



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Filière : génie civil

Spécialité : structure

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT R+8 + 2 SOUS-SOLS
AVEC PLANCHERS EN DALLE PLEINE ET VOILES
PORTEURS**

Présenté par :

- 1. BAHLOUL Manel**
- 2. BENTAFNA Sihem**

Soutenu le 23/08/2020

Encadrant	BELHOUARI Fethi
-----------	-----------------

Année Universitaire : 2019 / 2020

Dédicaces

*A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et
Source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour
me voir réussir, que dieu te garde pour moi
A mon père.*

*A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de
mon coeur, ma vie et mon bonheur.
A la plus belle créature que Dieu a créée sur terre ,,,
A cette source de tendresse, de patience et de générosité,,,
A ma mère que j'adore*

*A Mon ange gardien
Les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour
et l'affection que je porte pour lui
A Mon cher frère Ali*

*A Ma fidèle accompagnante
cette personne sur qui je compte, mon épaule, ma voix
ma chère sœur Hadjer*

*A Mon amie d'enfance
ma jumelle ma deuxième sœur ma confidente
A ma chérie Dalila*

*Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient
toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagnaient durant mon
chemin d'études, mes aimables copines Amina et Maria*

*A toi Randa , toi qui m'a soutenu tout au long de cette période
Et merci a mon frère ibrahim pour son aide*

*Un grand merci spécialement à la personne avec qui j'ai décidé de mener cette expérience
À toi Sihem merci d'être la , merci
pour ta volonté, ton courage et ta patience, grâce à notre amitié et notre complicité
on a réussi ce travail à deux*

BAHLOUL MANEL

Dédicaces

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier

ce travail modeste à :

Mes parents, les mots ne sauraient exprimer l'immense et profonde gratitude que je leur témoigne ici pour leur précieux soutien, pour leur patience, pour avoir crus en moi, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie et qu'ils m'ont jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien être. Que dieu me les gardes et les protège.

Mon frère IBRAHIM, pour son aide et sa patience, d'avoir tendu chaleureusement son bras et pour avoir évincé mes moments de doute.

Toute ma famille

Tous mes amis surtout mon binôme Manel .

Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études.

Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

BENTAFNA SIHEM

REMERCIEMENT

En préambule à ce mémoire nous remercions ALLAH qui nous aide et nous donne la patience et le courage durant ces longues années d'étude.

Ce mémoire n'aurait pas été possible sans l'intervention, consciente, d'un grand nombre de personnes

Nous souhaitant à dresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.

Ces remerciements vont tout d'abord à Monsieur, Belhouari , qui, en tant que encadrant de mémoire, s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu nous consacrer et sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour..

Nous tenant à remercier sincèrement le corps professoral et administratif de la Faculté des Sciences et de Technologies de Mostaganem bien précisément le département de Génie civil, pour la richesse et la qualité de leur enseignement et qui déploient de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée

On n'oublie pas nos parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience. Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours encouragées au cours de la réalisation de ce mémoire

المخلص

أهداف هذه الدراسة هو إعطاء الأبعاد الأولوية والتسليح والتحقق من استقرار جميع العناصر الثانوية والابتدائية،

المشكلة للبرج المؤلف من 8 طوابق و طابقين سفليان الواقعة في منطقة زلزالية متوسطة
تم إنشاء ملاحظات الحساب والتحقيقات اللازمة، وفقا لقواعد حساب هياكل الخرسانة المسلحة
في قوة على المستوى الوطني

كلمات البحث: البناء التقوية زلزال عناصر تحمل العناصر الثانوية

Résumé

Les objectifs visés par la présente étude sont de dimensionner et vérifier la stabilité d'ensemble, des différents éléments (secondaires et principaux) constituant une tour à usage d'habitation, constitué de 8 étages et 2 sous-sols implanté dans une zone de moyenne sismicité.

Les notes de calcul ainsi que les vérifications nécessaires ont été établies conformément aux règles de calcul des structures en béton armé en vigueur au niveau national.

Mots clés : Bâtiment – Ferrailage – Séisme – Eléments porteurs – Eléments secondaires.

Summary

The objectives of this study are to dimension, scarp and check the overall stability of the various elements (secondary and main) constituting a residential tower, consisting of 8 floors and 2 basements located in an area of medium seismicity. The calculation notes and the necessary verifications were drawn up in accordance with the for the calculation rules of reinforced concrete structures in fore at national level.

Keywords: building – Reinforcement – Earthquake – carrying elements – Secondary elements.

Table des matières

Chapitre I : présentation du projet

I.1.Introduction	1
I.2.Présentation de l'ouvrage	1
I.3.Caractéristiques générales	1
I.3.1.Caractéristiques géométriques.....	1
I.3.2.Caractéristiques du site et du bâtiment	1
I.3.3.Caractéristiques techniques.....	2
I.4.Maçonnerie	3
I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I.5.1.1Composition du béton.....	3
I.5.1.2.Propriétés mécaniques du béton.....	3
I.5.2.Acier	6
I.5.3.Matériaux de construction	9

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction.....	10
II.2.Pré-dimensionnement des éléments	10
II.2.1.Les planchers.....	10
II.2.2.Epaisseurs des planchers	10
II.2.2.Les poutres	12
II.2.3.Les voiles	13

II. 3.Evaluation des charges et surcharges	15
II.3.1.Plancher terrasse inaccessible.....	15
II.3.2.Plancher étage courant.....	16
II.3.3.Balcon.....	17
II.4.Dégression des charges d'exploitation	18

Chapitre III : Etude sismique

III.1.Introduction	20
III.2.La méthode statique équivalente.....	20
III.2.1.Principe de la méthode	20
III.2.2.Condition d'application	20
III.2.3.Vérification des conditions d'applications.....	21
III.2.4.Calcul de la force statique équivalente	21
III.2.4.1.Calcul de la force sismique	21
III.2.5.Mode de vibration et taux de participation des masses modales.....	26
III.3.Disposition des voiles	31
III.4.Méthode dynamique.....	32
III.4.1.Hypothèses de calcul.....	33
III.4.2.Calcul du centre de masse des différentes inerties	33
III.4.3.Spectre de réponse de calcul.....	34

Chapitre IV: Justification de la sécurité

IV.1.Introduction	36
IV.2.Justification vis-à-vis des déformations	36
IV.3.Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base.....	37
IV.4.Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	38

Chapitre V: Pré-dimensionnement et étude des éléments secondaires

V.1.Introduction.....	42
V.2.Les escaliers	42
V.2.1.Vérification du pré dimensionnement.....	43
V.2.2.Descente des charges	45
V.2.3.Etude des escaliers	46
V.2.3.1.Les combinaisons des charges	46
V.2.3.2.Calcul des sollicitations	48
V.2.3.3.Calcul du ferrailage	50
V.2.4.La poutre palière	56
V.2.4.1. Le pré dimensionnement de la poutre	56
V.2.4.2.L'étude de la poutre palière.....	57
V.2.4.3.Calcul du ferrailage	58
V.3.L'acrotère	61
V.3.1.Définition	61
V.3.2.Calcul du ferrailage	61
V.3.2.1. Détermination des sollicitations	61

V.3.2.2.Effort normal et moment fléchissant	62
V.3.2.3.Détermination de la section des armatures.....	62
V.3.2.4.Vérification des contraintes de cisaillement.....	67
V.3.2.5.Schéma de ferrailage	67

Chapitre VI : Étude des éléments structuraux

VI.1.Introduction	68
VI.2.Étude des plancher en dalles Pleines.....	68
VI.2.1.Calcul et vérification des sollicitations des dalles Pleines.....	69
VI.2.2.Calcul du ferrailage des dalles pleines	71
VI.2.3.Le choix final des armatures	79
VI.2.4.Vérification de la flèche	79
VI.2.5.Vérification du poinçonnement	80
VI.2.6.Schéma de ferrailage	82
VI.3.Etude des voiles	83
VI.3.1.Ferrailage de trumeaux.....	83
VI.3.2.Méthode de calcul	83
VI.3.2.1.Descriptions relatives aux armatures des voiles.....	85
VI.3.3.Exemple de calcul	88
VI.3.4.Ferrailage final des voiles	95
VI.3.5.Schéma de ferrailage	98
VI.4.Etude des poutres.....	99
VI.4.1.Ferrailage réglementaire	99
VI.4.2.La méthode de calcul.....	100

