59	1.129	0.4481	S.E.C	/	/
		5eme	12.176	194.06	0.467	0.3408	S.E.C	/	/
Longeur : 1.2m	V1 Sens X	RDC	156.961	868.64	6.889	0.349	S.E.C	/	/
Epaisseur : 0.2m		1er	83.047	720.57	4.732	1.272	S.E.C	/	/
Surface : 0.24 m		2eme	81.136	555.58	4.005	0.624	S.E.C	/	/
		3eme	48.41	390.36	2.635	0.617	S.E.C	/	/
		4eme	31.866	242.49	1.674	0.3465	S.E.C	/	/
		5eme	6.608	117.64	0.627	0.3525	S.E.C	/	/
Longeur : 1.2m	V7 Sens Y	RDC	14.832	584.17	2.7430	2.1250	S.E.C	/	/
Epaisseur : 0.2m		1er	21.769	496.56	2.5225	1.6154	S.E.C	/	/
Surface : 0.24 m		2eme	21.455	398.1	2.1057	1.2117	S.E.C	/	/
		3eme	7.294	297.8	1.3927	1.0888	S.E.C	/	/
		4eme	2.833	198.31	0.8853	0.7672	S.E.C	/	/
		5eme	9.2	101.57	0.6148	0.2315	S.E.C	/	/
Longeur : 1.7m	V27	RDC	20.606	899.72	3.4887	2.4671	S.E.C	/	/
Epaisseur : 0.2m		1er	20.207	724.9	2.9772	1.8300	S.E.C	/	/
Surface : 0.34 m		2eme	17.089	569.67	2.2698	1.4904	S.E.C	/	/
		3eme	2.709	416.09	1.4305	1.3245	S.E.C	/	/
		4eme	5.371	284.02	1.1546	0.8282	S.E.C	/	/

		5eme	12.19	136.39	0.7641	0.0955	S.E.C	/	/
Longeur : 1.5m	V22 Snes X	RDC	40.72	922.12	3.4356	2.7117	S.E.C	/	/
Epaisseur : 0.2m		1er	162.32	635.72	3.5619	0.6762	S.E.C	/	/
Surface :0.75 m		2eme	96.256	396	2.1756	0.4643	S.E.C	/	/
		3eme	66.767	273.38	1.5047	0.3177	S.E.C	/	/
		4eme	30.907	219.6	1.0067	0.4572	S.E.C	/	/
		5eme	45.401	127.95	0.8300	0.0229	S.E.C	/	/
Longeur : 1.5m	V24 Snes Y	RDC	97.945	600.1	2.8709	1.1297	S.E.C	/	/
Epaisseur : 0.2m		1er	39.17	566.37	2.2360	1.5397	S.E.C	/	/
Surface :0.75 m		2eme	2.493	509.69	1.7211	1.6768	S.E.C	/	/
		3eme	15.198	413.93	1.514	1.2446	S.E.C	/	/
		4eme	25.82	325.47	1.3144	0.8553	S.E.C	/	/
		5eme	21.197	177.84	0.7812	0.4043	S.E.C	/	/
Longeur : 2m	V21	RDC	15.697	577.56	1.5616	1.3261	S.E.C	/	/
Epaisseur : 0.2m		1er	25.533	473.39	1.3749	0.9919	S.E.C	/	/
Surface :0.4m		2eme	23.998	375.87	1.119	0.759	S.E.C	/	/
		3eme	24.774	283.34	0.8941	0.5225	S.E.C	/	/
		4eme	13.326	191.97	0.579	0.379	S.E.C	/	/
		5eme	30.249	105.01	0.4893	0.0356	S.E.C	/	/
Longeur : 0.8m	V16 Sens Y	RDC	137.293	777.69	11.296	-1.575	S.P.C	0.7021	0.0978
Epaisseur : 0.2m		1er	113.909	606.94	9.1328	-1.546	S.P.C	0.6841	0.1158
Surface :0.16m		2eme	115.242	438.98	8.1455	-2.658	S.P.C	0.6031	0.1968
		3eme	104.278	290.49	6.7035	-3.072	S.P.C	0.5485	0.2514
		4eme	71.157	169.75	4.3964	-2.274	S.P.C	0.5272	0.2727
		5eme	78.144	82.9	4.1811	-3.144	S.P.C	0.4565	0.3434
Longeur : 0.8m	V12 Sens X	RDC	57.903	1029.26	9.1470	3.7186	S.E.C	/	/
Epaisseur : 0.2m		1er	29.367	855.14	6.721	3.968	S.E.C	/	/
Surface :0.16m		2eme	39.486	682.7	6.117	2.415	S.E.C	/	/
		3eme	31.641	512.65	4.687	1.7208	S.E.C	/	/
		4eme	23.677	344.06	3.260	1.0405	S.E.C	/	/
		5eme	30.01	276.82	3.1368	0.3234	S.E.C	/	/

Tableau VII - 8 : ferrailages des voiles dans tous les niveaux

		V2 sens X					
		RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5
Section d'armature A_s calculé (cm ²)		1.664	0.702	/	/	/	/
Section min R.P.A A_{min} (cm ²)		7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2
Max(A_s, A_{min})		7.2	7.2	3	3	3	3
A_v Adopté (cm ²)		15.70	15.70	3.925	3.925	3.925	3.925
Choix de barres	Zone d'about	2T10	2T10	T10	T10	T10	T10
	Zone courante	20T10	20T10	10T10	10T10	10T10	10T10
Espacement (cm)	Zone d'about	15	15	15	15	15	15
	Zone courante	30	30	30	30	30	30
Section d'armature horizontale		10.466	10.466	5.233	5.233	5.233	5.233

A _h Adopté (cm ²)		11	11	6.28	6.28	6.28	6.28
Choix des barres		14T10	14T10	8T10	8T10	8T10	8T10
Armature transversal Ø		4 épingles de HA8/ml					
V1 sens X , V7 sens Y							
Section min R.P.A A _{min} (cm ²)		3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
Max(A _s ,A _{min})		3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
A _v Adopté (cm ²)		7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85
Choix de barres	Zone d'about	T10	T10	T10	T10	T10	T10
	Zone courante	10T10	10T10	10T10	10T10	10T10	10T10
Espacement (cm)	Zone d'about	15	15	15	15	15	15
	Zone courante	30	30	30	30	30	30
Section d'armature horizontale		5.23	5.23	5.23	5.23	5.23	5.23
A _h Adopté (cm ²)		5T12	5T12	5T12	5T12	5T12	5T12
Choix des barres		5.655	5.655	5.655	5.655	5.655	5.655
Armature transversal Ø		4 épingles de HA8/ml					
V27							
Section min R.P.A A _{min} (cm ²)		5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1
Max(A _s ,A _{min})		5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1
A _v Adopté (cm ²)		11.31	11.31	11.31	11.31	11.31	11.31
Choix de barres	Zone d'about	T12	T12	T12	T12	T12	T12
	Zone courante	10T12	10T12	10T12	10T12	10T12	10T12
Espacement (cm)	Zone d'about	15	15	15	15	15	15
	Zone courante	30	30	30	30	30	30
Section d'armature horizontale		7.54	7.54	7.54	7.54	7.54	7.54
A _h Adopté (cm ²)		5T14	5T14	5T14	5T14	5T14	5T14
Choix des barres		7.695	7.695	7.695	7.695	7.695	7.695
Armature transversal Ø		4 épingles de HA8/ml					
V22 sens X , V24 sens Y							
Section min R.P.A A _{min} (cm ²)		4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
Max(A _s ,A _{min})		4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
A _v Adopté (cm ²)		9.048	9.048	9.048	9.048	9.048	9.048
Choix de barres	Zone d'about	T12	T12	T12	T12	T12	T12
	Zone courante	8T12	8T12	8T12	8T12	8T12	8T12
Espacement (cm)	Zone d'about	15	15	15	15	15	15
	Zone courante	30	30	30	30	30	30
Section d'armature horizontale		6.032	6.032	6.032	6.032	6.032	6.032

A _h Adopté (cm ²)		6.786	6.786	6.786	6.786	6.786	6.786
Choix des barres		6T12	6T12	6T12	6T12	6T12	6T12
Armature transversal Ø		4 épingles de HA8/ml					
V21							
Section min R.P.A A _{min} (cm ²)		6	6	6	6	6	6
Max(A _s ,A _{min})		6	6	6	6	6	6
A _v Adopté (cm ²)		13.572	13.572	13.572	13.572	13.572	13.572
Choix de barres	Zone d'about	T12	T12	T12	T12	T12	T12
	Zone courante	12T12	12T12	12T12	12T12	12T12	12T12
Espacement (cm)	Zone d'about	15	15	15	15	15	15
	Zone courante	30	30	30	30	30	30
Section d'armature horizontale		9.048	9.048	9.048	9.048	9.048	9.048
A _h Adopté (cm ²)		9.048	9.048	9.048	9.048	9.048	9.048
Choix des barres		8T12	8T12	8T12	8T12	8T12	8T12
Armature transversal Ø		4 épingles de HA8/ml					
V16 sens Y							
Section d'armature A _s calculé (cm ²)		0.046	0.0428	0.4609	0.897	0.774	1.588
Section min R.P.A A _{min} (cm ²)		2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
Max(A _s ,A _{min})		2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
A _v Adopté (cm ²)		7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85
Choix de barres	Zone d'about	10T10	10T10	10T10	10T10	10T10	10T10
	Zone courante	T10	T10	T10	T10	T10	T10
Espacement (cm)	Zone d'about	15	15	15	15	15	15
	Zone courante	30	30	30	30	30	30
Section d'armature horizontale		5.23	5.23	5.23	5.23	5.23	5.23
A _h Adopté (cm ²)		5.655	5.655	5.655	5.655	5.655	5.655
Choix des barres		5T12	5T12	5T12	5T12	5T12	5T12
Armature transversal Ø		4 épingles de HA8/ml					

Tableau VII - 9 : Vérification de contrainte de cisaillement selon le RPA et BAEL

	τ _b (Mpa)	$\bar{\tau}_b=0.2 \times f_{c28}$ (Mpa)	Observation	τ _b (Mpa)		Observation
V1	0.09605	5	C.V	0.86592	0.08645	C.V
V2	0.1094	5	C.V	1.208	0.098467	C.V
V7	0.1047	5	C.V	0.86592	0.094267	C.V

V12	0.2313	5	C.V	0.86592	0.20825	C.V
V16	0.2078	5	C.V	0.86592	0.187075	C.V
V21	0.1066	5	C.V	1.083072	0.095998	C.V
V22	0.0154	5	C.V	0.938304	0.01386	C.V
V24	0.0106	5	C.V	0.938304	0.009613	C.V
V27	0.0208	5	C.V	0.98656	0.018776	C.V

VII.3.4.BLOC B :

La disposition finale des voiles est montrée dans la figure ci-dessous :

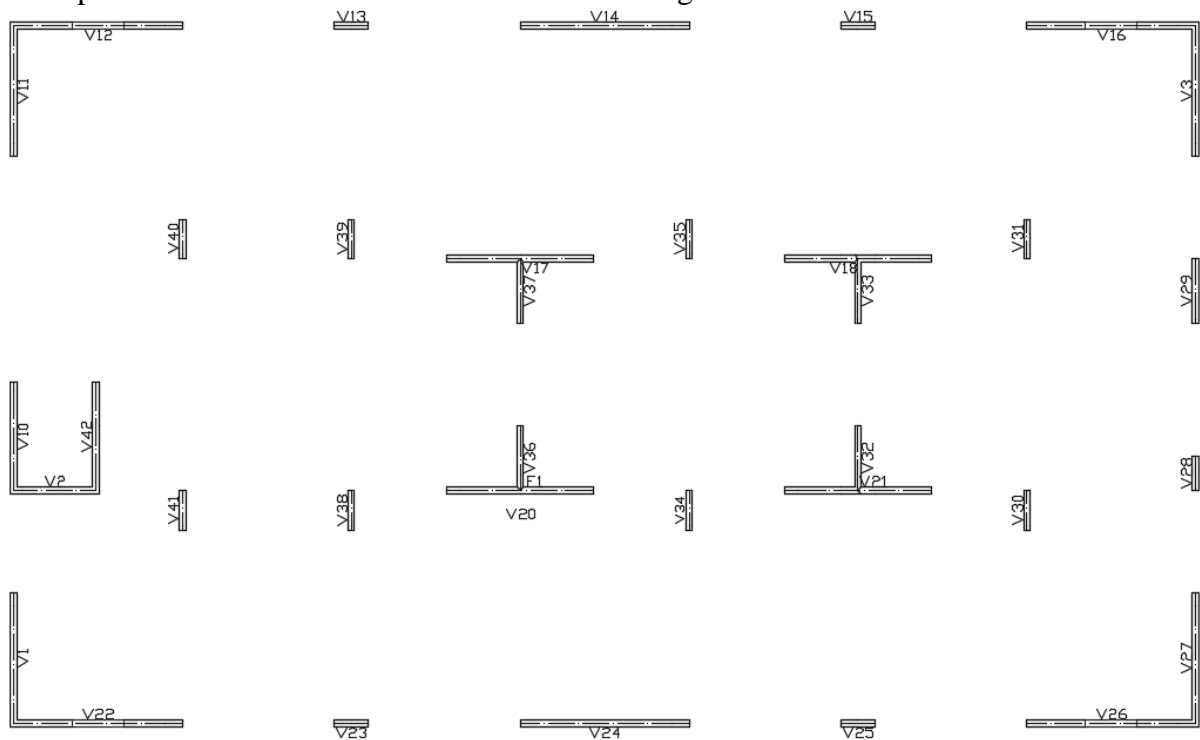


Figure VII - 6 : Disposition du voile bloc B

Voile à section rectangulaire : L=3,9 m

M=2226,3185KN.m N=-1987,4891KN

Calcul des contraintes :

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.2 \times 3.9^3}{12} = 0.989 \text{m}^4$$

$$B = e \times L = 0.2 \times 3.9 = 7.8 \text{ m}^2$$

Calcul de ferrailage : Section partiellement comprimée :

Calcul des armatures verticales :

Exemple de calcul

$$\sigma_{\min} = -1,84 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 6,93 \text{ MN/m}^2$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} L = 0,82 \text{ m}$$

$$L_c = L - L_t = 3,08 \text{ m}$$

$$\sigma_{1\text{moy}} = \frac{\sigma_{\min} \times \left(L_t - \frac{L}{10} \right)}{L_t} = \frac{184,30 \times \left(0,82 - \frac{0,39}{2} \right)}{0,82}$$

$$\sigma_{1\text{moy}} = 1,40 \text{ MN/m}^2$$

$$F_1 = \sigma_{1\text{moy}} \times S_1 = 140,47 \times (0,2 \times 0,39) = 0,10 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{F_1 \times \gamma_s}{f_e} = \frac{10,95 \times 1 \times 1000}{400 \times 10} = 2,739 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{2\text{moy}} = \frac{\sigma_{\min} \times \left(\frac{L_t}{2} \right)}{L_t} = 0,92 \text{ MN/m}^2$$

$$F_2 = \sigma_{2\text{moy}} \times S_2 = 92,15 \times (0,2 \times 0,44) = 0,081 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{F_2 \times \gamma_s}{f_e} = \frac{8,1092 \times 1 \times 1000}{400 \times 10} = 2,0273 \text{ cm}^2$$

A_{min} en zone tendue [Selon RPA/2003.A.7.7.4.1] :

$$A_{\min(zt)} = 0,20\% \times e \times L_t = 0,20\% \times (0,2 \times 0,82) = 3,28 \text{ cm}^2$$

Armatures verticales minimales selon [RPA .A.7.7.3.3]:

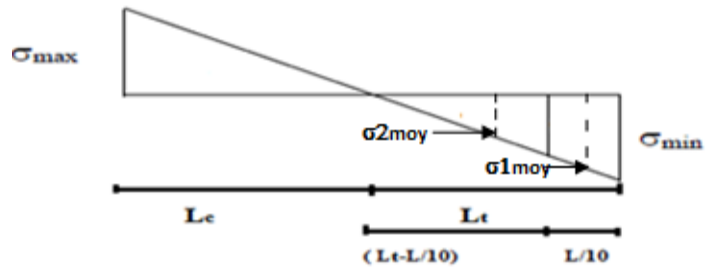
$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 390 \times 20 = 11,7 \text{ cm}^2$$

En vertu des conditions relatives aux dispositions constructives préconisées par le RPA, l'armature verticale choisie est de 30T10, soit $A_v = 23,55 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 30 \text{ cm}$ dans la zone courante et $S_t = 15 \text{ cm}$ dans zone d'about.

Armatures horizontales :

$$A_h = \frac{2}{3} \times A_v$$

$$A_h = \frac{2}{3} \times 23,55 = 10,466 \text{ cm}^2$$



Choix de section des armatures horizontale est de 20T10, soit $A_h=15,7\text{cm}^2/\text{ml}$ selon les 2 nappes.

On adopte un espacement de $s_t= 30 \text{ cm}$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99/2003 on a :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V}{b \times d}, \quad V_{\max} = 35,1 \text{ t}$$

V: effort tranchant à la base du refond.

b : épaisseur du voile.

h : hauteur total de la section brute .

d : hauteur utile = 0,9.h

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 35,1 \times 10^{-2}}{0.2 \times 0.9 \times 3,9} = 0.7 \text{ Mpa} \leq 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Selon le BAEL :

$$\tau_b \leq (0.8 \times f_e \times \frac{A_h}{a \times s_t} + 0.3 \times f_{tj}) \times \frac{1}{1.25} \quad \text{Avec : } \tau_b = \frac{1.4 \times V}{a \times l_c}$$

$$F_{t28} = 0.6 + (0.06 \times F_{c28}) = 2.1 \text{ MPa}$$

L_c : longueur de confinement

S_t : espacement maximal trouvée par A_v

a : épaisseur du trumeau de voile

V : l'effort tranchant obtenu par le calcul dans combinaison sismique la plus défavorable.

$$\tau_b \leq (0.8 \times 400 \times \frac{11}{0.2 \times 0.2} + 0.3 \times 2.1) \times \frac{1}{1.25} = 1.208 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 35,1 \times 101^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 3,9} = 0.7 \text{ Mpa}$$

$\tau_b \leq 1.208 \text{ Mpa} \dots$ condition vérifiée.