VI.4.3.Les sollicitations.....	102
VI.4.4.Ferraillage des poutres	105
VI.5.Schéma de ferraillage	117

Chapitre VII : Etude des fondations

VII.1.Introduction.....	119
VII.2.Etude du radier.....	120
VII.2.1.Définition	120
VII.2.2.Pré dimensionnement du radier	121
VII.2.3.Ferraillage du radier	125
VII.2.3.1.Ferraillage des dalles	125
VII.2.3.1.1.Vérification du ferraillage	126
VII.2.3.1.2.Schéma de ferraillage.....	128
VII.2.3.2.Ferraillage des poutres de libages.....	128
VII.2.3.2.1.Calcul du ferraillage.....	129
VII.2.3.2.2.Schéma de ferraillage.....	132
VII.3.Etude du voile périphérique	134
VII.4. calcul du Ferraillage	135
VII.5. schéma de ferraillage.....	138

Liste des figures

Chapitre I : présentation du projet

Figure I.1 : diagramme contrainte-déformations à l'ELU.....	5
Figure I.2 : diagramme contrainte-déformations à l'ELS.....	5
Figure I.3 : diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU	7

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Figure II .1 : dimension d'une dalle pleine.....	10
Figure II.2 : dimension d'une poutre.....	12
Figure II.3 : poutre périphérique	13
Figure II.4 : coupe d'un voile.....	13
Figure II.5 :coupe transversal d'un plancher terrasse inaccessible.....	15
Figure II.6 : coupe transversal d'une dalle pleine.....	16
Figure II .7 :coupe transversal d'un balcon.....	17
Figure II.8 : schéma de la loi de dégression.....	18

Chapitre III : étude sismique

Figure III.1 : 1er mode de déformation de la structure causé par efforts sismiques niveaux terrasse sens« X-X » (ETABS9).....	28
Figure III.2 : 2éme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse sens « Y-Y » (ETABS 9)	28
Figure III.3 : 3éme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse sens « X-Y » (ETABS 9)	29
Figure III.4 : Plan de disposition des voiles de contreventement	31
Figure III.5 : Spectre de réponse	32

Chapitre IV : justification de la sécurité

Figure IV.1 : Evaluation des effets du second ordre	38
--	----

Chapitre V : pré-dimensionnement et étude des éléments secondaires

Figure V.1 :Une cage d'escalier	42
--	----

Figure V .2: Coupe sur la cage d'escalier	43
---	----

Figure V. 3 : Escaliers à volées droites.....	43
--	----

Figure V.4 :vue en plan de l'escalier	43
--	----

Figure V.5 : Le schéma statique de l'escalier	45
--	----

Figure V.6 : Les charges appliquées sur le volée et le palier	47
--	----

Figure V.7 : L'uniformité des charges a ELU	47
--	----

Figure V .8 : L'uniformité des charges a ELS	48
---	----

Figure V .9: Sollicitation des charges a ELU	49
---	----

Figure V.10 : Sollicitation des charges a ELS.....	50
---	----

Figure V .11 : La section de calcul	45
--	----

Figure V.12 : Le schéma de ferrailage a ELU.....	53
---	----

Figure V.13 : Sollicitation sur la poutre palière	58
--	----

Figure V.14 : Ferrailage de la section transversal de la poutre palière.....	60
---	----

Figure V.15 : L'acrotère	61
---------------------------------------	----

Figure V.16 :La section de calcul.....	62
---	----

Figure V .17 : Position du centre de pression.....	65
---	----

Figure V.18 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	67
---	----

Chapitre VI : étude des éléments structuraux

Figure VI.1 : Schéma du planché.....	68
Figure VI.2 : Déformation du plancher sous la charge permanente	69
Figure VI.3 : Schéma des moments en ELU suivant l'axe (x-x) du plancher	70
Figure VI.4 : Schéma des moments en ELU suivant l'axe (Y-Y) du plancher.....	70
Figure VI.5 : Schéma des moments en ELS suivant l'axe (X-X) du plancher	71
Figure VI.6 : Schéma des moments en ELS suivant l'axe (Y-Y) du plancher.....	71
Figure VI.7 : données de calcul des armatures filantes de T12 par ml	72
Figure VI.8 : Le moment résultant.....	72
Figure VI.9 : Schéma de déformation du ferrailage du Plancher des armatures filantes au niveau de la nappe supérieur (en travée) sens X-X.....	73
Figure VI.10 : Schéma de déformation du ferrailage du Plancher des armatures filantes au niveau de la nappe supérieur (en travée) sens Y-Y	74
Figure VI.11 : Schéma de déformation du ferrailage du Plancher des armatures filantes au niveau de la nappe inférieure (en appuis) sens X-X	74
Figure VI.12 : Schéma de déformation du ferrailage du Plancher des armatures filantes au niveau de la nappe inférieure (en appuis) Y-Y	75
Figure VI.13 : les données utilisées pour obtenir le moment des chapeaux	76
Figure VI.14 : Le moment résultant	76
Figure VI.15 : Schéma de déformation du ferrailage du Plancher des chapeaux au niveau de la nappe supérieur (en travée) sens X-X	77
Figure VI.16 : Schéma de déformation du ferrailage du Plancher des chapeaux au niveau de la nappe supérieur (en travée) sens Y-Y	77

Figure VI.17 : Schéma de déformation du ferrailage du Plancher des chapeaux au niveau de la nappe inferieure (en appuis) sens X-X	78
Figure VI.18 : Schéma de déformation du ferrailage du Plancher des chapeaux au niveau de la nappe inferieure (en appuis) sens Y-Y	78
Figure VI.19 : Déformation du Plancher sous la combinaison 1.35G+1.5P (story 6)	79
Figure VI.20 : Déformation du Plancher sous la combinaison 1.35G+1.5P Stories 2 (1 ^{er} sous-sol).....	80
Figure VI.21 : Le calcul de l'effort tranchant	81
Figure VI.22 : Ferrailage des planchers	82
Figure VI.23 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	87
Figure VI.24 : Etape une	88
Figure VI.25 : Etape 2	89
Figure VI.26 : Etape 2	89
Figure VI.27 : résultats du premier cas pour les 3 premiers niveaux (en dessin).....	95
Figure VI.28 : résultats du 2eme cas pour les 3 premiers niveaux (en dessin).....	96
Figure VI.29 : résultats du 3eme cas pour les 3 premiers niveaux (en dessin)	97
Figure VI.30 : méthode de calcul des poutres.....	101
Figure VI.31 : Vérification de la contrainte de la poutre périphérique.....	103
Figure VI.32 : Vérification de la contrainte sur le sens « X-X ».....	104
Figure VI.33 : Vérification de la contrainte sur le sens « Y-Y »	104

Figure VI.34 : Vérification de la contrainte après l'amélioration de la section sur le sens « X-X »	105
Figure VI.35 :Les données de calcul pour déterminer la section calculée des armatures de la poutre (50 ×50) en travée	106
Figure VI.36 : Le résultat de calcul	106
Figure VI.37 : Les données de calcul pour déterminer la section calculée des armatures de la poutre (50 ×50) en appuis	108
Figure VI.38 : Les résultats de calcul	108
Figure VI.39 : Les données de calcul pour déterminer la section calculée des armatures de la poutre(40 ×40) en travée.....	112
Figure VI.40 : Les résultats de calcul.....	112
Figure VI.41 : Les données de calcul pour la section calculées des armatures de la poutre (40× 40) en appuis	114
Figure VI.42 : Les résultats de calcul	114
Figure VI.43 : ferrailage de la poutre (50*50).....	117
Figure VI.43 : ferrailage de la poutre (50*50)	118
Chapitre VII : Étude de l'infrastructure	
Figure VII.1 : Schéma du radier.....	120
Figure VII.2 : les dimensions du radier.....	124
Figure VII. 3 : données de calcul es armatures filantes T16 par ml.....	125
Figure VII. 4 : le moment résultant	126
Figure VII. 5 :Schéma de déformation du ferrailage du radier des armatures filantes au niveau de la nappe inferieure (en appuis) sens X-X et Y-Y.....	127
Figure VII. 6 :Schéma de déformation du ferrailage du radier des armatures filantes au niveau de la nappe supérieure (en travée) sens X-X et Y-Y.....	127
Figure VII. 7 : ferrailage de la dalle du radier.....	128