Vérification des L'espacement :

Selon le CBA93 on a :

$$St \leq \min (2 \times e, 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

Donc : $St \leq \min \{St_{\text{CBA93}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min (1,5 \times e ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(30, 30 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

Section entièrement comprimée :

$$M=39,942 \text{ KN.m} \quad N=-2739,5395 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{273,95395}{0,78} + \frac{39,942 \times 1,95}{0,989} = 3,59 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{273,95395}{0,78} - \frac{39,942 \times 1,95}{0,989} = 3,43 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{\max}, \sigma_{\min} < 0 \dots \dots \dots \text{S.E.C}$$

Exemple de calcul :

Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot e \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour toute la section des voiles

$$A_{\min} = 0,15\% \times e \times l = 0,0015 \times 20 \times 3,9 = 11,70 \text{ cm}^2$$

Le diamètre :

$$D \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (mm)}$$

$$D \leq \frac{1}{10} \times 200 = 20 \text{ mm}$$

On adopte: $D = 10 \text{ mm}$

Dispositions constructives:

Selon le CBA93 on a :

Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$St \leq \min (2 \times a , 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min \{ 40 , 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \quad St \leq \min (30 , 30 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

Donc : $St \leq \min \{ St_{CBA93} ; St_{R.P.A 99} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$

l'armature verticale choisie est de 30T10, soit $A_v = 23,55 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 30 \text{ cm}$ dans la zone courante et $S_t = 15 \text{ cm}$ dans zone d'about.

Armatures horizontales :

$$A_h = \frac{2}{3} \times A_v$$

$$A_h = \frac{2}{3} \times 23,55 = 15,7 \text{ cm}^2$$

Choix de section des armatures horizontale est de 20T10, soit $A_h = 15,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$ selon les 2 nappes.

On adopte un espacement de $s_t = 30 \text{ cm}$

Tableau VII - 10 : Sollicitations des voiles dans tous les niveaux

		Niveau	Moment (KN.m)	L'effort N (KN)	σ_{\max} (Mpa)	σ_{\min} (Mpa)	Nature de la Section	L_c (m)	L_t (m)
Longueur : 3m Epaisseur : 0.2m Surface : 0.48 m	V1 V11 V27 V3	RDC	1775,56	-402,66	5,42	-6,58	S.P.C	1,33	1,67
		1 ^{er}	1072,95	-656,49	2,48	-4,67	S.P.C	1,04	1,96
		2 ^{eme}	695,73	-604,56	0,97	-2,99	S.P.C	0,74	2,26
		3 ^{eme}	416,00	-429,81	0,67	-2,1	S.P.C	0,72	2,28
		4 ^{eme}	389,02	-98,93	1,13	-4,46	S.P.C	1,31	1,69
		5 ^{eme}	277,70	68,15	1,03	-0,81	S.P.C	1,68	1,32
Longueur : 2.5m Epaisseur : 0.2m	V10 V42	RDC	-1172,17	-1390,89	8,4	-2,84	S.P.C	1,87	0,63
		1 ^{er}	-702,67	-1006,82	5,38	-1,35	S.P.C	2,00	0,50

Chapitre VII : Calcul des éléments structuraux

Surface :0.48 m		2eme	-456,32	-730,89	3,65	-0,7	S.P.C	2,08	0,42
		3eme	314,18	-274,80	2,05	-0,95	S.P.C	1,71	0,79
		4eme	328,79	-209,35	1,99	-1,15	S.P.C	1,58	0,92
		5eme	265,14	-101,55	1,47	-1,06	S.P.C	1,45	1,05
Longeur : 3.9m		RDC	2226.31	-1987.48	6,93	-1,84	S.P.C	3,08	0,82
Epaisseur : 0.2m	V12 V14 V16 V22 V24 V26	1 ^{er}	1236.29	-453.04	3,01	-1,85	S.P.C	2,41	1,49
Surface :0.48 m		2eme	941.31	-445.05	0,24	-0,12	S.P.C	2,55	1,35
		3eme	668.03	-387.82	1,81	-0,82	S.P.C	2,69	1,21
		4eme	468.11	-271.40	1,27	-0,57	S.P.C	2,68	1,22
		5eme	-322.43	155.10	0,83	-0,43	S.P.C	2,56	1,34
Longeur : 0.8m		RDC	-129.96	-647.32	10,13	-2,04	S.P.C	0,67	0,13
Epaisseur : 0.2m	V13 V15 V23 V25 V28	1 ^{er}	-117.30	-52.9	5,81	-5,15	S.P.C	0,42	0,38
Surface :0.48 m		2eme	-137.76	-413.72	9,04	-3,86	S.P.C	0,56	0,24
		3eme	155.19	-164.06	8,3	-6,24	S.P.C	0,46	0,34
		4eme	-98.94	-198.77	5,87	-3,4	S.P.C	0,51	0,29
		5eme	186.50	-63.90	9,14	-8,34	S.P.C	0,42	0,38
Longeur : 3.4m		RDC	1527.08	-1594.64	6,3	-1,61	S.P.C	2,71	0,69
Epaisseur : 0.2m	V17 V18 V20 V21	1 ^{er}	872.04	-1330.45	4,21	-0,3	S.P.C	3,17	0,23
Surface :0.48 m		2eme	535.70	-1077.34	2,97	0,19	S.P.C	3,40	0,00
		3eme	306.7	-817.48	1,99	0,4	S.P.C	3,40	0,00
		4eme	290.94	-518.63	1,51	0,01	S.P.C	3,40	0,00
		5eme	-208.67	-265.90	0,93	-0,15	S.P.C	2,93	0,47
Longeur : 1.9m		RDC	-493.95	-607.30	5,69	-2,49	S.P.C	1,32	0,58
Epaisseur : 0.2m	V2	1 ^{er}	-405.01	-516.45	4,72	-2	S.P.C	1,33	0,57
Surface :0.48 m		2eme	-330.13	-421.76	3,85	-1,63	S.P.C	1,33	0,57
		3eme	-241.65	-322.07	2,85	-1,16	S.P.C	1,35	0,55
		4eme	185.98	-158.95	1,96	-1,12	S.P.C	1,21	0,69

		5eme	156.71	52.26	1,43	-1,16	S.P.C	1,05	0,85
Longeur : 1.5m	V29 V32 V33 V36 V37	RDC	408.80	-380.52	6,7	-4,17	S.P.C	0,92	0,58
Epaisseur : 0.2m		1 ^{er}	271.46	-304.13	4,63	-2,6	S.P.C	0,96	0,54
Surface :0.48 m		2eme	218.21	-348.48	4,06	-1,76	S.P.C	1,05	0,45
		3eme	-210.38	-446.19	4,29	-1,31	S.P.C	1,15	0,35
		4eme	-177.14	-287.81	3,32	-1,4	S.P.C	1,05	0,45
		5eme	-271.33	-140.66	4,08	-3,14	S.P.C	0,85	0,65
Longeur :0.9m	V30 V31	RDC	-109.07	-857.04	8,8	0,72	S.E.C	0,90	0,00
Epaisseur : 0.2m	V34 V35 V38 V39 V41 V40	1 ^{er}	58.12	-801.05	6,59	2,3	S.E.C	0,90	0,00
Surface :0.48 m		2eme	80.24	-636.22	6,5	0,56	S.E.C	0,90	0,00
		3eme	74.14	-465.03	5,32	-0,16	S.P.C	0,87	0,03
		4eme	-56.82	-349.91	4,04	-0,15	S.P.C	0,87	0,03
		5eme	98.40	-162.13	4,52	-2,72	S.P.C	0,56	0,34

Tableau VII - 11: ferrailages des voiles dans tous les niveaux

		V1 V11 V27 V3					
		RDC	1 ^{er}	2 ^{eme}	3 ^{eme}	4 ^{eme}	5 ^{eme}
Section d'armature A_s calculé (cm ²)		22,01	18,3	13,53	9,57	4,94	2,14
Section min R.P.A A_{min} (cm ²)		9	9	9	9	9	9
Max(A_s, A_{min})		22,01	18,3	13,53	9,57	6,76	5,26
A_v Adopté (cm ²)		20,41	20,41	20,41	20,41	20,41	20,41
Choix de barres	Zone d'about	18T10	18T10	18T10	18T10	18T10	18T10
	Zone courante	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10
Espacement (cm)	Zone d'about	15	15	15	15	15	15
	Zone courante	30	30	30	30	30	30
Section d'armature horizontale		13,61	13,61	13,61	13,61	13,61	13,61
A_h Adopté (cm ²)		15,7	15,7	15,7	15,7	15,7	15,7
Choix des barres		20T10	20T10	20T10	20T10	20T10	20T10
Armature transversal \emptyset		4 épingles de HA8/ml					
		V10 V42					
Section d'armature A_s calculé (cm ²)		3,59	1,37	0,61	1,52	2,33	2,35

Chapitre VII : Calcul des éléments structuraux

Section min R.P.A A_{min} (cm ²)		7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5
Max(A_s, A_{min})		3,59	2,01	1,66	3,18	3,67	4,2
A_v Adopté (cm ²)		12,56	12,56	12,56	12,56	12,56	12,56
Choix de barres	Zone d'about	16T10	16T10	16T10	16T10	16T10	18T10
	Zone courante	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10
Espacement (cm)	Zone d'about	15	15	15	15	15	15
	Zone courante	30	30	30	30	30	30
Section d'armature horizontale		8,37	8,37	8,37	8,37	8,37	8,37
A_h Adopté (cm ²)		15,7	15,7	15,7	15,7	15,7	15,7
Choix des barres		20T10	20T10	20T10	20T10	20T10	20T10
Armature transversal \emptyset		4 épingles de HA8/ml					
V12 V14 V16 V22 V24 V26							
Section d'armature A_s calculé (cm ²)		3,77	5,52	0,35	1,99	1,4	1,17
Section min R.P.A A_{min} (cm ²)		11,7	11,7	11,7	11,7	11,7	11,7
Max(A_s, A_{min})		11,7	11,7	11,7	11,7	11,7	11,7
A_v Adopté (cm ²)		18,05	18,05	18,05	18,05	18,05	18,05
Choix de barres	Zone d'about	23T10	23T10	23T10	23T10	23T10	18T10
	Zone courante	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10
Espacement (cm)	Zone d'about	15	15	15	15	15	15
	Zone courante	30	30	30	30	30	30
Section d'armature horizontale		12,03	12,03	12,03	12,03	12,03	12,03
A_h Adopté (cm ²)		15,7	15,7	15,7	15,7	15,7	15,7
Choix des barres		20T10	20T10	20T10	20T10	20T10	20T10
Armature transversal \emptyset		4 épingles de HA8/ml					
V13 V15 V23 V25 V28							
Section d'armature A_s calculé (cm ²)		0,55	3,87	1,86	4,29	1,99	6,37
Section min R.P.A A_{min} (cm ²)		2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4
Max(A_s, A_{min})		2,4	3,87	2,4	4,29	2,4	2,4
A_v Adopté (cm ²)		8,635	8,635	8,635	8,635	8,635	8,635
Choix de barres	Zone d'about	7T10	7T10	7T10	7T10	7T10	18T10
	Zone courante	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10
Espacement (cm)	Zone d'about	15	15	15	15	15	15
	Zone courante	30	30	30	30	30	30
Section d'armature horizontale		5,76	5,76	5,76	5,76	5,76	5,76
A_h Adopté (cm ²)		15,7	15,7	15,7	15,7	15,7	15,7
Choix des barres		20T10	20T10	20T10	20T10	20T10	20T10

Chapitre VII : Calcul des éléments structuraux

Armature transversal \emptyset		4 épingles de HA8/ml					
		V17 V18 V20 V21					
Section d'armature A_s calculé (cm ²)		2,25	0,14	0	0	0	0,14
Section min R.P.A A_{min} (cm ²)		10.2	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2
Max(A_s, A_{min})		10.2	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2
A_v Adopté (cm2)		16,485	16,485	16,485	16,485	16,485	16,485
Choix de barres	Zone d'about	21T10	21T10	21T10	21T10	21T10	18T10
	Zone courante	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10
Espacement (cm)	Zone d'about	15	15	15	15	15	15
	Zone courante	30	30	30	30	30	30
Section d'armature horizontale		10,99	10,99	10,99	10,99	10,99	10,99
A_h Adopté (cm2)		15,7	15,7	15,7	15,7	15,7	15,7
Choix des barres		20T10	20T10	20T10	20T10	20T10	20T10
Armature transversal \emptyset		4 épingles de HA8/ml					
		V2					
Section d'armature A_s calculé (cm ²)		2,9	5,52	0,35	1,99	1,4	1,17
Section min R.P.A A_{min} (cm ²)		5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7
Max(A_s, A_{min})		5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7
A_v Adopté (cm2)		10,205	18,05	18,05	18,05	18,05	18,05
Choix de barres	Zone d'about	23T10	23T10	23T10	23T10	23T10	18T10
	Zone courante	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10
Espacement (cm)	Zone d'about	15	15	15	15	15	15
	Zone courante	30	30	30	30	30	30
Section d'armature horizontale		6,80	12,03	12,03	12,03	12,03	12,03
A_h Adopté (cm2)		15,7	15,7	15,7	15,7	15,7	15,7
Choix des barres		20T10	20T10	20T10	20T10	20T10	20T10
Armature transversal \emptyset		4 épingles de HA8/ml					
		V29 V32 V33 V36 V37					
Section d'armature A_s calculé (cm ²)		4,8	2,28	1,85	1,27	1,56	1,98
Section min R.P.A A_{min} (cm ²)		4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
Max(A_s, A_{min})		4,8	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
A_v Adopté (cm2)		10,205	10,205	10,205	10,205	10,205	10,205
Choix de barres	Zone d'about	13T10	13T10	13T10	13T10	13T10	18T10
	Zone courante	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10
Espacement	Zone d'about	15	15	15	15	15	15

Chapitre VII : Calcul des éléments structuraux

(cm)	Zone courante	30	30	30	30	30	30
Section d'armature horizontale		6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80
A _h Adopté (cm ²)		15,7	15,7	15,7	15,7	15,7	15,7
Choix des barres		20T10	20T10	20T10	20T10	20T10	20T10
Armature transversal Ø		4 épingles de HA8/ml					
V30 V31 V34 V35 V38 V39 V41 V40							
Section d'armature A _s calculé (cm ²)		0	2,81	1,57	0,93	1,25	4,11
Section min R.P.A A _{min} (cm ²)		2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7
Max(A _s ,A _{min})		2,7	2,81	2,7	2,7	2,7	4,11
A _v Adopté (cm ²)		5,495	10,205	10,205	10,205	10,205	10,205
Choix de barres	Zone d'about	11T10	11T10	11T10	11T10	11T10	18T10
	Zone courante	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10
Espacement (cm)	Zone d'about	15	15	15	15	15	15
	Zone courante	30	30	30	30	30	30
Section d'armature horizontale		3,66	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80
A _h Adopté (cm ²)		15,7	15,7	15,7	15,7	15,7	15,7
Choix des barres		20T10	20T10	20T10	20T10	20T10	20T10
Armature transversal Ø		4 épingles de HA8/ml					

Tableau VII - 12 : Vérification de contrainte de cisaillement selon le RPA et BAEL

	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b=0.2 \times f_{c28}$ (Mpa)	Observation
V30 V31 V34 V35 V38 V39 V41 V40	4,80	5	C.V
V29 V32 V33 V36 V37	4,19	5	C.V
V2	3,96	5	C.V
V12 V14 V16 V22 V24 V26	4,62	5	C.V
V17 V18 V20 V21	4,92	5	C.V
V13 V15 V23 V25 V28	3,89	5	C.V
V12 V14 V16 V22 V24 V26	4,78	5	C.V
V10 V42	4,41	5	C.V
V1 V11 V27 V3	4,93	5	C.V