Figure VII.8 Répartition des charges.....	128
Figure VII.9 : vérification de la contrainte et calcul d'armature pour une section de 60x100	129
Figure VII.10 : vérification de la contrainte et calcul d'armature pour une section de 80x160 La vérification de la contrainte à donné (0) alors la condition est vérifiée pour une section de (80x160).....	130
Figure VII.11 : Répartition armatures dans les Libage en appuis.....	132
Figure VII.12 :Répartition armatures dans les Libage en Travée.....	133
Figure VII.13 : Schéma des charges appliquées sur le voile périphérique.....	135
Figure VII.14 : données de calcul des armatures de 5T12/ml.....	136
Figure VII.15 : le moment résultant.....	136
Figure VII.16 : schéma de déformation du ferrailage du voile périphérique sur les 2 sens en appuis	137
Figure VII.17 : schéma de déformation du ferrailage du voile périphérique sur les 2 sens en travée	137
Figure VII.18 : ferrailage du voile périphérique.....	138

Liste des tableaux

Tableau I.1 : les différents types d'escaliers	2
Tableaux I.2 :les propriétés mécaniques du béton	4
Tableau I.3 : propriétés mécaniques de l'acier	6
Tableau I.4 : caractéristiques des matériaux utilisés	9
Tableau II.1 : les dimensions des dalles pleines	11
Tableau II.2 : les charges permanentes au niveau de la terrasse inaccessible	16
Tableau II.3 : les charges permanentes au niveau de la dalle pleine	17
Tableau II.4 : les charges permanentes au niveau du balcon.....	17
Tableau II.5 : Dégression des charges d'exploitation	19
Tableau III.1 : Tableau récapitulatif des facteurs de qualités	22
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des poids de chaque étage	25
Tableau III.3 : Périodes et taux de participation massique de la structure.....	27
Tableau III.4 : Comparaison entre la période dynamique et la période empirique.....	29
Tableau III.5 : Tableaux récapitulatifs des centres de gravité	34
Tableau IV.1 : Les résultats des déplacements des étage.....	37
Tableau IV.2 : les résultats de la vérification de la résultante des forces sismique	38
Tableau IV.3 : tableau récapitulatif de l'effet P-Delta dans chaque étage (sens XX).....	39
Tableau IV.4 : tableau récapitulatif de l'effet P-Delta dans chaque étage (sens YY)	40
Tableau IV.5 Tableaux des actions horizontales.....	41
Tableau V.1 : les charges permanentes au niveau du palier	45
Tableau V.2 : les charges permanentes au niveau de la paillasse	46

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	79
Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage des planchers	79
Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des rations	90
Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif des ration après l'amélioration des armatures	93
Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif des ration après une 2 ^{eme} amélioration des armatures.....	94
Tableau VI.6 : Tableau des sollicitations	102
Tableau VI. 7 : Ferrailage des poutres	117
Tableau VII.1 : les sollicitations et le choix final des armatures en travée et en appuis.....	128
Tableau VII.1 : les sollicitations et le choix final des armatures en travée et en appuis....	130

LES NOTATIONS

Symboles	Désignations	Unités
A	Coefficient d'accélération de zone	<i>Sans</i>
A_a	Section d'armature en appui	<i>cm²</i>
A_c	Section d'armature de couture	<i>cm²</i>
A_d	Section d'armature diagonale	<i>cm²</i>
A_{fc}	Section d'armature de flexion composée	<i>cm²</i>
A_{fs}	Section d'armature de flexion simple	<i>cm²</i>
A_l	Section d'armature longitudinale	<i>cm²</i>
A'_l	Section d'armature longitudinale comprimée	<i>cm²</i>
A_{min}	Section d'armature minimale déterminée par les règles	<i>cm²</i>
A_p	Section d'armature principale	<i>cm²</i>
A_r	Section d'armature de répartition	<i>cm²</i>
A_s	Section d'armature principale ou tendue	<i>cm²</i>
A_{ser}	Section d'armature d'état limite de service	<i>cm²</i>
A_t	Section d'armature de travée ou transversale	<i>cm²</i>
A_u	Section d'armature d'état limite ultime de résistance	<i>cm²</i>
A_x	Section d'armature du sens x-x	<i>cm²</i>
A_y	Section d'armature du sens y-y	<i>cm²</i>
A'	Section d'armature comprimée	<i>cm²</i>
A₁	Section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée	<i>cm²</i>
A₂	Section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée	<i>cm²</i>
B_c	Section du béton comprimé	<i>cm²</i>
B_r	Section réduite du béton	<i>cm²</i>
C_d	Coefficient dynamique	<i>Sans</i>

C_e	Coefficient d'exposition	<i>Sans</i>
$C_p, C_{p.net}$	Coefficient de pression- nette	<i>Sans</i>
C_r	Coefficient de rugosité	<i>Sans</i>
C_t	Coefficient de topographie	<i>Sans</i>
F_w	Force aérodynamique résultante	<i>KN</i>
D	Coefficient d'amplification dynamique	<i>Sans</i>
E	Module de déformation longitudinale	<i>Mpa</i>
E_{ij}	Module de déformation longitudinale différée	<i>Mpa</i>
F_A	Action accidentelle	<i>KN</i>
F_p	Force horizontale agissant sur un élément non structural	<i>KN</i>
G	Action permanente	<i>KN</i>
G_{max}	Action permanente défavorable	<i>KN</i>
G_{min}	Action permanente favorable	<i>KN</i>
H	Hauteur	<i>M</i>
HA	Armature à haute adhérence	<i>Sans</i>
H_s	Hauteur du sommet de la structure	<i>M</i>
I	Moment d'inertie	<i>cm⁴</i>
I_f	Moment d'inertie fictif	<i>Cm⁴</i>
J	Action permanente avant mise en place des cloisons	<i>KN</i>
K	Coefficient empirique sans dimension dit coefficient de Ritter-Mörsch	<i>Sans</i>
K_t	Coefficient de site	<i>Sans</i>
K_i	Coefficient correcteur sans dimension	<i>Sans</i>
K_m	Coefficient correcteur sans dimension	<i>Sans</i>
K'	Coefficient de balancement sans dimension	<i>Sans</i>

<i>L</i>	Longueur	<i>M</i>
<i>L_e</i>	Longueur en élévation	<i>M</i>
<i>L_n</i>	Entre-axes des nervures	<i>M</i>
<i>L_i</i>	Echelle intégrale de turbulence	<i>Sans</i>
<i>M</i>	Moment fléchissant	<i>KN.m</i>
<i>M_a</i>	Moment fléchissant en appui	<i>KN.m</i>
<i>M_c</i>	Moment fléchissant en centre ; masse de la cabine; moment de console	<i>KN.m</i>
<i>M_d</i>	Moment fléchissant de la droite	<i>KN.m</i>
<i>M_e</i>	Masse du câble ; moment au centre de la section	<i>KN.m</i>
<i>M_f</i>	Moment fléchissant totale	<i>KN.m</i>
<i>M_g</i>	Moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps	<i>KN.m</i>
<i>M_j</i>	Moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons	<i>KN.m</i>
<i>M_l</i>	Masse linéaire	<i>KN/m</i>
<i>M_m</i>	Moment fléchissant de la marche	<i>KN.m</i>
<i>M_p</i>	Moment fléchissant totale ; ou dû à la charge d'exploitation seulement	<i>KN.m</i>
<i>M_q</i>	Moment fléchissant sous une charge variable	<i>KN.m</i>
<i>M_r</i>	Moment fléchissant dû aux revêtements	<i>KN.m</i>
<i>M_{ser}</i>	Moment fléchissant d'état limite de service	<i>KN.m</i>
<i>M_t</i>	Moment fléchissant de travée	<i>KN.m</i>
<i>M_u</i>	Moment fléchissant d'état limite ultime de résistance	<i>KN.m</i>
<i>M_w</i>	Moment fléchissant de la gauche	<i>KN.m</i>
<i>M_x</i>	Moment fléchissant du sens x-x	<i>KN.m</i>
<i>M_y</i>	Moment fléchissant du sens y-y	<i>KN.m</i>
<i>M₁</i>	Moment par rapport aux armatures tendues	<i>KN.m</i>
<i>M₂</i>	Coefficient de Pigeaud	<i>Sans</i>