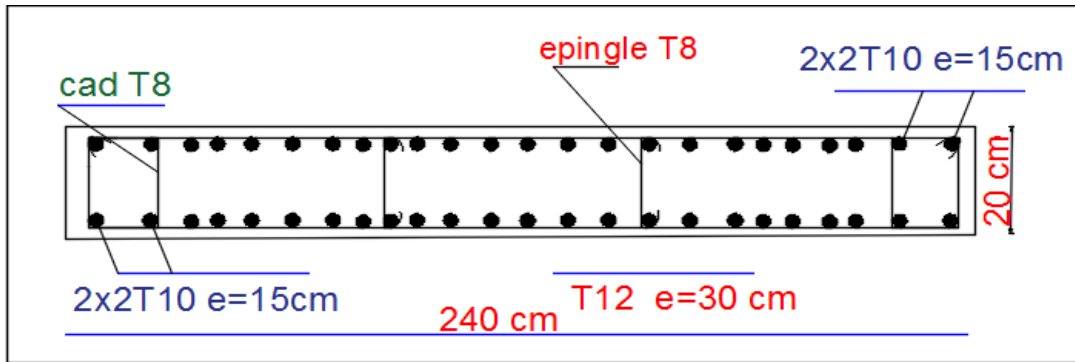


Figure VII - 7 : Schéma du ferrailage du voile de 240 cm

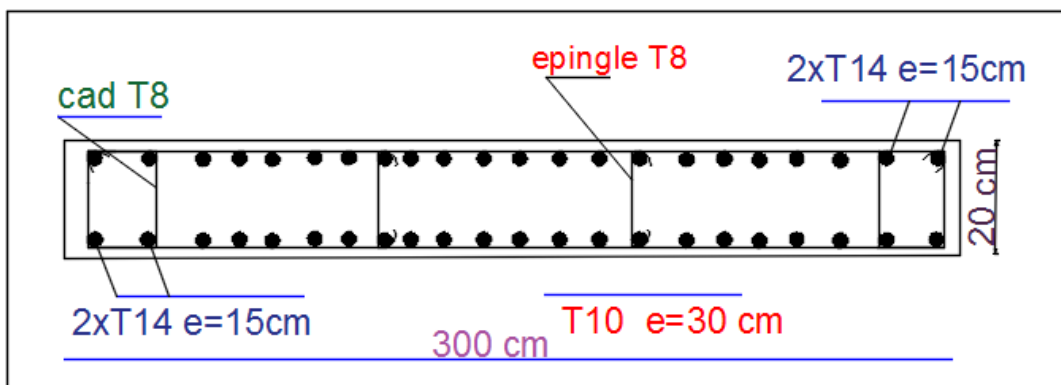


Figure VII - 8 : Schéma du ferrailage du voile de 300 cm

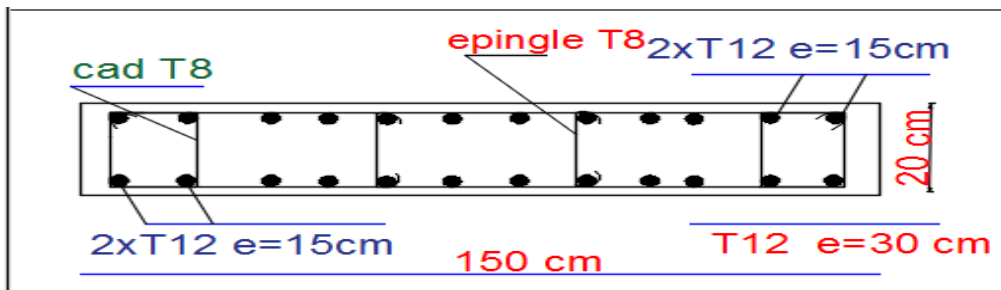


Figure VII - 9 : Schéma du ferrailage du voile de 150 cm

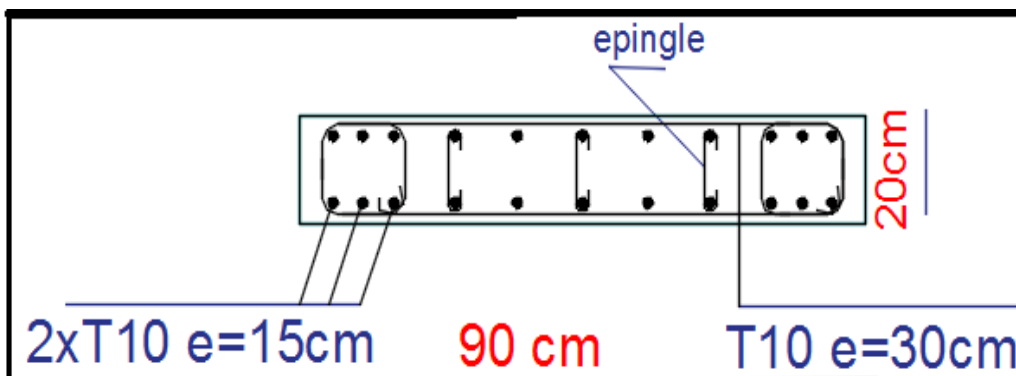


Figure VII - 10 : Schéma du ferrailage du voile de 90cm

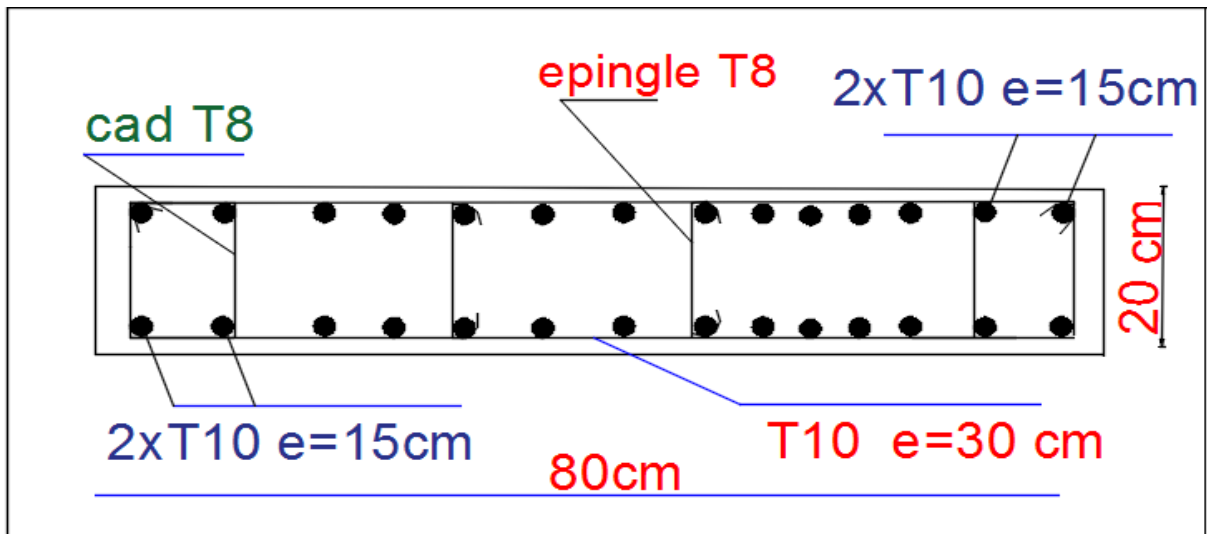


Figure VII - 11 : Schéma du ferrailage du voile de 80 cm

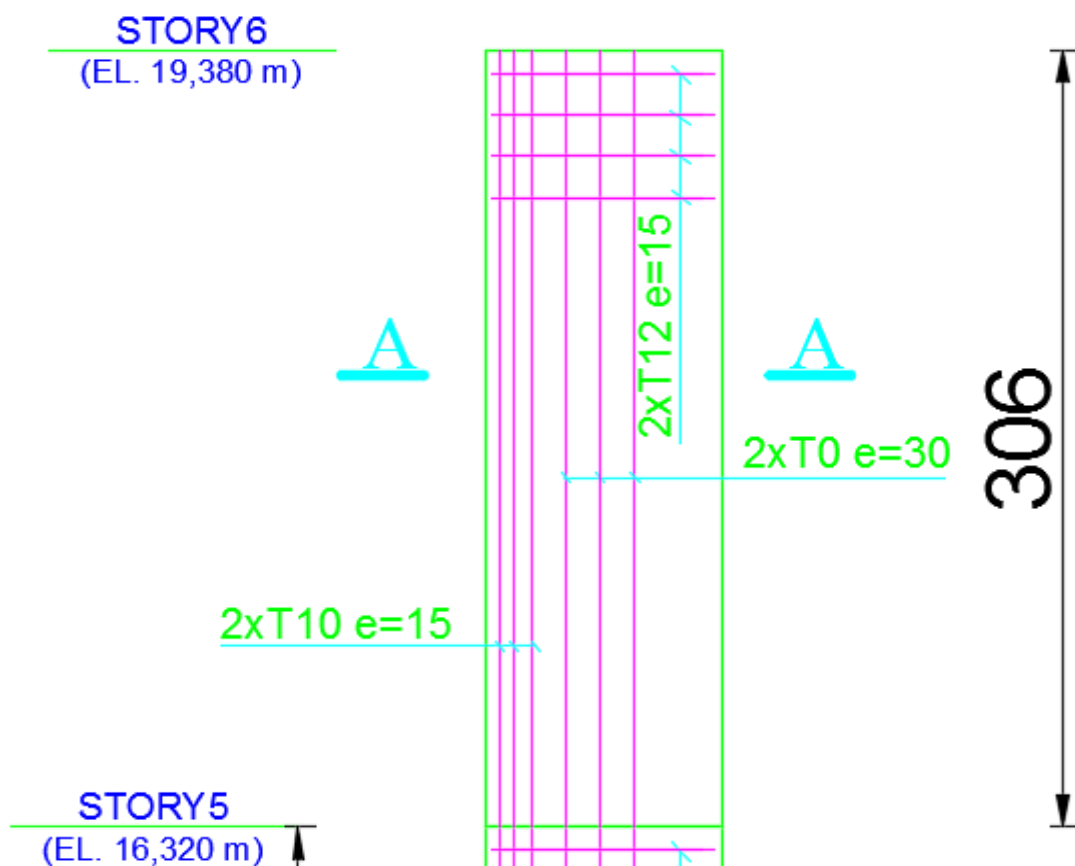


Figure VII - 12 : Schéma coupe ferrailage du voile

VII.4. Etude des linteaux :

L'étude des linteaux sera menée en tenant compte des efforts internes (donnés par logiciel ETABS), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des Combinaisons du RPA99 (version 2003) :

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Tableau VII - 13: Sollicitations de linteaux

V (kN)	M (kN,m)
289,11	211,36
	-217,48

La donnée :

Section (20× 86)

l = 1,50 m ; h = 0,06 m ; b = 0,2 m ; d = 0,9 (h) = 0,774 m ; $f_{c28} = 25$ Mpa

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.20 \text{ Mpa} , \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

VII.4.1. Vérification de l'effort tranchant [BAEL91.A.5.1.2]

$T_{u\max} = 289,11$ KN ; donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{289,11 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,774} = 1,86 \text{ Mpa}$$

Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28} = 1,5$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement (voir figure 7.11)

Le calcul de l'armature diagonale se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

avec $\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$

et $V = V$ calcul (sans majoration)

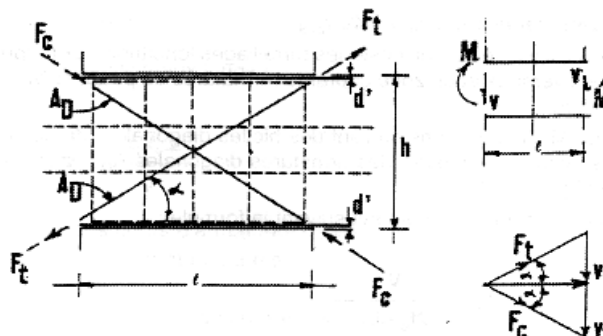


Figure VII - 13 : Efforts dans les bielles du linteau

VII.4.2. Efforts dans les bielles du linteau :

$$\text{tg} \alpha = \frac{86 - 2(5)}{150} \Rightarrow \alpha = 26,87$$

$$A_D = \frac{v}{2 \times f_e \times \sin \alpha} = \frac{289,11}{2 \times 400 \times \sin(26,87)} = 8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T14 (8,04 \text{ cm}^2)$$

Ferrailage minimal : (voir figure 7.11)

a) Armatures longitudinales :

$$(A_1, A'_1) \geq 0,0015 \cdot b \cdot h \quad (0,15\%)$$

$$(A_1, A'_1) \geq 0,0015 \times 20 \times 86 \geq 2,58 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

- pour $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$: $A_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot s$ (0,15%)

- pour $\tau_b > 0,025 f_{c28}$: $A_t > 0,0025 \cdot b \cdot s$ (0,25%)

$$0,025 \times f_{c28} = 0,625 \text{ mpa}$$

$$\tau_b = 1,86 \text{ Mpa} > 0,025 f_{c28} > 0,625 \text{ Mpa}$$

$$s \leq h/4 = 86/4 = 21,5 \text{ m}$$

$$A_t > 0,0025 \cdot b \cdot s$$

$$A_t > 0.0025 \times 20 \times 20$$

$$A_t > 1 \text{ cm}^2 \implies 2T10, S_t = 20 \text{ cm}$$

c) Armatures en section courante (armatures de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

Pourcentage minimale : [RPA/2003.A.5.2.1]

$$A_{min} = 0.2\% b \times h = 3,44 \text{ cm}^2 \implies 8 T8, \text{ esp } 15 \text{ cm}$$

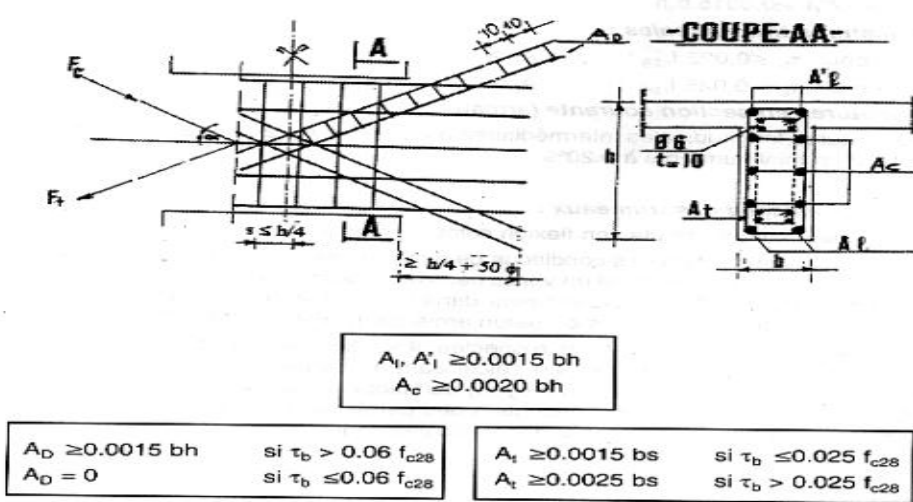


Figure VII - 14 : armatures de linteau RPA99/2003

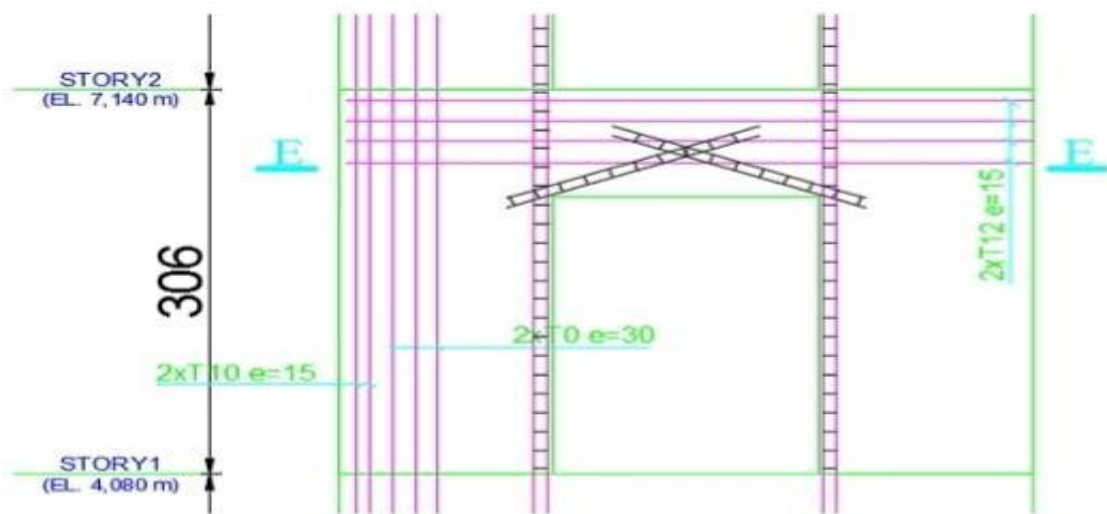


Figure VII - 15 : Schéma coupe ferrailage du voile avec ouverture

Chapitre VIII

VII.1.Introduction :

Les fondations constituent la partie d'une construction, qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportées par la structure.

Le choix du système de fondation et celui de la couche d'assise, ainsi que l'exécution doivent en conséquence faire l'objet de soins attentifs, être comptable avec le type de structure et constituer un ensemble aussi homogène que possible .

Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol
- Le type et l'importance de la structure
- Le système de contreventement.
- Le type de sol (dur, ferme, meuble...etc.).
- La profondeur du bon sol

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

Stabilité de l'ouvrage (rigidité)

Facilité d'exécution (coffrage)

Etre économique.

Pour notre projet On a utilisé un système de fondation superficiel de type radier, dans le but d'augmenter sa rigidité pour diverses raisons parmi eux on peut citer :

- 1) Ce système permet une bonne répartition des contraintes sur un terrain peu sableux.
- 2) La présence d'une nappe d'eau ou de risque de remontée de l'eau souterraine et lorsqu'il est essentiel de rendre étanche les infrastructures.
- 3) notre terrain est très hétérogène et dispose d'une capacité portante insuffisante.
- 4) Des charges élevées provenant par la superstructure.