M_{22}	Moment suivant le sens 2-2	$KN.m$
M_{33}	Moment suivant le sens 3-3	$KN.m$
N	Effort normal	KN
N_e	Effort normal au centre de la section	KN
N_{pl}	Effort normal dû au poids des planchers	KN
N_{pp}	Effort normal dû au poids des poutres principales	KN
N_{ps}	Effort normal dû au poids des poutres secondaires	KN
N_{ser}	Effort normal d'état limite de service	KN
N_u	Effort normal d'état limite ultime de résistance	KN
N_x	Fréquence adimensionnelle	s^{-1}
Q_0^2	Partie quasi-statique de la réponse	<i>Sans</i>
P	Poids propre ; périmètre	Kgf
P_q	Pénalités des critères de qualité	<i>Sans</i>
P_r	Poids propre du radier	Kgf
P_t	Poussée des terres	KN/m^2
P'	Charge surfacique	KN/m^2

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'un projet de génie civil s'élabore en tenant compte de la sécurité et de l'économie. La conception parasismique des bâtiments s'appuie sur les différentes normes et règlements qui préconisent divers systèmes de contreventement assurant une bonne dissipation de l'énergie sismique. Le choix d'un système de contreventement dépend de type de l'ouvrage et la nature des matériaux. Dans la présente étude, nous nous intéressons à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation contreventé par voiles porteurs avec l'absence des poteaux.

Cette étude nous permettra d'apprendre à lire les plans d'architectures dans le but de créer le modèle de calcul et d'utiliser les différentes méthodes adéquates pour évaluer des efforts internes. Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps. L'étude des bâtiments se base généralement sur les règlements pour la stabilité et la sécurité

Dans le cadre de cette étude, on utilisera de différents logiciels tels que « ETABS 9 » pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux, « SAFE » pour déduire les moments, « socotec » pour le ferrailage et d'autre programme Excel qui vont nous aider à déduire des résultats exacts .

Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par les règlements suivants : RPA99 (version 2003), BAEL91, CBA93 et le DTR

Notre démarche s'articule autour de sept chapitres :

Le chapitre I constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation, des éléments structuraux et non structuraux et des caractéristiques des matériaux utilisés.

Pour toute étude d'une structure, le pré dimensionnement des éléments résistants (dalles, poutres et voiles) se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique, C'est le deuxième chapitre.

Dans le troisième et le quatrième chapitre nous nous intéressons à la modélisation de la structure et la détermination des modes de vibrations, on observe ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des déplacements et la justification des conditions de l'RPA.

Dans le chapitre suivant nous intéressons au calcul des éléments non structuraux

Pour que la structure résiste aux différentes sollicitations on doit calculer le ferrailage de ses éléments résistants, à partir des résultats obtenus par l'analyse dynamique, qui sera le sixième chapitre.

Dans le chapitre VII, nous terminerons notre étude par l'étude de l'infrastructure .

CHAPITRE I

Chapitre I : Présentation du projet

I.1.Introduction

L'étude d'un bâtiment en génie civil est basée sur la reconnaissance des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2.Présentation de l'ouvrage

Le projet présente un bâtiment situé à kharrouba ville de Mostaganem composé d'un RDC et 8 étages avec 2 sous sols, dont le fonctionnement est à usage mixte déterminé come cité ci-dessous :

Le premier sous-sol est un parking, le deuxième est une salle des fêtes, tandis que le rez de chaussé et le premier étage sont à usages commercial, et les autres niveaux sont à usage d'habitation

I.3.Caractéristiques générales

I.3.1.Caractéristiques géométriques

- *Dimensions en élévations :*

Profondeur des sous-sols	5.10m
Hauteur du RDC et 1 ^{er} étage	5.10m
Hauteur des étages courants	3.23m

- *Dimensions en plan :*

Longueur du bloc	27.45m
Largeur du bloc	24.95m
Hauteur totale du bloc	46.24m

I.3.2.Caractéristiques du site et du bâtiment

Zone de moyenne sismicité (zone II-a)

Le site est considéré comme un site ferme

La contrainte admissible du sol est 2,4 bars

Ce bâtiment est un ouvrage classé dans le (groupe 2) selon le **RPA99-version 2003**

I.3.3.Caractéristiques techniques

Le système adopté pour notre structure comporte des poteaux-voiles et voiles qui vont assurer la reprise des sollicitations horizontales et verticales

- *Les planchers :*

Tous les niveaux de la structure seront en dalle pleine

- *Les escaliers :*

La structure comporte deux cages d'escaliers

Le premier lie tout les étages du sous-sol au dernier étage, et elle se compose de 3 types :

Tableau I.1 : les différents types d'escaliers

Type 1	Relie les sous sols le RDC et le 1 ^{er} étage	Escalier à 3 volées et 2 paliers de repos
Type 2	Relie le reste des étages	Escalier à 2 volées
Type 3	Réservé pour le centre commercial	Escalier à 2 volées

- *La cage d'ascenseur :*

Le bâtiment est doté d'une seule cage d'ascenseurs réalisés en béton armé

I.4. Maçonnerie

- *Murs extérieurs* : ils seront en double parois séparées par une lame d'air:

Parois extérieurs en briques creuses de 15 cm d'épaisseur. L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur qui joue un rôle d'isolation thermique et acoustique

Parois intérieurs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur

- *Murs intérieurs* : seront composés de murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur. Les parois seront couvertes d'une couche d'enduit en mortier de ciment de 1.5 cm d'épaisseur.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL*) et tous les règlements applicables en Algérie (*RPA 99 version 2003 et CBA93*)

I.5.1 Béton

I.5.1.1 Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.

La composition courante de $1m^3$ de béton est:

350 Kg de ciment CPA,

400 l de sable $D_g \leq 5 \text{ mm}$,

800 l de gravillon $5 \text{ mm} \leq D_g \leq 25 \text{ mm}$,

175 l d'eau de gâchage.

Soit alors un poids volumique de : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

I.5.1.2. Propriétés mécaniques du béton

Les propriétés mécaniques du béton sont données par le tableau suivant :

Tableaux I.2 : les propriétés mécaniques du béton

Resistance a la compression	Resistance a la traction	Module de déformation		Coefficient de poisson
		instantanée	Différée	
$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 j} f_{c_{28}}$ Pour $f_{cj} \leq 40\text{MPa}$ Avec : $j \leq 28$ jours $f_{c28} = 25\text{MPa}$	$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$ $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$	$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ $j = 28$ jours $f_{c28} = 25\text{MPa}$	$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ Pour $j = 28$ jours $f_{c28} = 25\text{MPa}$	V=0.2
		$E_{i28} = 32164.2$ MPA	$E_{v28} = 10818.86\text{MPa}$	

- *Contraintes limites*

On distingue deux types de calcul :

Etat limite ultime (E.L.U) et

Etat limite de service (E.L.S).

- *Etat limite ultime (E.L.U) :*

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c_{28}}}{\gamma_b}$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b \begin{cases} 1.15 & \text{Pour une situation accidentelle.} \\ 1.50 & \text{Pour une situation durable et transitoire.} \end{cases}$$

$\sigma_b = 11.33 \text{ MPa}$ (sit. Dur.)

$\sigma_b = 14.78 \text{ MPa}$ (sit. Acc.).