Notre ouvrage étant réalisé par un système à murs refend, avec la contrainte du sol utilisé comme sol

D'assise est de $\sigma_{\text{sol}} = 2.00$ bars

VII .2.Pré-dimensionnement du Radier général :

VII .2.1.BLOC A :

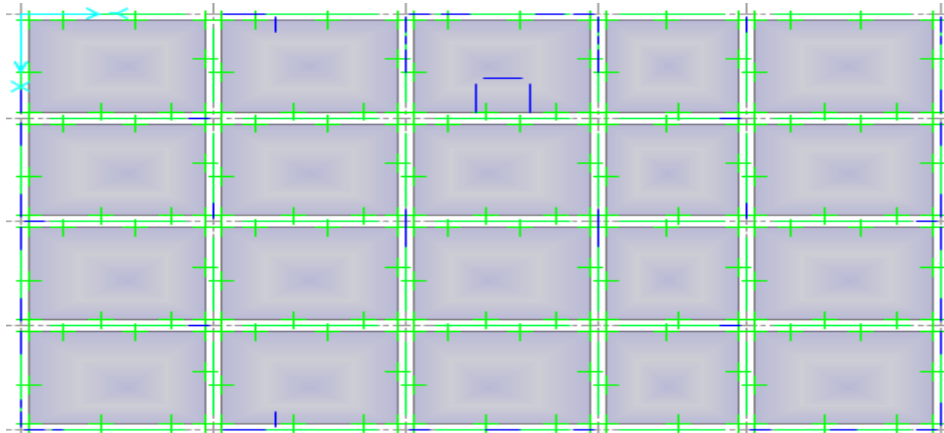


Figure VIII - 1 : Schéma représentatif de radier BLOC A

VII .2.2. Vérification nécessaire de radier BLOC A :

Condition forfaitaire :

L_{max} : entre axes des voiles (entre les 2 travée)

Raider: $h_d = \frac{L_{max}}{20}$ B.A.E.L A.6.4.1.2

Nervure: $h_n = \frac{L_{max}}{10}$

$h_d = \frac{5.42}{20} = 0.27$ m

On prendre $h_d = 30$ cm

Nervure : $h_n = \frac{L_{max}}{10} = \frac{5.42}{10} = 0.542$ m

on prendre $h_n = 55$ cm

Vérification de condition de rigidité :

Pour qu'un radier soit rigide il faut que : $\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$ (1)

avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$ (2)

tel que :

L_e : Longueur élastique,

E : Le module de Young $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol. ($K = 40 \text{ MN/m}^3$)

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

On a : $I = \frac{b \times h^3}{12} \dots \dots \dots (3)$

De 1,2 et 3 : $h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \geq 0.809 \text{ m}$

On prend : $h_n = 120 \text{ cm}$

hauteur de nervure : 120 cm

Largeur de la nervure:

$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 48 \leq b \leq 96$; donc on prend : $b = 0.55 \text{ m}$

$I = \frac{0.55 \times 1.2^3}{12} = 0.0864 \text{ m}^4$

$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.216 \times 10^7 \times 0.0864}{4 \times 10^4 \times 0.55}} = 5.52 \text{ m}$

$\frac{\pi}{2} \times L_e = m > L_{\max} = 5.42 \text{ m} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

la surface de radier :

La somme des efforts normaux apportés par voiles à la base à l'ELS « N_{ser} ».

$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$

$N_{\text{ser}} = 29260.17 \text{ KN}$

N : Résultante des forces normales sur le radier.

$N = N_{\text{ser}} + P \cdot P_{\text{radier}} + P \cdot P_{\text{remlais}}$

S : la surface du radier .

Le poids propre du radier est calculé selon cette formule :

$$P.P_{\text{radier}}=S \times h \times \gamma_b$$

Avec :

S : la section du radier

h : la hauteur du radier

γ_b : Le poids volumique du béton armé

$$P.P_{\text{radie}}=398.892 \times 0.3 \times 25=2991.69 \text{ KN.}$$

Calcul du poids propre du remblai selon la formule suivant :

$$P.P_{\text{terre}}=d \times S \times \gamma_{\text{remblai}}$$

Avec :

d : l'ancrage, il est pris égale à 2 m.

S : la section du radier

$$P.P_{\text{terre}}=398.892 \times 15 \times 2= 11966.76 \text{ KN}$$

$$N=29260.17+2991.69+11966.76=44218.65 \text{ KN}$$

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{\text{sol}}=200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow S_s = \frac{44218.65}{200} = 221.093 \text{ m}^2$$

Surface de la structure : $S_{\text{structure}} = 398.892 \text{ m}^2$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{str}} = 398.892 \text{ m}^2 .$$

Vérification de la contrainte du sol :

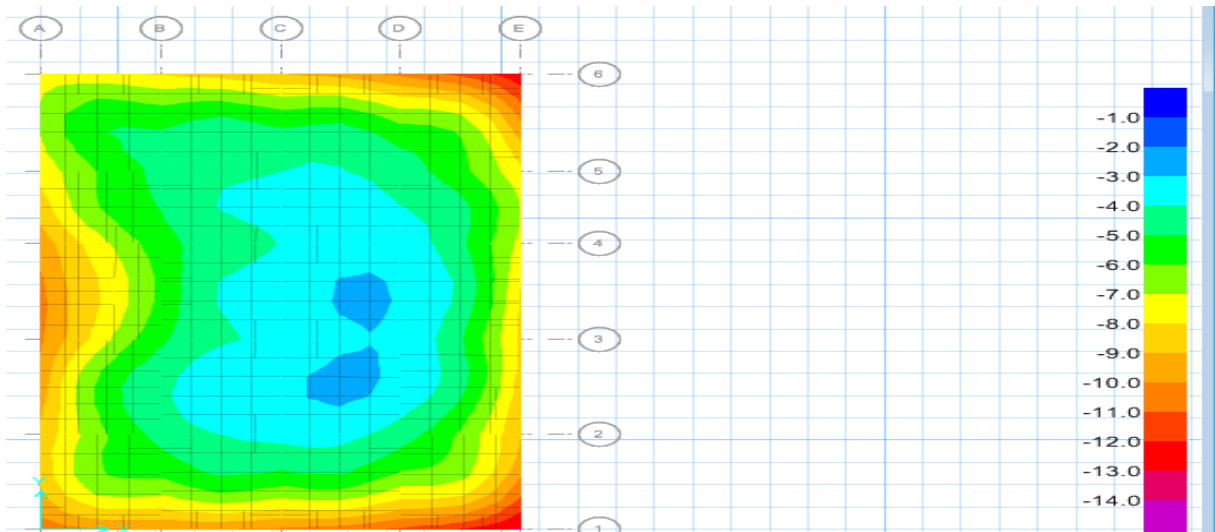


Figure VIII - 2 : la cartographie des contraintes BLOC A.

Afin de vérifier le niveau de contrainte transmis au sol, deux condition de vérification sont nécessaire, à savoir :

Condition 1 :

$$\sigma_{b1} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{b1} = K \times Z_{max}$$

Où :

Z_{max} : Déplacement maximal suivant Z à l'ELS obtenu par le logiciel SAFE.

K : Coefficient de radier du sol

$$K = 40 \text{ MN/m}^3, Z_{max} = 0.00275 \text{ m}, \sigma_{sol} = 0.2 \text{ Mpa} = 0.2 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{b1} = 0.00275 \times 40 = 0.11 \text{ MN/m}^2$$

$\sigma_{b1} < \sigma_{sol}$ Condition vérifiée.

Condition 2 :

$$\text{Avec : } \sigma_{b2} = \frac{F_z}{S}$$

Où :

F_z : Réaction total de la structure à l'ELS obtenu par ETABS ($F_z = 29260.2 \text{ KN}$).

S: Surface du radier, égale à 398.892m².

$$\sigma_{b2} = \frac{29260.2}{398.892} \times 10^{-2} = 0.733 \text{ bar}$$

$\sigma_{b2} < \sigma_{sol}$ Condition vérifiée.

Vérification à l'état ultime :

Les contraintes sous le radier devront toujours être inférieures ou égales à la contrainte admissible du sol.

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars.}$$

Suivant [RPA99/V2003.A.10.1.4] :

$$\overline{\sigma}_{adm} = 2 \times \overline{\sigma}_{sol} = 4 \text{ bars.}$$

La forme du diagramme des contraintes du sol dépend de l'excentricité du résultat de la charge , il peut être uniforme, trapézoïdal ou triangulaire.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x \times X_G}{I_x}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y \times Y_G}{I_y}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{1}{3} \times \sigma_{max}$$

N : Résultante des forces normales sur le radier.

$$P.P_{terre} = 398.892 \times 15 \times 2 = 11966.76 \text{ KN}$$

$$ELU: R = 40098.91 + 1.35 \times [2991.69 + 11966.76] = 60292.82 \text{ KN}$$

$$ELS: R = 29260.2 + 2991.69 + 11966.76 = 44218.65 \text{ KN}$$

Tableau VII - 14 : la stabilité du radier en situation accidentelle

	1.35G+1.5Q		G+Q	
	transversal	Longitudinal	transversal	Longitudinal
N(KN)	60292.82	60292.82	44218.65	44218.65
M (KN.m)	499292.7	-305211	364372	-222820
I (m ⁴)	8089.53	21733.79	8089.53	21733.79
σ_{max} (bars)	6.32	3.306	4.621	2.649
σ_{min} (bars)	-3.302	-0.28	-2.396	-0.432
σ_{moy} (bars)	2.108	1.102	1.540	0.806
σ_{adm} (bar)	4	4	4	4
La condition	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie

Tableau VIII - 1 : la stabilité du radier en situation durable

	0.8G+EX		G+Q+EX	
	transversal	Longitudinal	transversal	Longitudinal
N(KN)	35178.97	35178.97	44218.62	44218.62
M (KN.m)	251337.1	-187410	363478.3	-261988
I (m ⁴)	8089.53	21733.79	8089.53	21733.79
σ_{\max} (bars)	3.305	1.984	4.612	2.64
σ_{\min} (bars)	-1.541	-0.22	-2.396	-0.432
σ_{moy} (bars)	1.101	0.661	1.537	0.883
σ_{adm} (bar)	4	4	4	4
La condition	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie

Vérification de la stabilité au renversement :

Selon [RPA 99/version 2003] , On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

M : moment de renversement.

N :ensemble des charges gravitaires.

B :la largeur de radier.

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{99764.9658}{44218.65} = 2.25\text{m} \leq 3.975 \text{ m}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{98574.5646}{44218.65} = 2.22\text{m} \leq 6.392 \text{ m}$$

VII.2.3.Ferraillage de la dalle :

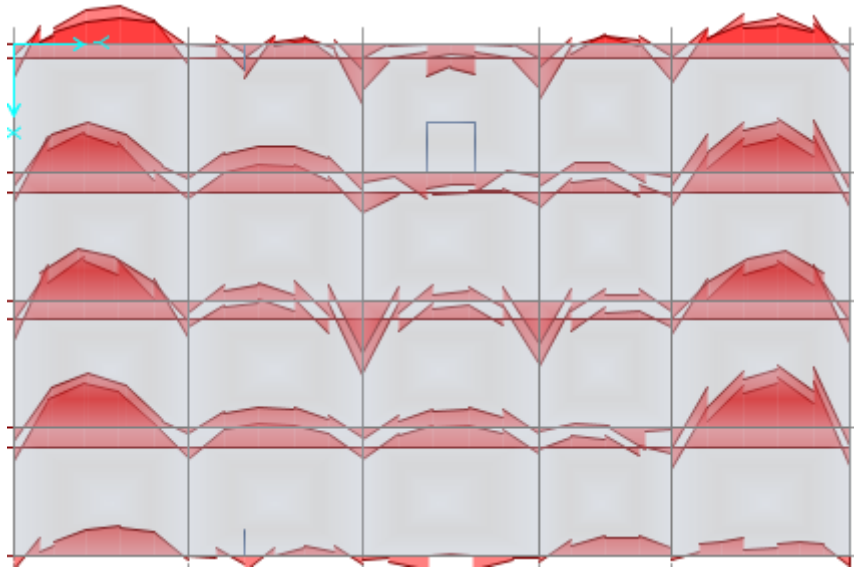


Figure VIII - 3 : moment de la dalle suivant X-X

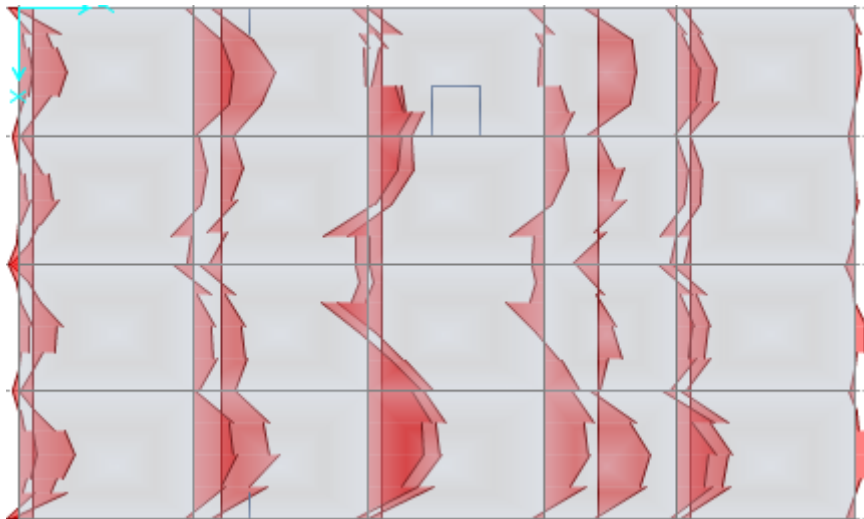


Figure VIII - 4 : moment de la dalle suivant Y-Y

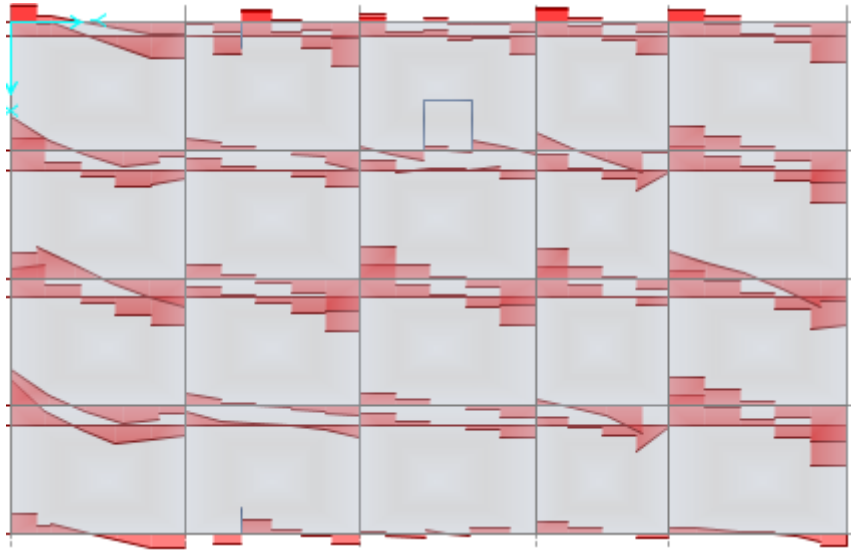


Figure VIII - 5 : effort tranchant de la dalle suivant X-X

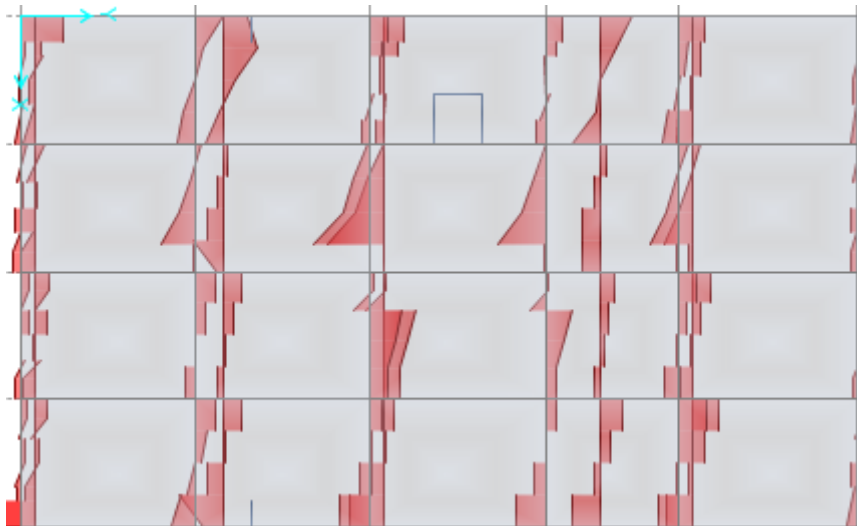


Figure VIII - 6 : effort tranchant de la dalle suivant Y-Y

Tableau VIII - 2 : sollicitations du radier

		sens	ELU(KN.m)	ELA(KN.m)	ELS(KN.m)	V(KN)
Dalle	Travée	X-X	39.23	47.140	28.60	124.32
		Y-Y	55.45	119.22	40.50	
	Appui	X-X	70.63	49.82	51.70	
		Y-Y	71.17	39.96	52.16	

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, section rectangulaire de dimension (b x h), tel que : b=100cm, h=30cm

$d=0,9 \times h = 0,9 \times 30 = 27\text{cm}$.

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_b = 14.20 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435 \text{ Mpa}$$

les formules nécessaires :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} < 0.186 \quad \text{Pivot A : } (A_u' = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \beta = 1 - 0.4\alpha, A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Condition de non fragilité [BAEL91.A 4.2] :

en Travée et en appuis :

$$F_{t28} = 0.6 + (0.06 \times F_{c28}) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.1}{500} = 2.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau VIII - 3 : ferrailage du radier

	sens	M _{max} (KN.m)	μ	A	β	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix	A ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	X-X	47.140	0.0455	0.0582	0.976	4.1094	2.60	6T12	6.786	20
	Y-Y	119.22	0.1151	0.1533	0.938	10.814	2.60	6T16	12.066	20
Appui	X-X	70.63	0.068	0.088	0.964	6.2340	2.60	6T12	6.786	20
	Y-Y	71.17	0.0687	0.0891	0.964	6.2835	2.60	6T12	6.786	20

- Vérification de la disposition des armatures [BAEL91.A.8.2.42]:

sens X-X: $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = (90\text{cm}, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

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

sens Y-Y : $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = (120\text{cm}, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

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

VII .2.4.vérification à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant [BAEL 91.A.5.1.2] :

il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 124.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{124.324 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.460 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ Condition vérifiée.

VII .2.5.vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton:

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

On doit vérifier $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28}$

Sens X-X :

En travée :

$A = 6.786 \text{ cm}^2 \quad M_{ser} = 28.60 \text{ KN.m}$

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'u) = \frac{15}{100} (6.786 + 0) = 1.0179 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u d + A'u d') = \frac{30}{100} (6.786 \times 27 + 0) = 54.96 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0.3393 + \sqrt{1.0179^2 + 6.786} = 1.7789 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + (15A_u (d-y)^2) = \frac{100}{3} \times 1.7789^3 + (15(6.786) (27-1.019)^2) = 64936.36 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{28.60 \times 10^3}{64936.63} \times 1.7789 = 0.783 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau VIII - 4 : Vérification de la contrainte dans le béton (σ_{bc})

Position	M _{ser} (KN.m)	D (cm)	E (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obsarvation
Travée	28.60	1.0179	54.96	1.7789	64936.63	0.783	15	C.V
	40.50	1.8099	97.73	2.1069	112464.7	0.7587	15	C.V
appui	51.70	1.0179	54.96	1.7789	64936.63	1.416	15	C.V
	52.16	1.0179	54.96	1.7789	64936.63	1.428	15	C.V

Vérification des Contrainte de compression dans l'acier :

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

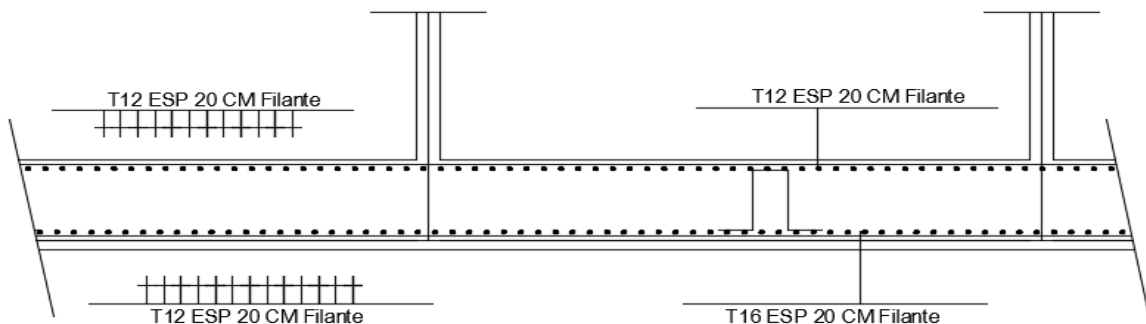
$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{28.60 \times 10^{-3}}{64936.63 \times 10^{-8}} (0.27 - 1.7789) \times 10^{-2} = 166.621 \text{ Mpa} < 348 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tableau VIII - 5 : Vérification de la contrainte de compression dans l'acier σ_s

Position	M _{ser} (KN.m)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	obsarvation
Travée	28.6	166.621	348	C.V
	40.5	134.46	348	C.V
appui	51.7	301.20	348	C.V
	52.16	303.88	348	C.V



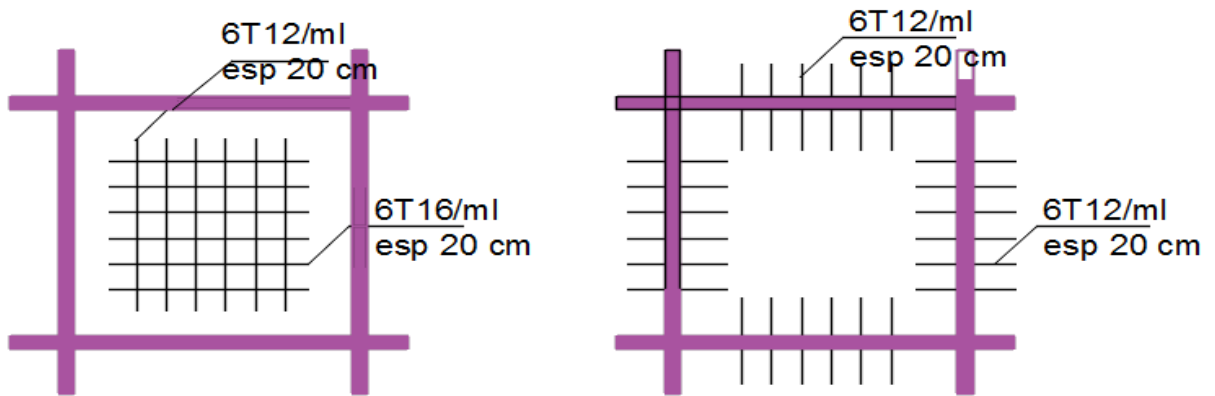


Figure VIII - 7 : schéma de ferrailage de radier bloc A

VII .3.Ferrailage de nervures :

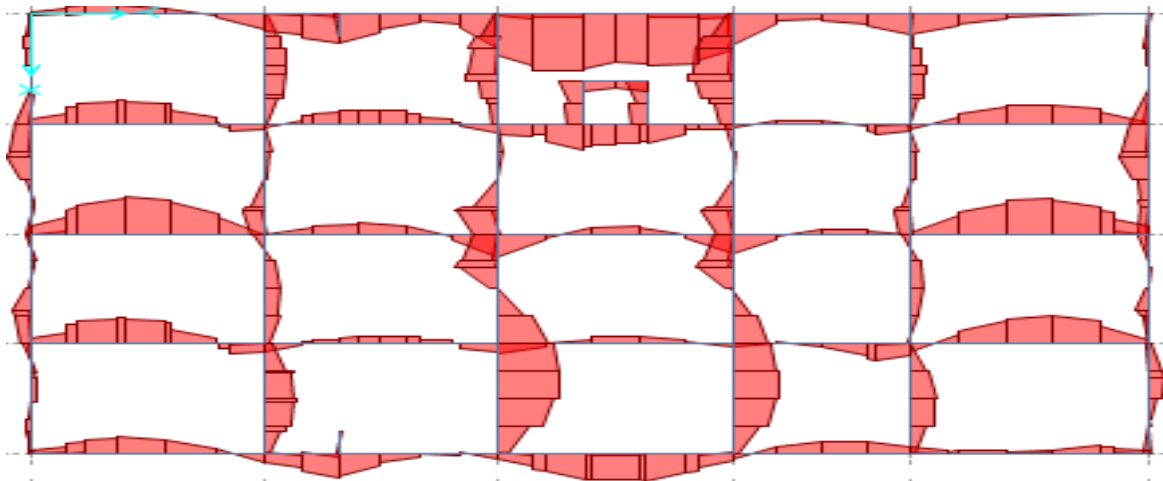


Figure VIII - 8 : moment fléchissant dans les nervures

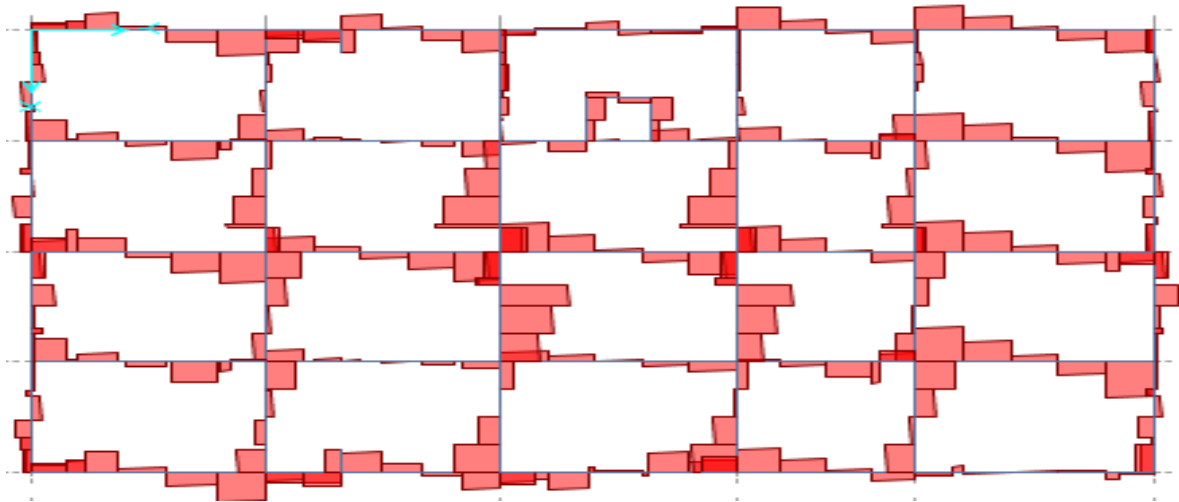


Figure VIII - 9: efforts tranchant dans les nervures

Tableau VIII - 6 : sollicitations de la nervure

		ELU(KN.m)	ELA(KN.m)	ELS(KN.m)	V(KN)
Nervure	Travée	833.6031	1282.9009	608.61	666.735
	Appui	1721.6504	1201.0896	1258.299	

Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en T renversé en flexion simple :

tel que : $b_0=50\text{cm}$, $b=140\text{cm}$, $h=115\text{cm}$, $h_0=30\text{ cm}$

$d=0,9\times h=103.5\text{cm}$.

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times f_{c28}/\gamma_b = 14.20\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = f_{e}/\gamma_s = 500/1.15 = 435\text{ Mpa}$$

Tableau VIII - 7 : ferrailage de nervure

	M_{\max} (KN.m)	μ	A	β	A^{cal} (cm^2)	choix	A^{adp} (cm^2)
Travée	1282.9009	0.0901	0.118	0.9527	28.02	5T20 Fil + 5T20 Chap	31,4
Appui	1721.6504	0.1209	0.161	0.9353	39.17	5T20 Fil + 5T20 Chap + 5T16 Chap	41,45

Armatures transversales:

Calcul le Diamètre des armatures transversal Selon [BAEL91.A.7.2.2] :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{tmin}\right) = \min\left(\frac{1500}{35}, \frac{550}{10}, 20\right) = \min(42.85, 55, 20)$$

Soit : $\phi_t = 10\text{mm}$

Calcul espacement S_t : [RPA99V/2003.A. 7.5.2.2]

zone nodale : $S_t \leq \min(h/4, 12\phi) = \min\left(\frac{115}{4}, 12 \times 2\right) = \min(28.75, 24)$

donc : $S_t=10\text{cm}$

zone courant : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{150}{2} = 75$

donc : $S_t=15\text{cm}$

VII .3.1. vérification à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant [BAEL 91.A.5.1.2]:

il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_c 28}{\gamma_b}, 5\text{Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$

$V_u = 666.735 \text{ KN}$

$\tau_u = 0.897 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

VII .3.2.Vérification a l'ELS :

Tableau VIII - 8 vérification des contraintes dans le béton

Position	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	D (cm)	E (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obsarvation
Travée	608.61	31,4	4.71	254.34	2.6101	8255848	0.192	15	C.V
appui	1258.299	41,45	6.225	336.15	2.7332	10890999	0.315	15	C.V

Tableau VIII - 9 : Vérification de la contrainte de compression dans l'acier σ_s

Position	M_{ser} (KN.m)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	Obsarvation
Travée	608.61	146.394	348	C.V
appui	1258.299	229.222	348	C.V

VII .4. BLOC B :

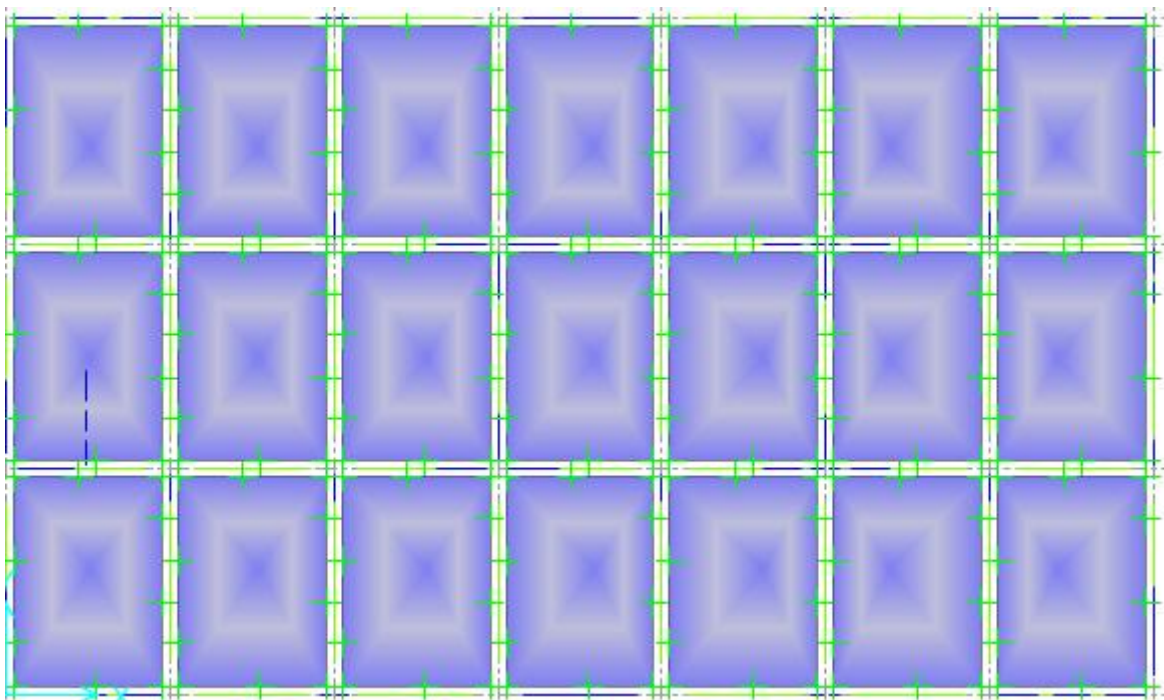


Figure VIII - 10 : schéma représentatif de radier BLOC B

VII .4.1. Vérification nécessaire de radier BLOC B :

Condition forfaitaire :

L_{max} : entre axes des voiles (entre les 2 travée)

Raider: $h_d = \frac{L_{max}}{20}$ B.A.E.L A.6.4.1.2

Nervure: $h_n = \frac{L_{max}}{10}$

$h_d = \frac{5.35}{20} = 0.267m$ on prendre $h_d = 30$ cm

nervure : $h_n = \frac{L_{max}}{10} = \frac{5.35}{10} = 0.535m$ on prendre $h_n = 55$ cm

Vérification de condition de rigidité :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \geq 0.795 \text{ m}$$

On prend : $h_t = 120 \text{ cm}$

hauteur de nervure : 120cm

Largeur de la nervure:

$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 48 \leq b \leq 96$; donc on prend : $b = 55 \text{ cm}$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.216 \times 10^7 \times 0.0697}{4 \times 10^4 \times 0.55}} = 3.515 \text{ m}$$

$\frac{\pi}{2} \times L_e = 5.52 \text{ m} > L_{\max} = 5.35 \text{ m}$ Condition vérifiée.

la surface de radier :

La somme des efforts normaux apportés par voiles à la base à l'ELS « N_{ser} ».

$$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$$

$$N_{\text{ser}} = 35692.7 \text{ KN}$$

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

N : Résultante des forces normales sur le radier.

$$N = N_{\text{ser}} + P \cdot P_{\text{radier}} + P \cdot P_{\text{remlais}}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow S_s = \frac{50651.15}{200} = 253.25 \text{ m}^2$$

Surface de la structure : $S_{\text{structure}} = 438.165 \text{ m}^2$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{str}} = 438.165 \text{ m}^2$$

Vérification de la contrainte du sol :

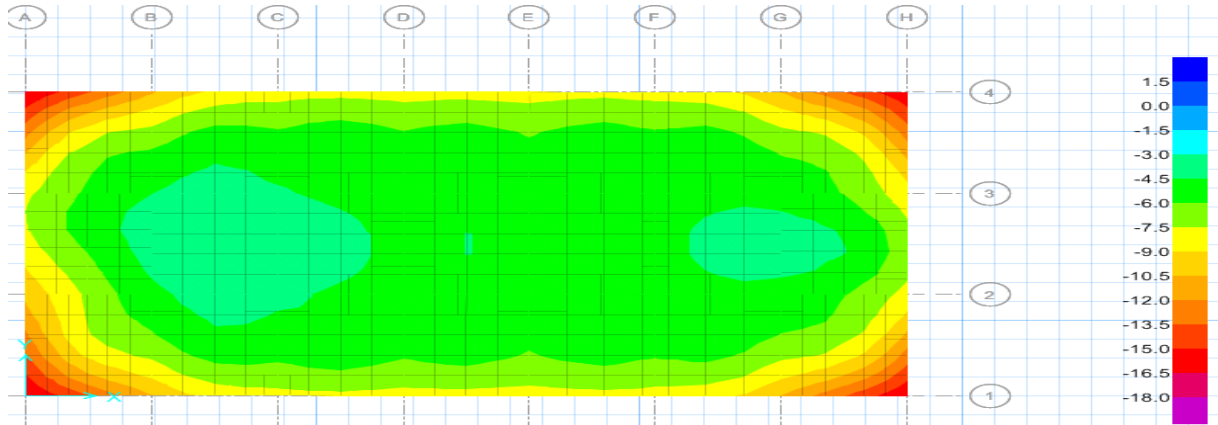


Figure VIII - 11 : la cartographie des contraintes BLOC B

Afin de vérifier le niveau de contrainte transmis au sol, deux conditions de vérification sont nécessaires, à savoir :

Condition 1 :

$$\sigma_{b1} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{b1} = K \times Z_{max}$$

Où :

Z_{max} : Déplacement maximal suivant Z à l'ELS obtenu par le logiciel SAFE.

K : Coefficient de radier du sol

$$K = 40 \text{ MN/m}^3, z_{max} = 0.00309 \text{ m}, \sigma_{sol} = 0.2 \text{ Mpa} = 0.2 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{b1} = 0.00275 \times 40 = 0.123 \text{ MN/m}^2$$

$\sigma_{b1} < \sigma_{sol}$ Condition vérifiée.

Condition 2 :

$$\text{Avec : } \sigma_{b2} = \frac{F_z}{S}$$

Où :

F_z : Réaction total de la structure à l'ELS obtenu par ETABS ($F_z = 35692.7 \text{ KN}$).

S: Surface du radier, égale à 438.165 m^2 .

$$\sigma_{b2} = \frac{35692.7}{438.165} \times 10^{-2} = 0.814 \text{ bar}$$

$\sigma_{b2} < \sigma_{sol}$ Condition vérifiée.