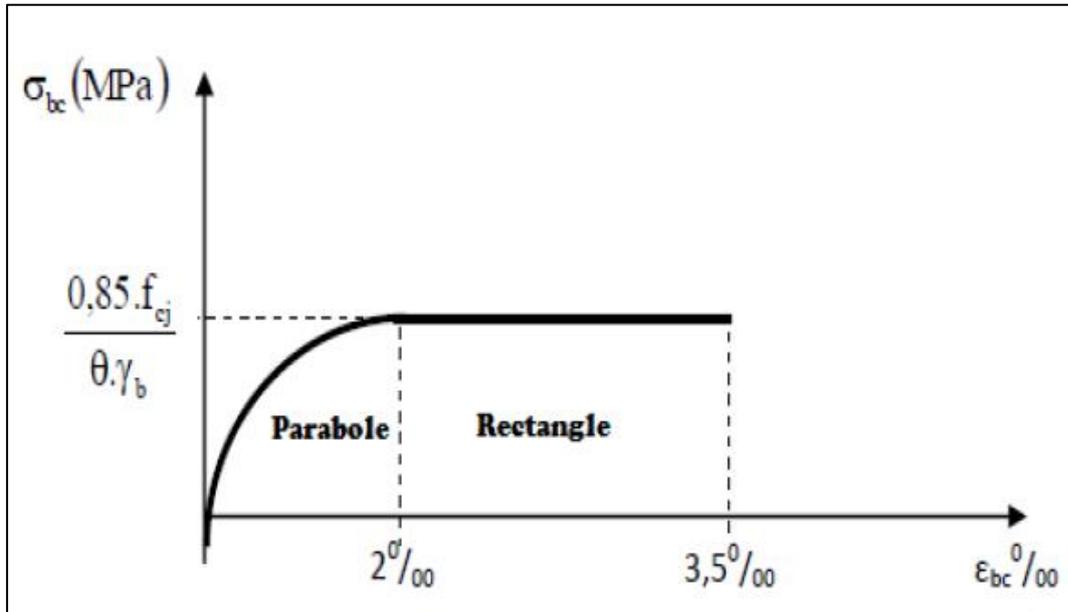


Figure I.1 : diagramme contrainte-déformations à l'ELU

- *Etat limite service (E.L.S)* :

A l'état limite de service, on limite la contrainte :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} \cong 12 \text{ MPa}$$

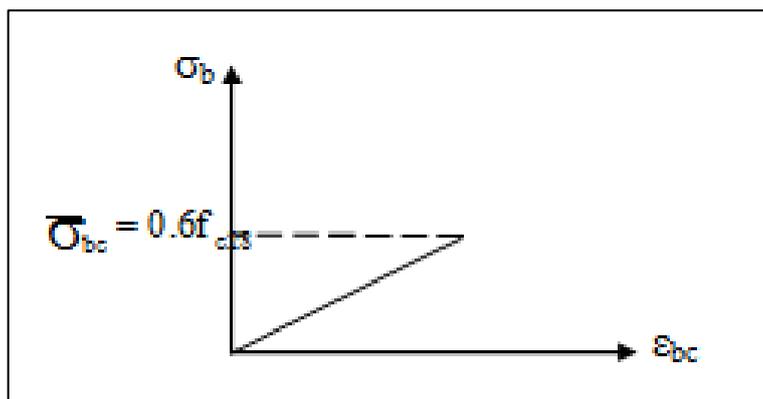


Figure I.2 : diagramme contrainte-déformations à l'ELS

- ✓ *La contrainte ultime de cisaillement:*

Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :

$$\tau_{\cup} = \min \left[\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right); 5MPa \right]$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_{\cup} = \min \left[\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right); 4MPa \right]$$

I.5.2.Acier

Types d'aciers utilisés

Pour notre projet, on utilisera les aciers indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.3 : propriétés mécaniques de l'acier

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Diamètres nominaux normalisés en [mm]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	6-8	Armatures transversales (cadres, épingles, étriers, des poutres et des poteaux)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés (ronds lisses) TS	TLE520 $\varphi \leq 6mm$	520	$\varphi \leq 6mm$	Emplois courant pour : radiers, voiles, planchers et dalles.

a. *Contrainte de calcul de l'acier (σ_s)*

- Etat limite ultime de résistance (E.L.U) :

Le diagramme contrainte (σ_s)-déformation (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous,

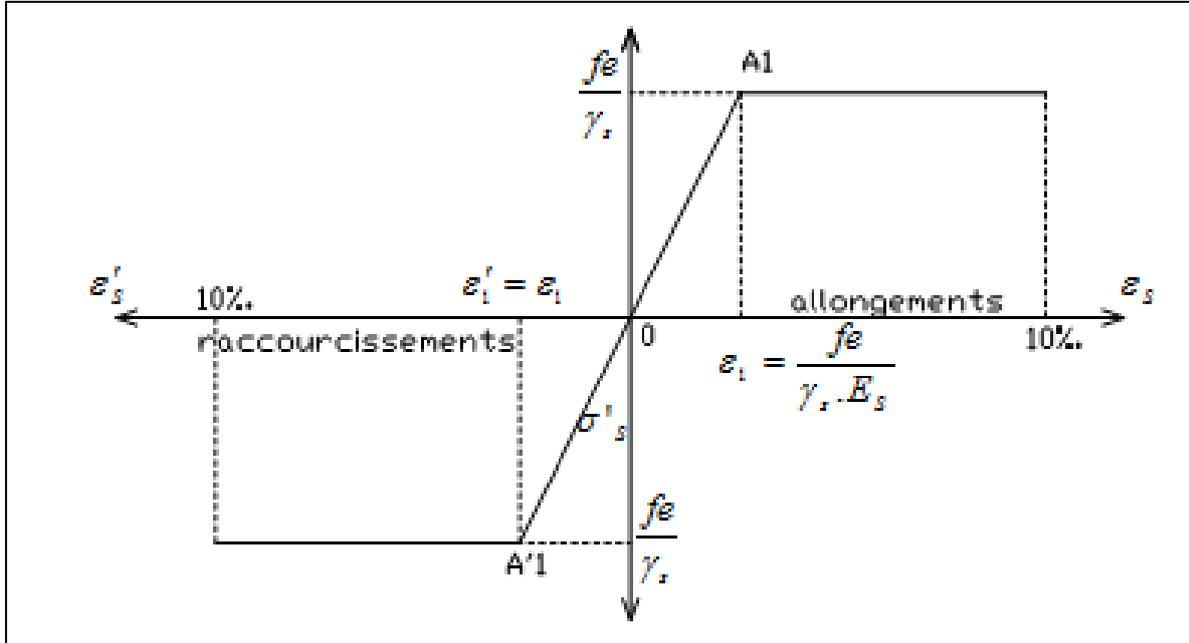


Figure I.3 : diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

avec :

- σ_s : Contrainte de l'acier
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier et
- γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \longrightarrow \text{Situation courante (normale).} \\ 1.00 & \longrightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

- ε_s : Allongement relatif de l'acier ($\varepsilon_s = \Delta L/L$)

- *Etat limite de service (E.L.S):*

Selon les règles B.A.E.L.91:

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ;
- Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$ et
- Fissuration très préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$.

Avec :

- f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ;

η : Coefficient de fissuration

1	\longrightarrow Acier rond lisse.
1.6	\longrightarrow Acier haute adhérence.

b. Module d'élasticité longitudinal de l'acier

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bars.}$$

I.5.3 Matériaux de construction

Les matériaux utilisés dans les différentes constructions sont choisis selon plusieurs critères, à savoir :

Le type de l'ouvrage et sa localisation ;

La compatibilité des différents produits entre eux ;