Tableau VIII - 10 : la stabilité du radier en situation accidentelle

	1.35G+1.5Q		G+Q	
	Transversal	Longitudinal	transversal	Longitudinal
N(KN)	69146.03	69146.03	55057.36	-55057.36
M (KN.m)	391795.6	668597.6	285654.1	-487452.2
I (m ⁴)	9406.033	27213.33	9406.033	27213.33
σ _{max} (bars)	4.9207	4.931	3.6936	3.7015
σ _{min} (bars)	-1.764	-1.77	-1.1805	-1.188
σ _{moy} (bars)	1.640	1.643	1.231	1.233
σ _{adm} (bar)	4	4	4	4
La condition	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie

Tableau VIII - 11 : la stabilité du radier en situation durable

	0.8G+EX		G+Q+EX	
	transversal	Longitudinal	transversal	Longitudinal
N(KN)	44218.62	44218.62	35178.97	35178.97
M (KN.m)	195656	333763.9	285654.1	487452.2
I (m ⁴)	9406.033	27213.33	9406.033	27213.33
σ _{max} (bars)	2.678	2.683	3.240	3.2478
σ _{min} (bars)	-0.660	-0.664	-1.634	-1.642
σ _{moy} (bars)	0.892	0.894	1.080	1.082
σ _{adm} (bar)	4	4	4	4
La condition	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie

Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA 99/version 2003, On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

M : moment de renversement.

N :ensemble des charges gravitaires.

B :la largeur de radier.

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{130935,98}{50651,15} = 2.585\text{m} \leq 6.825 \text{ m}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{127475,16}{50651,15} = 2.516\text{m} \leq 4.01 \text{ m}$$

VII .4.2.Ferraillage de la dalle :

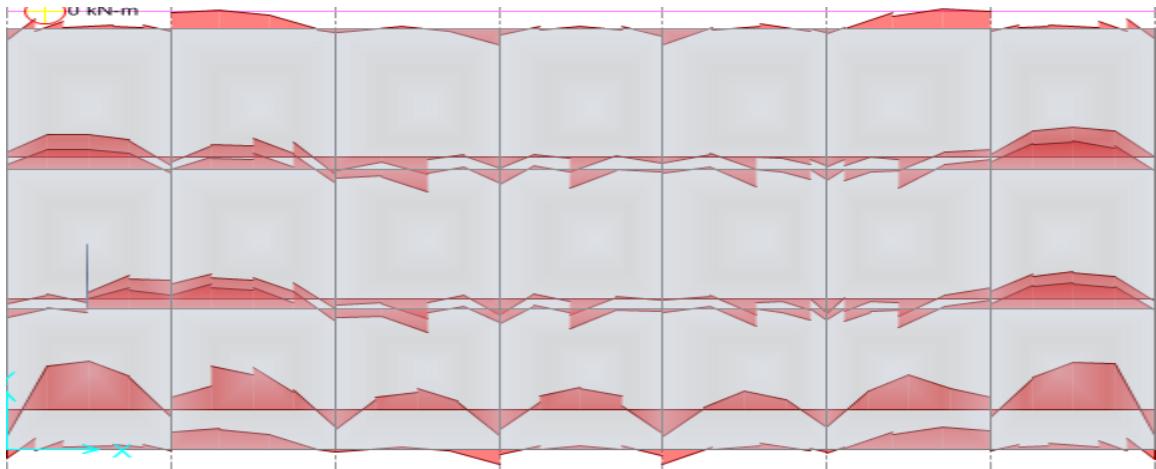


Figure VIII - 12 : moment de la dalle suivant X-X

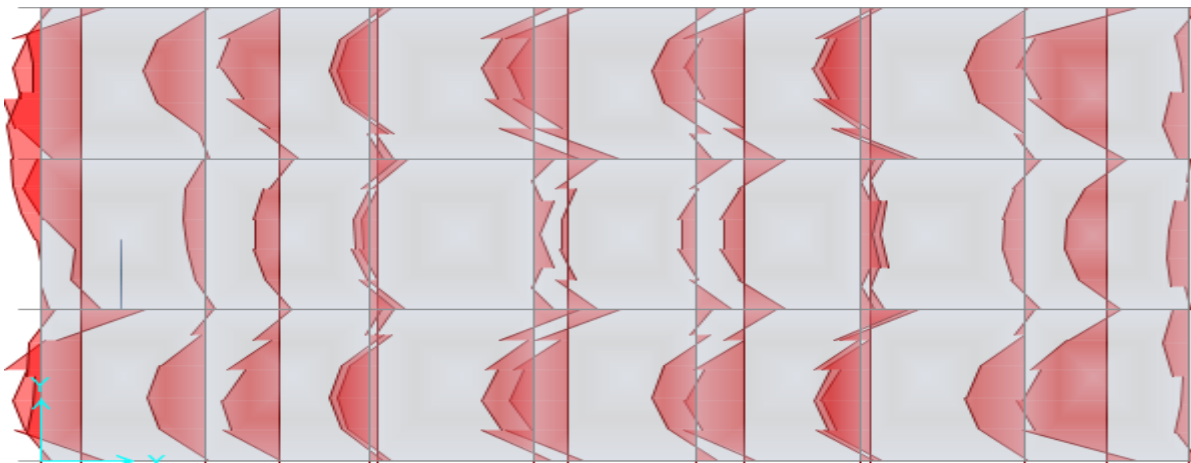


Figure VIII - 13 : moment de la dalle suivant Y-Y

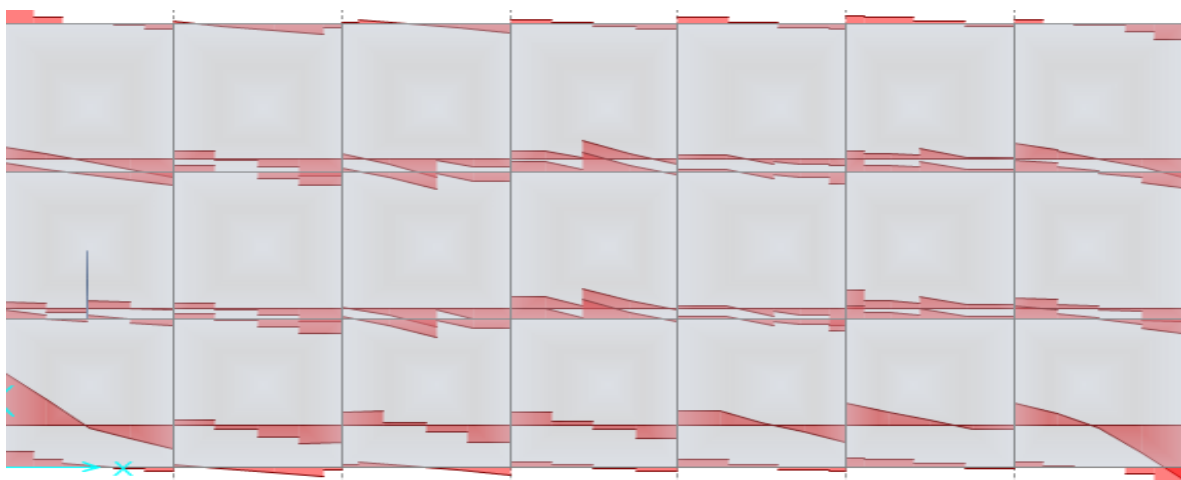


Figure VIII - 14 : effort tranchant de la dalle suivant X-X

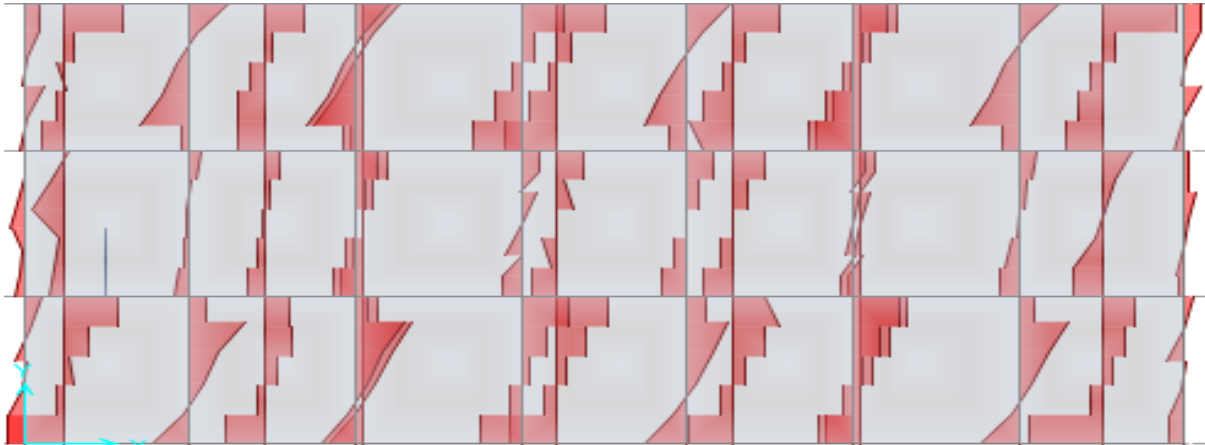


Figure VIII - 15 : effort tranchant de la dalle suivant Y-Y

Tableau VIII - 12 : sollicitations du radier

		sens	ELU(KN.m)	ELA(KN.m)	ELS(KN.m)	V(KN)
Dalle	Travée	X-X	83.95	94.84	61.30	279.186
		Y-Y	78.25	80.67	57.482	
	Appui	X-X	104.926	53.909	76.71	
		Y-Y	113.96	70.55	83.0	

Tableau VIII - 13 : ferrailage du radier

	sens	M _{max} (KN.m)	μ	α	β	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	choix	A ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	X-X	94.84	0.0916	0.120	0.951	8.483	2.60	6T14	9.234	20
	Y-Y	80.67	0.0779	0.101	0.959	7.159	2.60	6T14	9.234	20
Appui	X-X	104.926	0.1013	0.133	0.946	9.439	2.60	6T16	12.066	20
	Y-Y	113.96	0.1100	0.146	0.941	10.305	2.60	6T16	12.066	20

Vérification de la disposition des armatures [BAEL91.A.8.2.42]:

sens X-X: $St \leq \min (3h, 33cm) = (90cm, 33cm) = 33cm$

$St = 20cm < 33cm \dots CV.$

sens Y-Y: $St \leq \min (4h, 45cm) = (120cm, 45cm) = 45cm$

$St = 20cm < 45cm \dots CV.$

VII .4.3.vérification à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant [BAEL 91.A.5.1.2] :

il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2f_c28}{\gamma_b}, 5\text{Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 279.186 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{124.324 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.460 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ Condition vérifiée.

VII .4.4. vérification à l'ELS :

Tableau VIII - 14: Vérification de la contrainte dans le béton (σ_{bc})

Position	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	D (cm)	E (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	obsarvation
Travée	61.30	9.234	1.3851	74.79	1.954	87133.44	1.374	15	C.V
	57.482	9.234	1.3851	74.79	1.954	87133.44	1.289	15	C.V
appui	76.71	12.066	1.8099	97.73	2.106	112464.7	1.437	15	C.V
	83.0	12.066	1.8099	97.73	2.106	112464.7	1.554	15	C.V

Tableau VIII - 15 : Vérification de la contrainte de compression dans l'acier σ

Position	M _{ser} (KN.m)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	obsarvation
Travée	61.30	264.300	348	C.V
	57.482	247.838	348	C.V
appui	76.71	254.685	348	C.V
	83.0	275.569	348	C.V

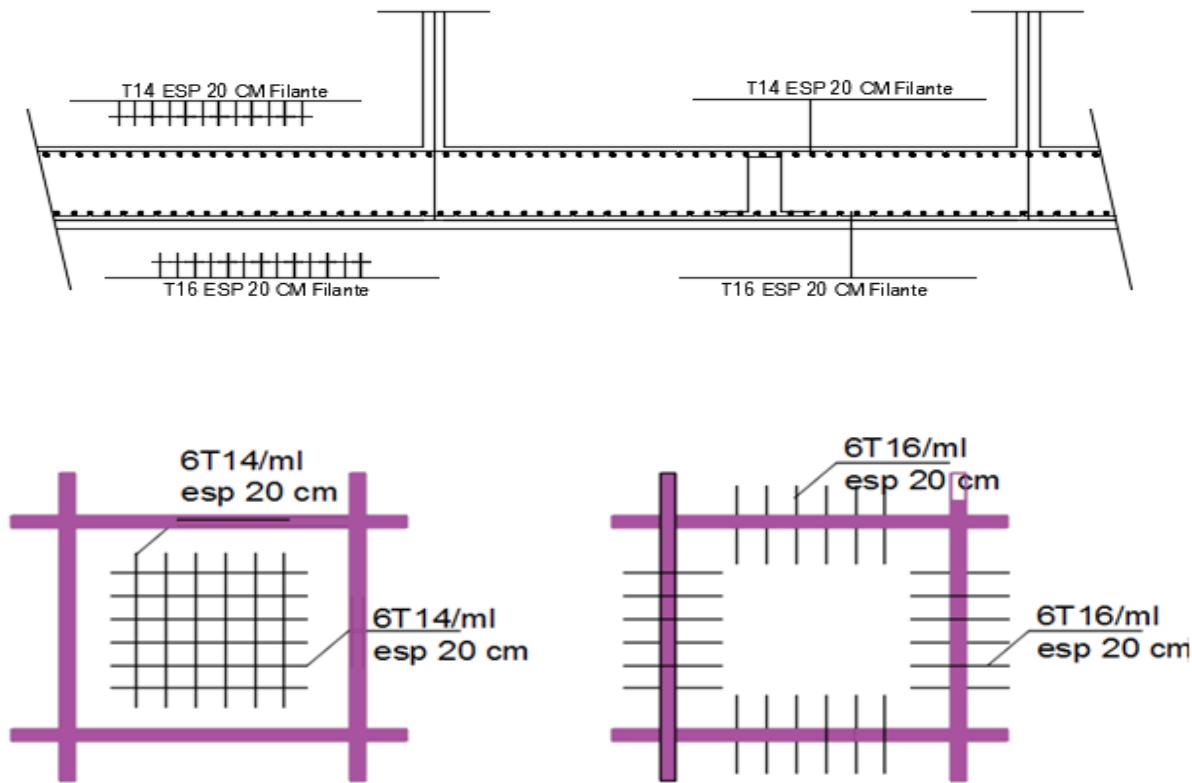


Figure VIII - 16 : schéma de ferrailage de radier bloc B

VII .5. Ferrailage de nervures :

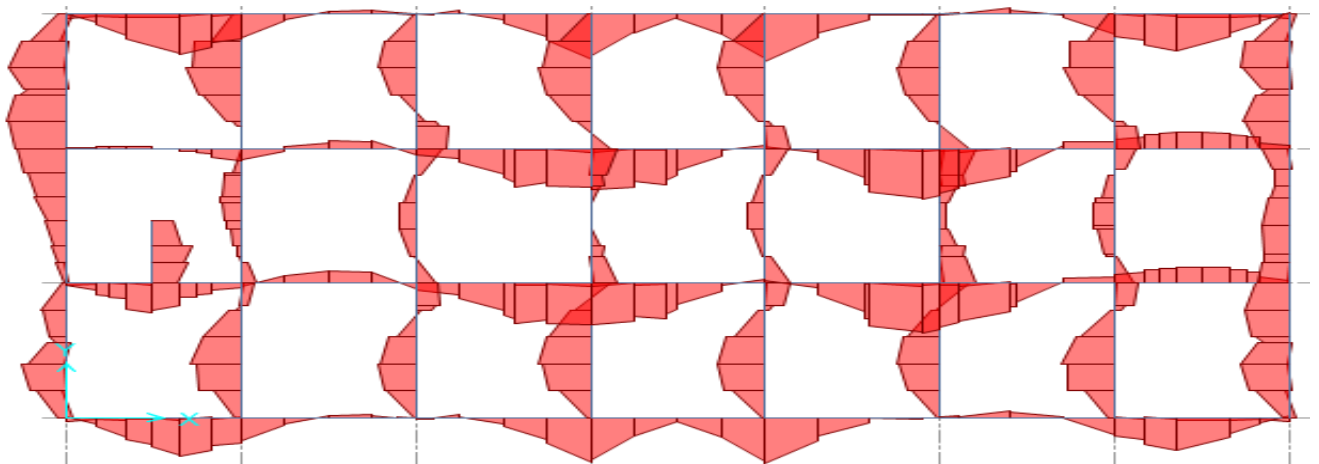


Figure VIII - 17 : moment fléchissant dans les nervures

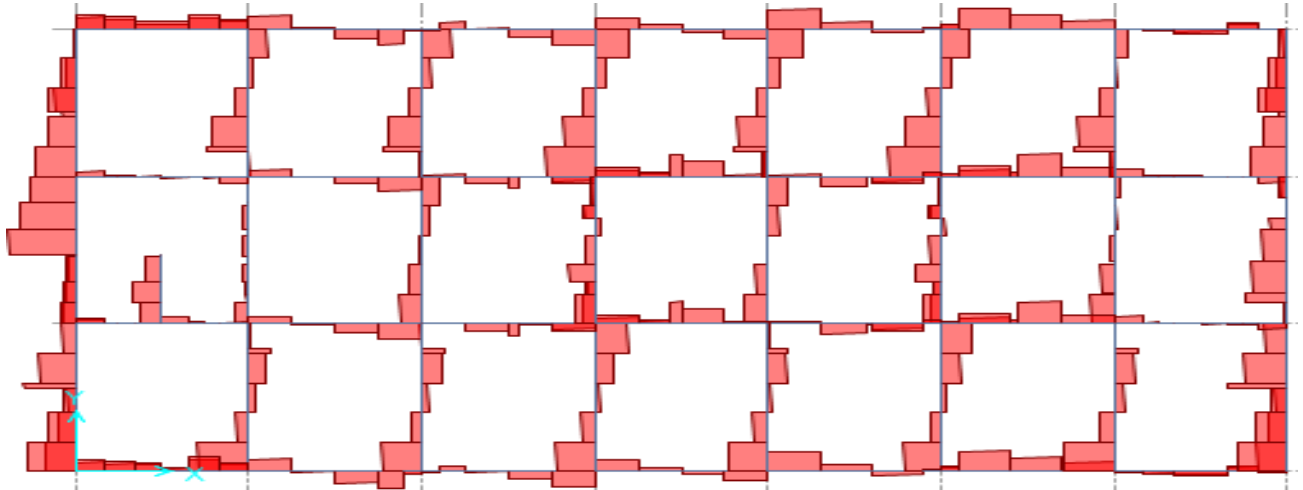


Figure VIII - 18 : efforts tranchant dans les nervures

Tableau VIII - 16 : sollicitations de la nervure

		ELU(KN.m)	ELA(KN.m)	ELS(KN.m)	V(KN)
Nervure	Travée	1153.91	1491.57	843.84	629.87
	Appui	2089.42	808.706	1524.26	

Section minimale des armatures :

D'après le RPA99v2003, la section minimale est :

$$A=0.5\% .b.h$$

Tableau VIII - 17 : ferrailage de nervure

	M _{max} (KN.m)	μ	A	B	A ^{cal} (cm ²)	choix	A ^{adp} (cm ²)
Travée	1491.57	0.1047	0.138	0.944	26.89	5T20 +5T20	27.89
Appui	2089.42	0.1467	0.199	0.920	38.66	14T14 +12T14	40.02

Armatures transversales:

Calcul le Diamètre des armatures transversal [BAEL 91.A.7.2.2]

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{min}\right) = \min\left(\frac{1500}{35}, \frac{550}{10}, 16\right) = \min(42.85, 55, 16)$$

Soit : $\phi_t = 10\text{mm}$

- Calcul espacement S_t selon [RPA99V2003.A. 7.5.2.2]

zone nodale : $S_t \leq \min(h/4, 12\phi) = \min(\frac{150}{4}, 12 \times 1.6) = \min(37.5, 19.2)$

donc : $S_t = 10\text{cm}$

zone courant : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{150}{2} = 75$

donc : $S_t = 15\text{ cm}$

VII.5.1. Vérification à l'ELS:

Vérification de l'effort tranchant [BAEL 91.A.5.1.2]:

il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \min(\frac{0.2f_c28}{\gamma_b}, 5\text{Mpa}) = 3.33\text{ Mpa}$

$V_u = 629.87\text{KN}$

$\tau_u = 0.848\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

VII.5.2. Vérification à l'ELS:

Tableau VIII - 18 : vérification des contraintes dans le béton

Position	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	D (cm)	E (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obsarvation
Travée	843.84	27.89	4.18	225.90	2.553	7339245	0.293	15	C.V
appui	1524.26	40.02	6.003	324.16	2.71801	10505034	0.394	15	C.V

Tableau VIII - 19 : Vérification de la contrainte de compression dans l'acier σ

Position	M_{ser} (KN.m)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Obsarvation
Travée	843.84	228.422	348	C.V
appui	1524.26	287.907	348	C.V

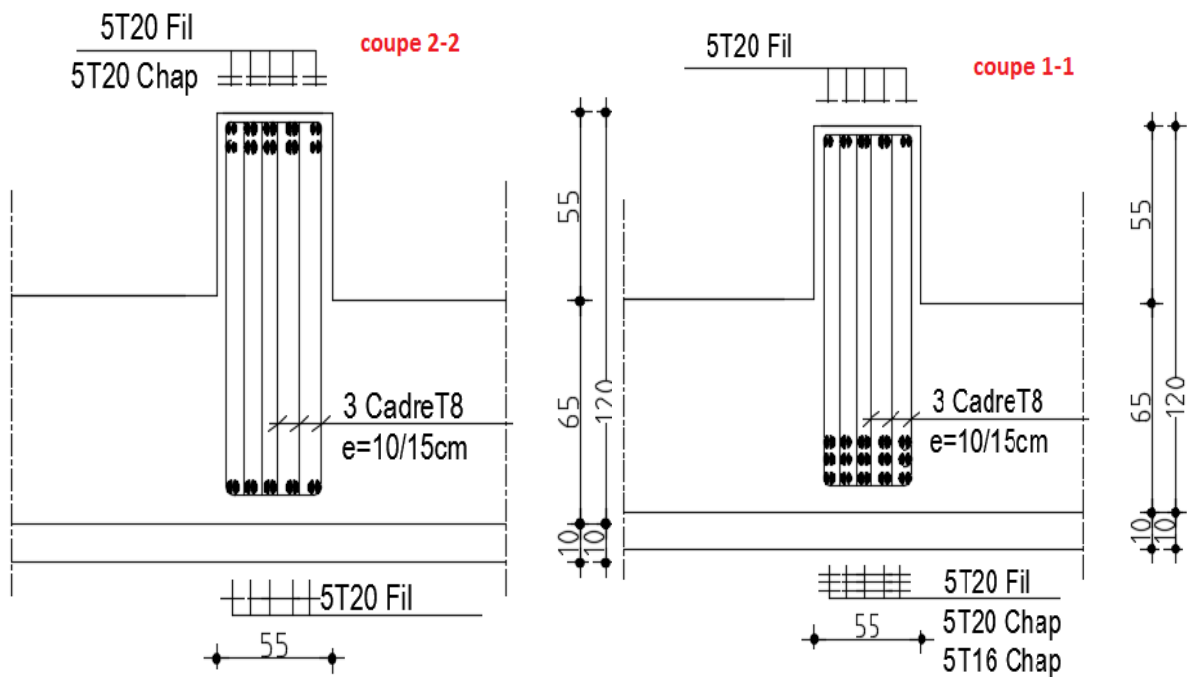
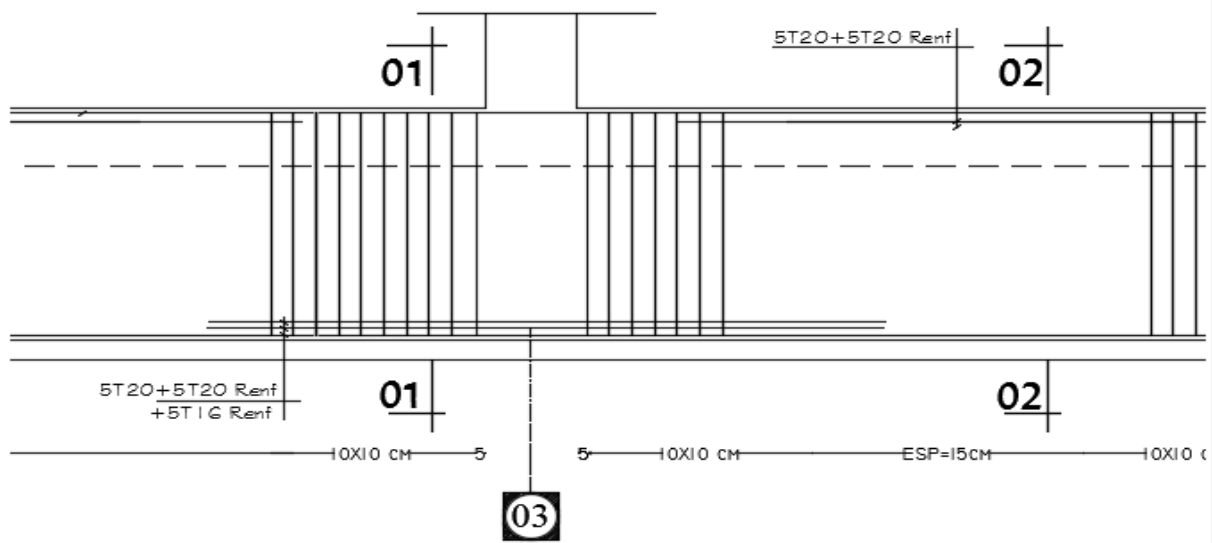


Figure VIII - 19 : schéma de ferrailage de nervures

VII .6.Voile périphérique :

VII .6.1.Introduction :

D'après le RPA 99/2003 (Art 10.1.2), Le voile périphérique situé entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Épaisseur $ep \geq 15 \text{ cm}$. Pour notre voile, On a Opté une épaisseur de 20cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontaux et verticaux).

Un recouvrement de 40φ pour les renforcements des angles.

Nous adoptons une épaisseur $e=20\text{cm}$.

La hauteur de voile périphérique= 3.06m .

Le voile etant une dalle pleine encastre sur les 4 cotes chargée par la pression des terres qui présentent dans la réalité une répartition triangulaire.

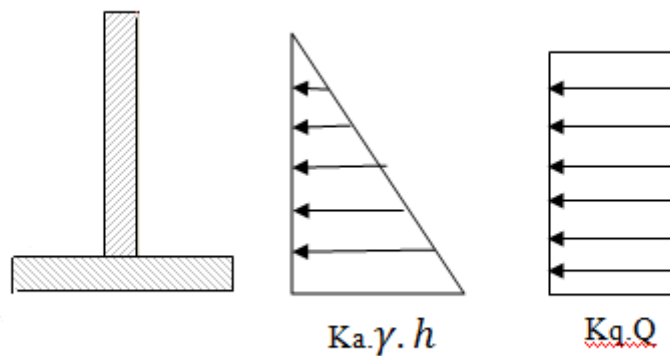


Figure VIII - 20 : Schéma du voile périphérique

VII .6.2.Evaluation des charges et surcharge :

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

- Q : Surcharge d'exploitation = $2,5 \text{ KN/m}^2$
- γ : Poids spécifique du sol = 18 KN/m^3
- φ : Angle de frottement interne du sol = 30°

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{30}{2}\right) = 0.33$

$$K_q = \frac{k_a}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \frac{k_a}{\cos^2(0 - 0)} = k_a = 0,33$$

Calcul la force de poussée sur le mur :

Force de la Poussée du sol :

$$P_1 = \frac{1}{2} \gamma \times h^2 \times k_a$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 18 \times 3.06^2 \times 0.33 = 27.80 \text{ KN/ml}$$

Force de la Poussée à la surcharge :

$$P_2 = Q \times k_q \times h$$

$$P_2 = 2.5 \times 0.33 \times 3.06 = 2.52 \text{ KN/ml}$$

VII .6.3.Détermination des sollicitations :

ELU :

$$q_u = 1.35p_1 + 1.5p_2 = (1.35 \times 27.80 + 1.5 \times 2.52) = 41.31 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_u = p_1 + p_2 = (27.80 + 2.52) = 30.32 \text{ KN/ml}$$

calcul de moment :

on va utilisé la méthode de BAEL.

On prendre le panneau le plus défavorable : $L_x = 3.90 \text{ m}$, $L_y = 5.42 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.90}{5.42} = 0.72 > 0.4 \dots \text{ Donc la dalle portent dans les deux sens}$$

D'après le tableau de coefficients μ_x , μ_y annexe n°5:

$$\text{ELU : } \mu_x = 0.062$$

$$\mu_y = 0.509$$

Calcul les moments isostatique :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_x = 0.062 \times 41.31 \times 3.90^2 = 38.95 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.509 \times 38.95 = 19.82 \text{ KN.m}$$

Calcul les moments :

En travée :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 29.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 14.865 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_x = -19.47 \text{ KN.m}$$

VII.6.4. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration peut préjudiciable (Le calcul se fera à l'ELU) pour une bande 1m , de section (100 x 20) cm².

Tableau VIII - 20 : ferrailage de voile périphérique

	Sens	M (KN.m)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{choisit} (cm ²)	choix	S _t (cm)
Travée	X-X	29.21	0.063	0.082	0.967	4.821	2	5.655	5T12	20
	Y-Y	14.865	0.032	0.041	0.983	2.412	2	3.925	5T10	20
appui	X-X	19.47	0.042	0.054	0.978	3.176	2	3.925	5T10	20

VII.6.5. Vérification a L'ELU :

condition de non fragilité [BAEL91.A. 4.2]:

en Travée et en appuis :

$$F_{t28} = 0.6 + (0.06 \times F_{c28}) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{500} = 1.449 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VII.6.6. Vérification a L'ELS :

calcul les moments isostatique :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\text{ELS : } \mu_x = 0.0685$$

$$\mu_y = 0.643$$

$$M_x = 0.0685 \times 30.32 \times 3.90^2 = 31.58 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.643 \times 30.32 = 19.49 \text{ KN.m}$$

Calcul les moments :

En travée :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 23.685 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 14.61 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_x = -15.79 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Tableau VIII - 21 : Vérification de la contrainte dans le béton (σ_{bc})

Position	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	D (cm)	E (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation
Travée	23.685	5.655	0.848	30.537	4.7425	18464.45	6.083	15	C.V
	14.61	3.925	0.588	21.195	4.0525	13671.56	4.330	15	C.V
appui	15.79	3.925	0.588	21.195	4.0525	13671.56	4.6804	15	C.V

Tableau VIII - 22 : Vérification de la contrainte de compression dans l'acier σ_s

Position	M_{ser} (KN.m)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)	observation
Travée	23.685	255.087	348	C.V
	14.61	223.572	348	C.V
appui	15.79	241.629	348	C.V

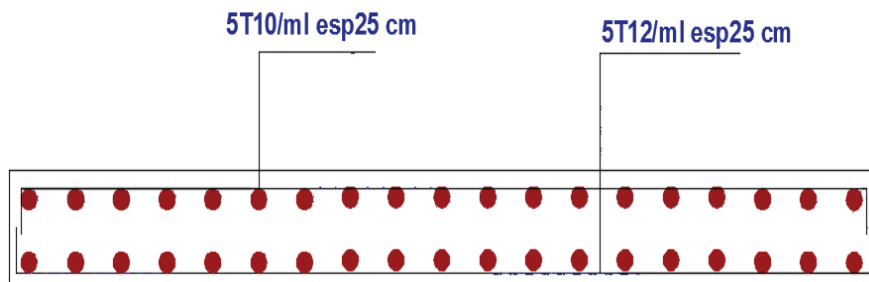


Figure VIII - 21 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion :

Ce travail de fin étude été d'une grande importance, nous donne l'occasion d'appliquer d'exploiter et d'évaluer nos connaissances durant notre formation, et d'apprendre les différentes méthodes de calcul, de concepts et de règlement gouvernant du domaine d'étude.

Ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de calcul ETABS, SAFE et de dessin Auto CAD, pour l'analyse statique de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorable et ensuite le ferrailage des éléments résistants.

La modélisation de la structure est une étape importante, cette étude nous a conduits à l'extraction certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- la conception antisismique, il est très important que l'ingénieur en génie civil et l'architecte travaillent ensemble dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité antisismique réalisée.

- la réalisation d'une construction dans une zone sismique, il faut tester plusieurs dispositions des voiles, La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de participation massique, d'effort, de période et de déplacement...

- La disposition et le dimensionnement des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique.

- La quantité des voiles n'impliquent pas nécessairement un bon comportement de la structure, c'est la disposition optimale qui permet de donner des résultats satisfaisants se traduisant d'une part par un bon comportement de l'ouvrage et d'autre part par une économie sur les quantités de béton et de l'acier.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES:

- **Règlements:**

- Règles parasismiques Algériennes : RPA/version 2003.Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, centre national de recherche appliquée en génie parasismique, 2003.
- Règle BAEL 91 modifié 99 :règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites .
- Règle de conceptions et de calcul des structures en béton armé C.B.A93, D.T.R B-C-2.4, Ministère de l'habitat.
- Document technique réglementaire D.T.R – B C2.2.
- Formulaire de béton par VICTOR DAVIDOVICI.
- Thèse de fin d'étude d'anciens étudiants.

- **Cours:**

- Cours « béton armé » par Pr. Amara Khaled, centre universitaire d'Ain Témouchent.
- Cours « structure en béton armé 1 » par Mme Lazizi, centre universitaire d'Ain – Témouchent.
- Cours « structure en béton armé 2» par Mr.A.Said, centre universitaire d'Ain Témouchent..