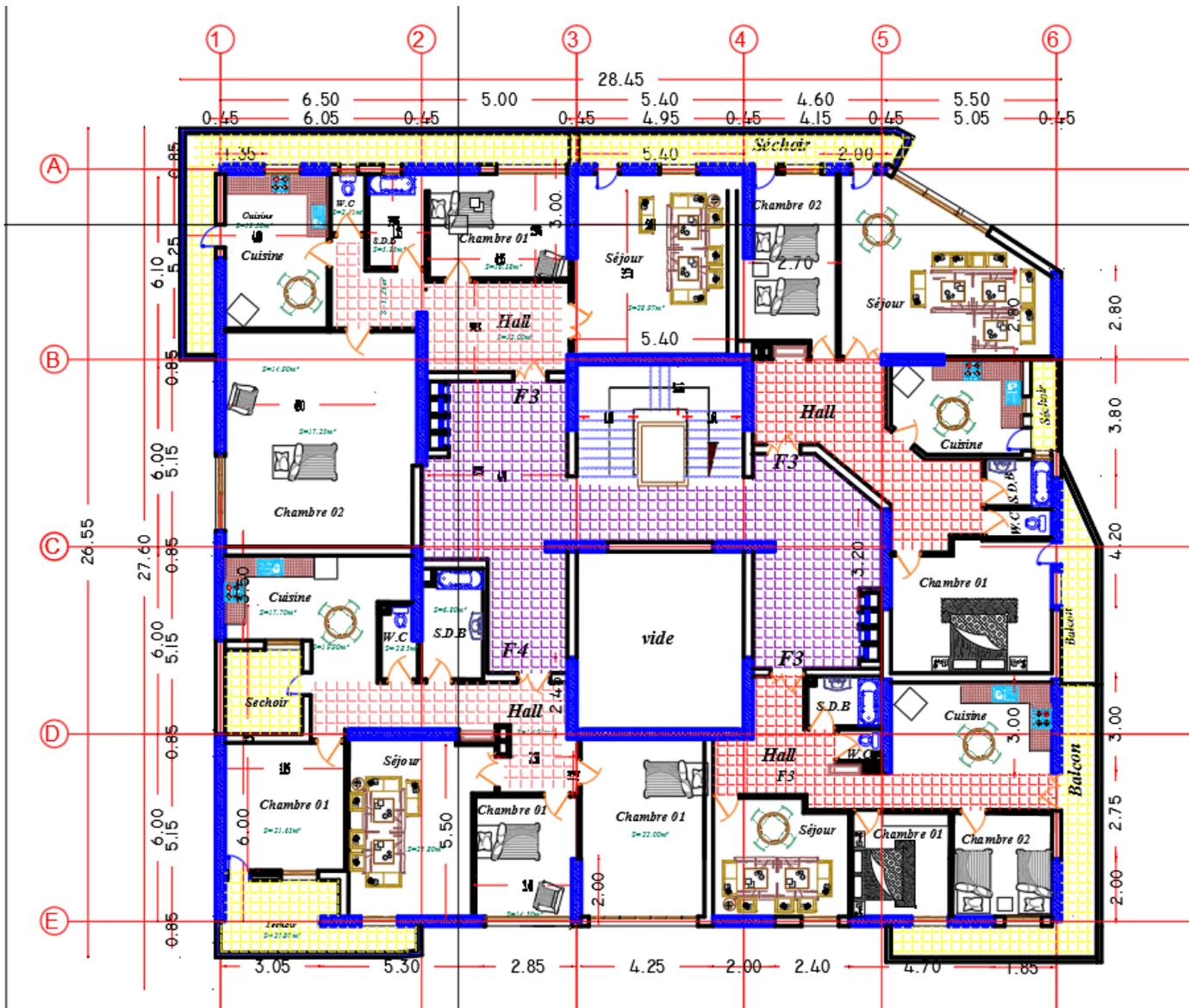
L'économie globale du projet e

La réglementation en vigueur, à savoir : les règles de construction, les règles de sécurité, etc...

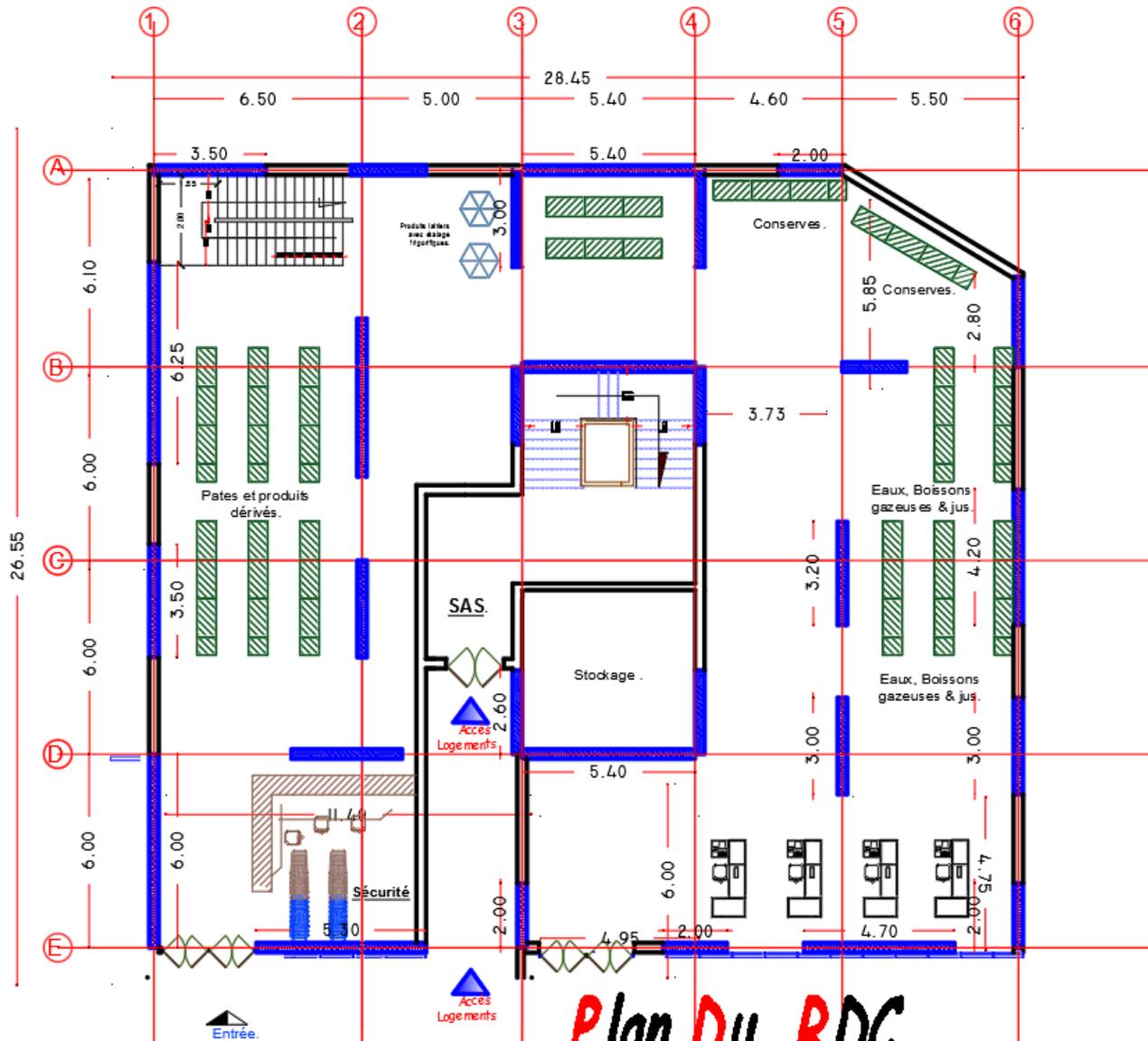
Dans notre projet on utilise :

Tableau I.4 : caractéristiques des matériaux utilisés

Matériaux	Poids surfacique/volumique [KN/m²]
Sable	17-19
Gravier	17
Acier	78.5
Béton non armé	22
Béton armé	25
Ciment	18
Plâtre	10
Verre	25
Briques creuses	9
Etanchéité multicouche	6
Carrelage ou dallage collé	20
Enduit en ciment	18