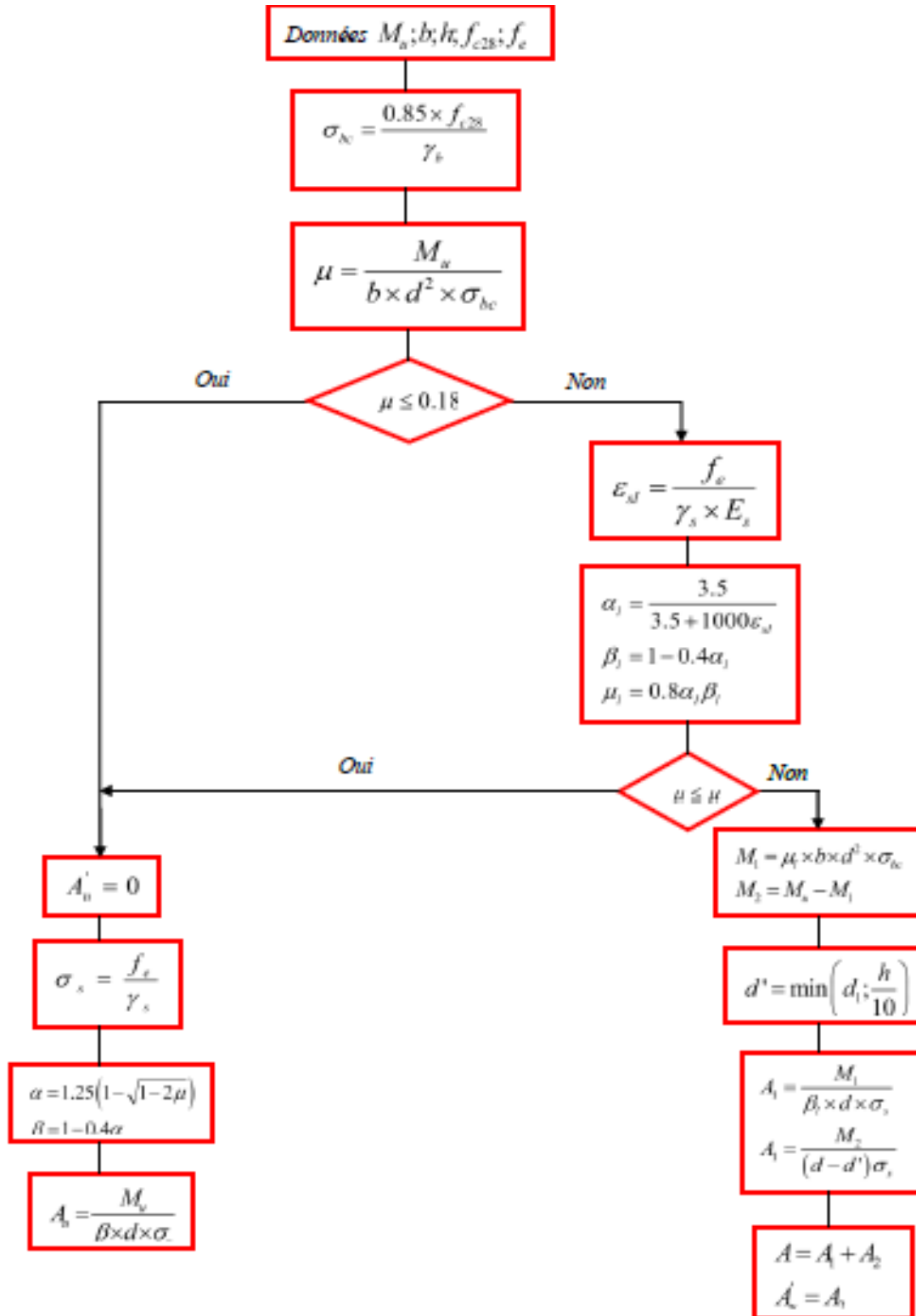
- **Logiciels :**

- ETABSV2009 : Analyse des structures.
- safeV2016 : fondation et dalle pleine.
- MDsloid4.0 : traçage des diagramme des moment et des effort internes.
- Autocad V2016 : Dessin de plan de coffrage et de ferrailage.
- Word : Traitement de texte.
- Excel : calcul.

ANNEXE

ANNEXE 1 : organigramme de calcul section rectangulaire à L'ELU

en flexion simple [BAEL91]



ANNEXE 2 : Tableau U_x, U_y

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

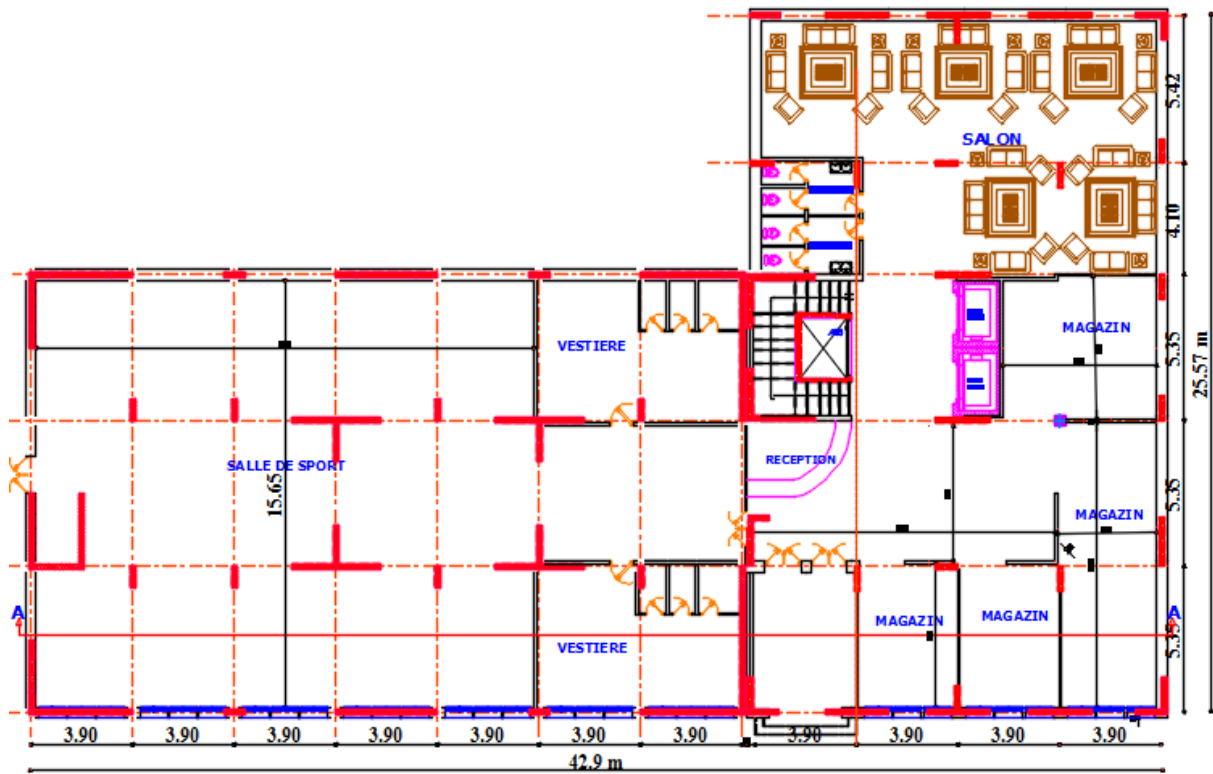
ANNEX 3 : tableau des armatures en cm²

U/l_x	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
U/l_y											
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

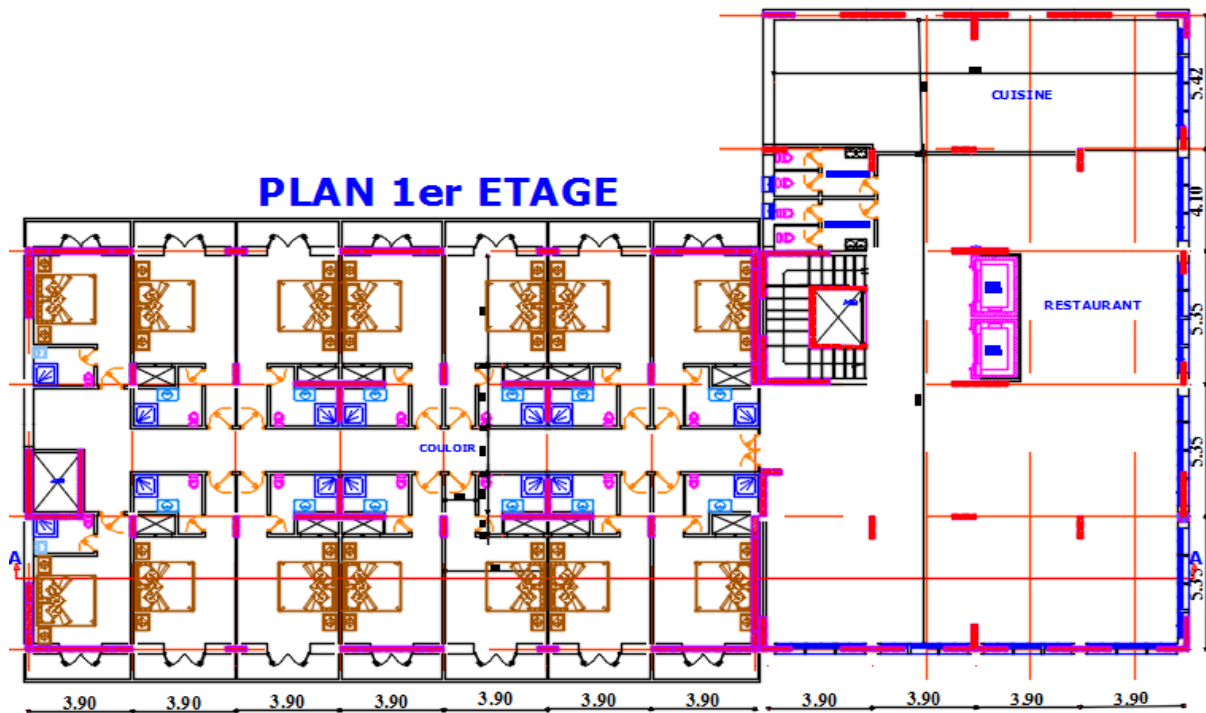
ANNEX 4 : tableau de coefficients μ_x , μ_y

U/l_x	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
U/l_y											
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

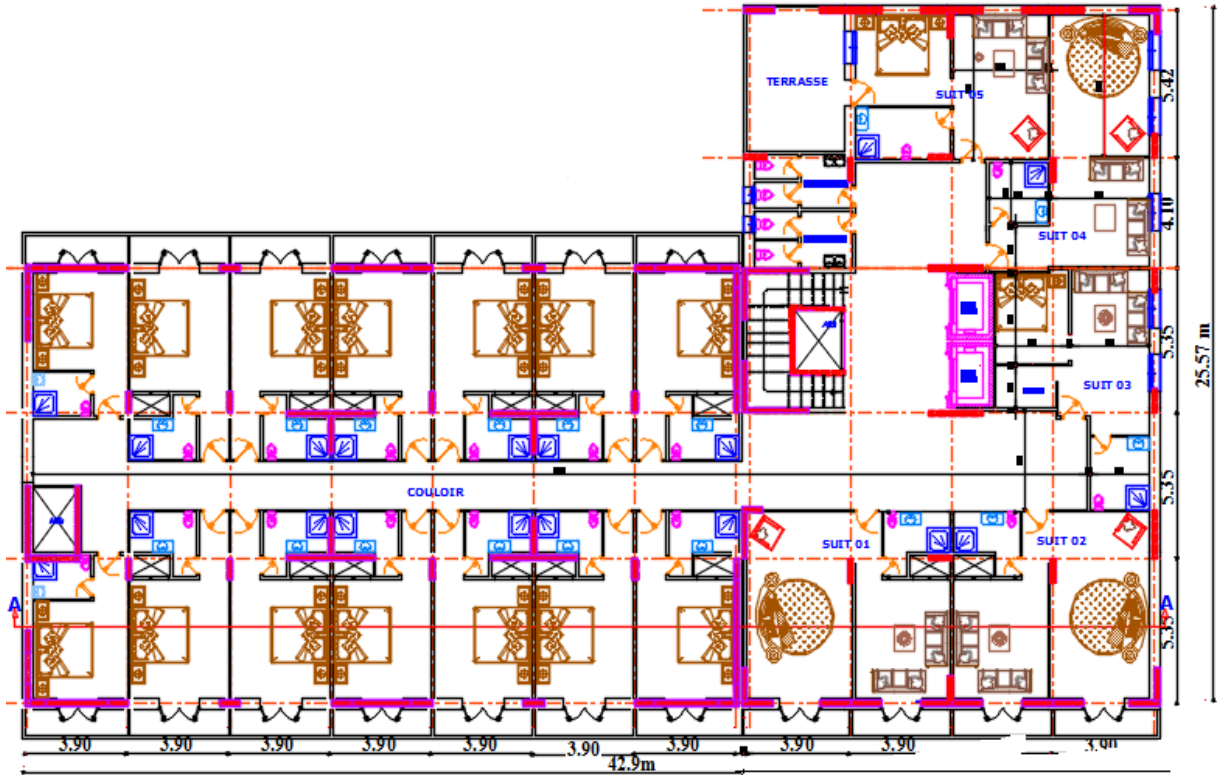
ANNEX 4 : plans architectures



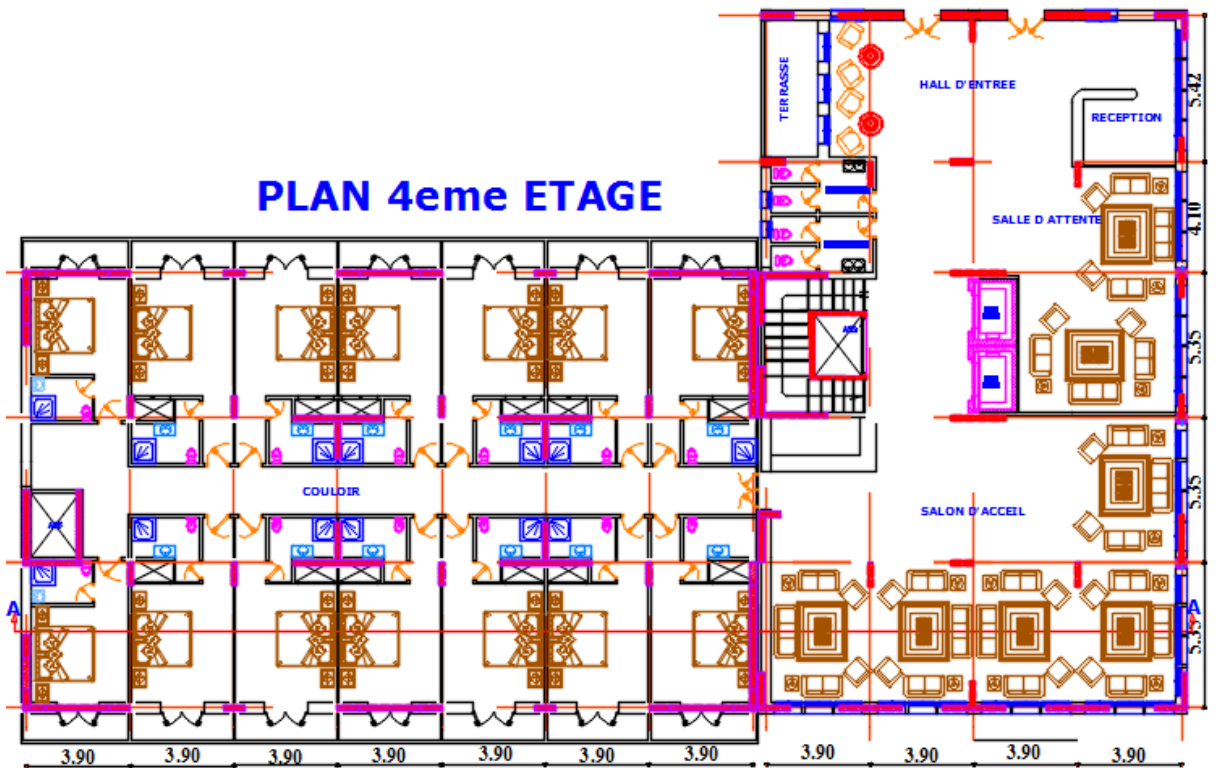
Vue en plan du RDC



Plan 1ere etage

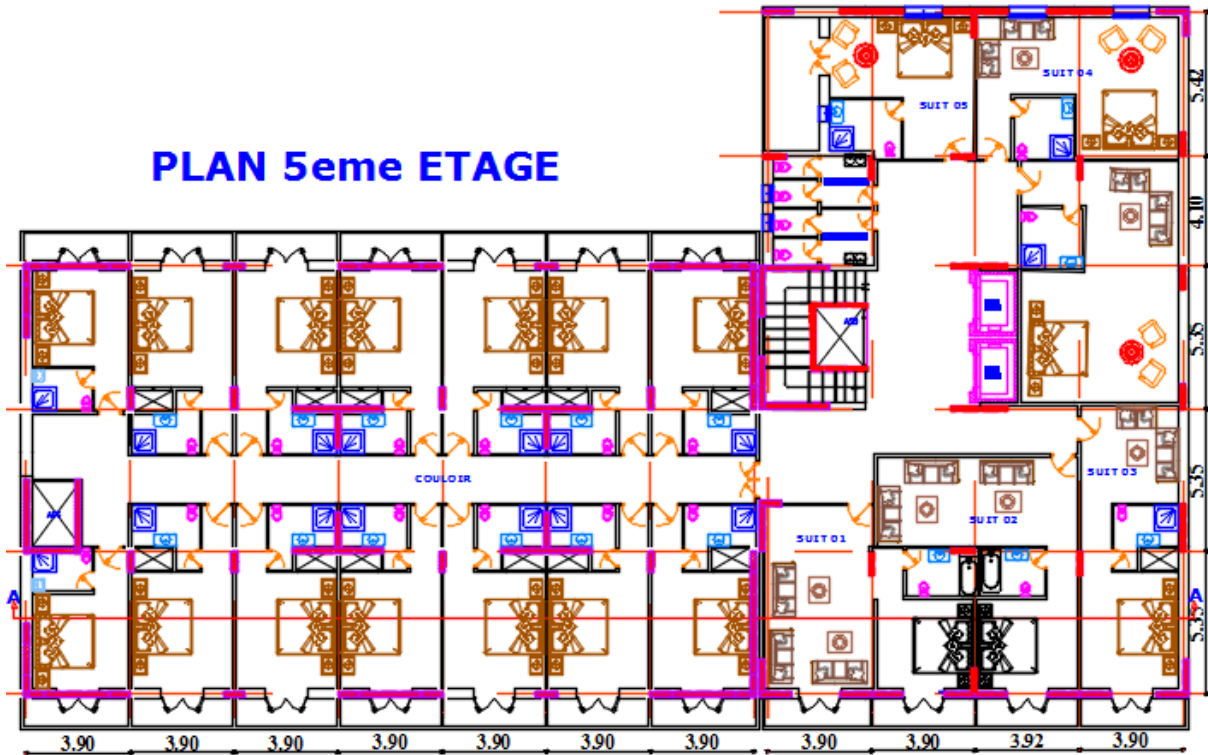


Plan 2eme et 3eme etage



Plan 4eme etage

PLAN 5eme ETAGE



Plan 5eme etage