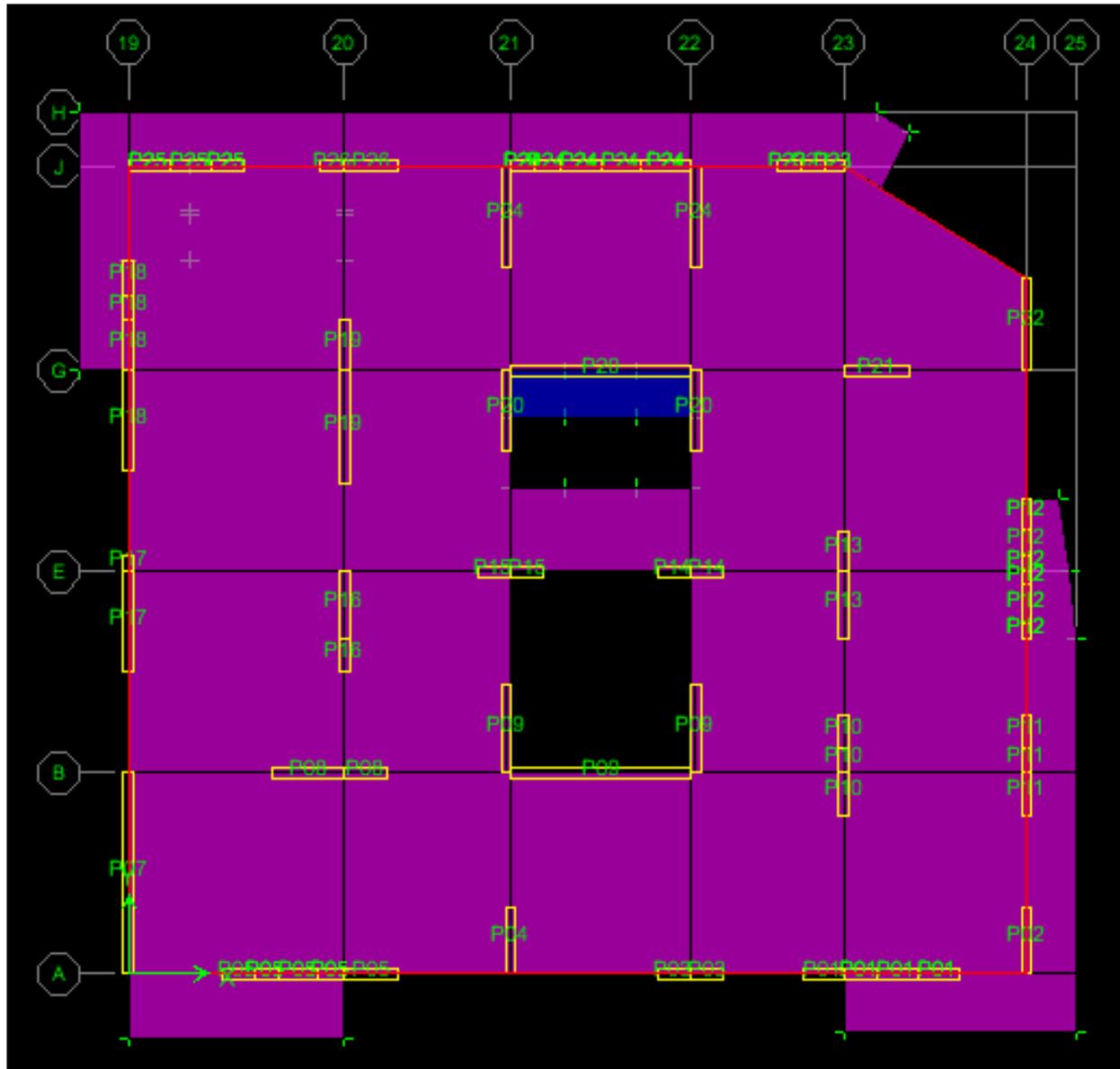


plan étage courant



Plan Du RDC

Les noms des voiles



CHAPITRE II

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé pré-dimensionnement.

Il serait fait selon les règles techniques algériennes B .A.E.L.91 et RPA99 (version 2003), tout en respectant l'économie et la sécurité.

Pour cela, nous évaluons une descente de charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux jusqu'aux fondations.

II.2.Pré-dimensionnement des éléments

II.2.1.Les planchers

Pour notre projet, on a pris comme type de plancher dalles pleines.

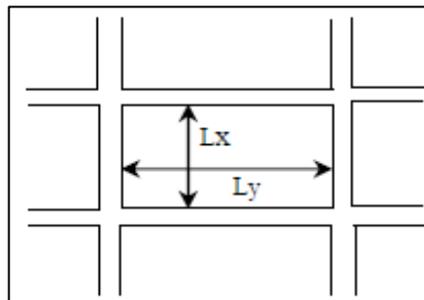


Figure II .1 : dimension d'une dalle pleine

II.2.2.Epaisseurs des planchers

Condition de résistance à la flexion :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle h_d est donnée par:

- Cas d'une dalle qui porte suivant un sens :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \text{ et } \frac{L_x}{35} \leq h \leq \frac{L_x}{30}$$

- Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens:

$$0.4 \leq \rho \leq 1 \text{ et } \frac{L_x}{50} \leq h \leq \frac{L_x}{40} \text{ et } L_x \leq L_y$$

Avec :

- L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle
- L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x \text{ 6.00m} \\ L_y \text{ 6.50m} \end{array} \right. \quad \rho = \frac{6.00}{6.50} = 0.92 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1$$

Donc la dalle porte suivant les deux sens $\Rightarrow 13 \leq h \leq 15\text{cm} \Rightarrow h = 15\text{cm}$

Tableau II.1 : les dimensions des dalles pleines

l_x [cm]	l_y [cm]	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	Sens de dalle
600	650	0.92	02 sens

L'épaisseur des dalles dépend aussi des conditions suivantes :

Condition d'isolation acoustique:

- Contre les bruits ariens : $2500 \times h_d \geq 350\text{Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14\text{cm}$.
- Contre les bruits impacts : $2500 \times h_d \geq 400\text{Kg/m} \Rightarrow h_d = 16\text{cm}$.

Condition de sécurité en matière d'incendie:

- Pour une heure de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 7\text{cm}$.
- Pour deux heures de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 11\text{cm}$.
- Pour quatre heures de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 17.5\text{cm}$.

Conclusion : Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend l'épaisseur de la

Dalle pleine égale à 20 cm

II.2.2. Les poutres

Pour notre système voile porteur notre structure doit être entourée par une poutre périphérique

Le pré-dimensionnement de la poutre se fait en utilisant les conditions suivantes :

1. D'après le RPA 90 « version 2003 » les poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :

$$B \geq 20cm$$

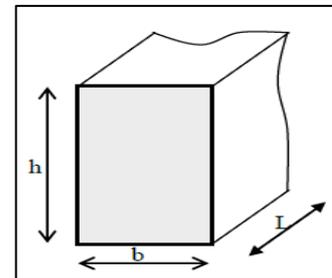
$$h \leq 30cm$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

2. Selon le BAEL 91 le choix des sections des poutres se fait selon les formules empiriques suivantes :

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

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



Avec :

Figure II.2 : dimension d'une poutre

- L : La portée maximale de la poutre
- h: La hauteur de la section.
- b: La largeur de la section.

Le pré dimensionnement des poutres se fait suivant la longueur la plus défavorable

On a : L=642 cm

avec $\frac{642}{15} \leq h \leq \frac{642}{10} \rightarrow 40 \leq h \leq 64,2$

On prend $h = 40 \text{ cm}$

On prend $b = 40 \text{ cm}$

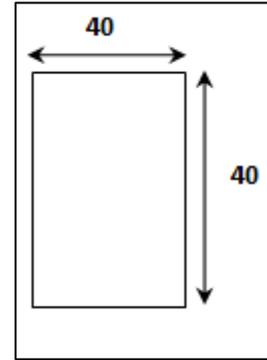


Figure II.3 : poutre périphérique

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 40\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots CV$$

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = \frac{40}{40} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots CV$$

II.2.3. Les voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement verticaux minces et continus, faits en béton armé.

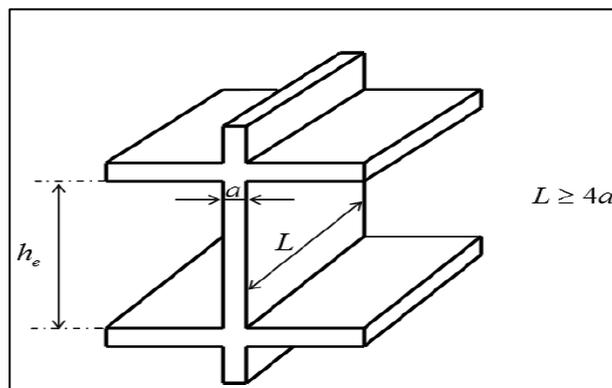


Figure II.4 : coupe d'un voile

Le pré-dimensionnement de ces murs en béton armé est justifié par l'article **7.7.1 du RPA99 version 2003**

D'après cet article :

« Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles. »

Avec :

- L : porté du voile.
- e : épaisseur du voile.

« L'épaisseur minimale est de 15 cm », l'épaisseur doit aussi être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités du voile

$$l \geq 4a \quad \text{et} \quad a_{\min} \geq 15\text{cm}$$

pour le premier type : $a \geq \frac{h_e}{20}$

pour le deuxième type : $a \geq \frac{h_e}{25}$

Fig 7.8 article 7.71 du RPA99 version 2003

Avec:

- a: L'épaisseur du voile;
- l: La longueur du voile;
- h_e : La hauteur du voile.
- a_{\min} : épaisseur minimal du voile

Donc on a

$$h_e = h - h_d = 510 - 20 = 490\text{cm}.$$

Avec :

- h : hauteur d'étage

- h_e : hauteur libre d'étage
- h_d : épaisseur de la dalle

$$a \geq \frac{490}{20} = 24.5cm \quad \text{et} \quad a \geq \frac{490}{25} = 19.6cm$$

On prend $a = 30 cm$.

II. 3.Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge permanente qu'il induit ainsi que la surcharge qu'il est supposé reprendre conformément aux règles de calcul, cette évaluation servira aux dimensionnements géométriques et mécaniques de ces éléments porteurs.

II.3.1.Plancher terrasse inaccessible

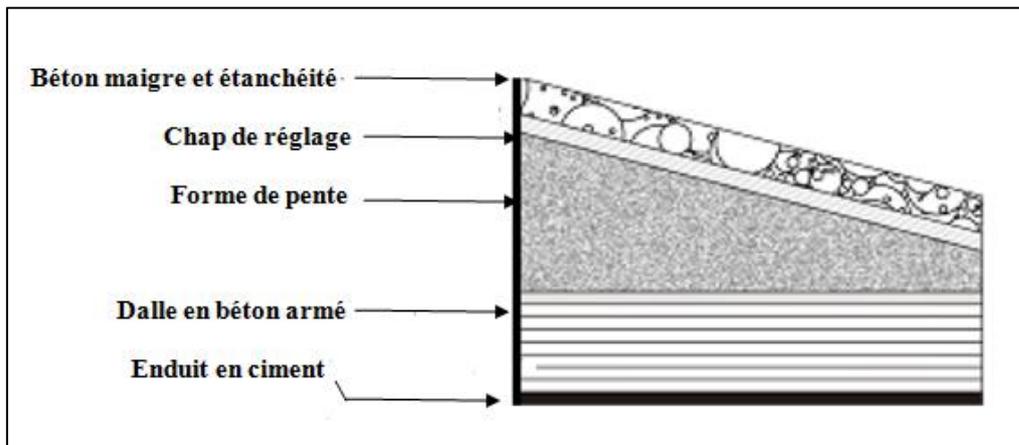


Figure II.5 : coupe transversal d'un plancher terrasse inaccessible

Tableau II.2 : les charges permanentes au niveau de la terrasse inaccessible

Les couches	Epaisseur (cm)	Masse volumique	Masse (Kg/m ²)
Béton maigre	4	2200	90
Etanchéité multicouche	2	600	12
Chape de réglage en mortier de ciment	2	1800	36
Forme de pente	5	2200	110
Dalle en béton armé	20	2500	500
Enduit en ciment	1.5	1800	27

$$G_1 = 775 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_1 = 100 \text{ Kg/m}^2$$

II.3.2. Plancher étage courant

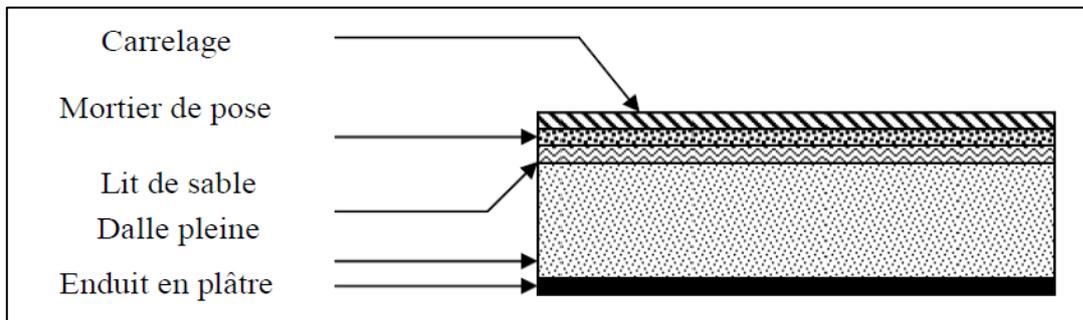


Figure II.6 : coupe transversal d'une dalle pleine

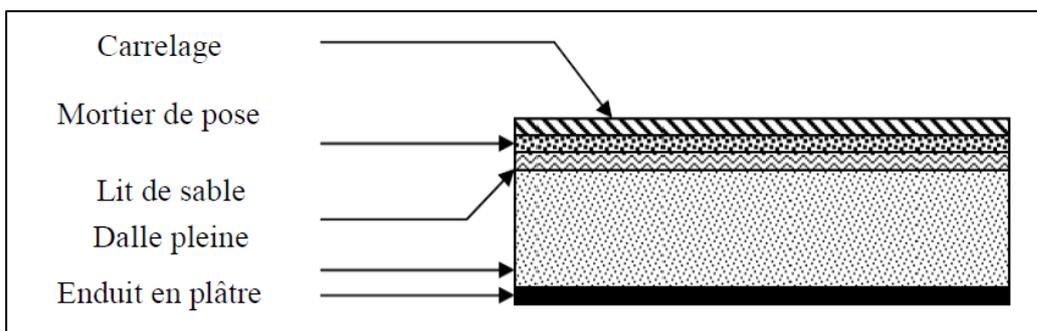
Tableau II.3: les charges permanentes au niveau de la dalle pleine

Les couches	Epaisseur (cm)	Masse volumique	Masse (Kg/m ²)
Carrelage + sable +mortier de pose	-	-	104
Dalle pleine en béton armé	20	2500	500
Enduit en ciment	1.5	1800	27
Cloison légère	-	-	75

$$G_2 = 706 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_2 = 150 \text{ Kg/m}^2 \text{ et } 500 \text{ Kg/m}^2 \text{ pour les étages à usage commercial}$$

II.3.3. Balcon

**Figure II.7 :** coupe transversal d'un balcon**Tableau II.4 :** les charges permanentes au niveau du balcon

Les couches	Epaisseur (cm)	Masse volumique	Masse (Kg/m ²)
Carrelage + sable +mortier de pose	-	-	104
Dalle en béton armé	20	2500	500
Enduit en ciment	1.5	1800	27

$$G_3 = 631 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_3 = 350 \text{ Kg/m}^2$$

Les surcharges d'exploitation du parking et des escaliers sont égales à 250 Kg/m^2

II.4. Dégression des charges d'exploitation

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à $0,5Q$.

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment Q_1, Q_2, Q_3, Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3 ... n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation montrées sur la figure suivante :

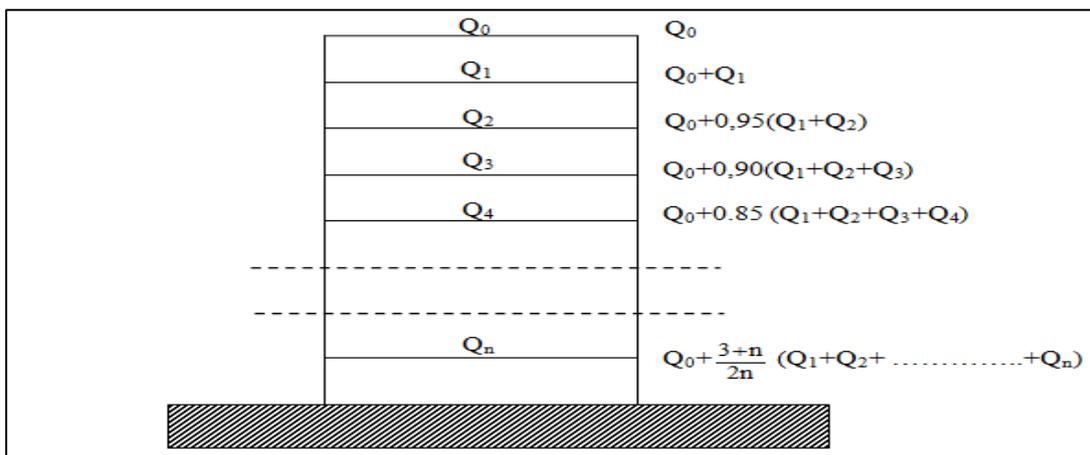


Figure II.8 : schéma de la loi de dégression

Tableau II.5 : Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression	Q (kg /m ²)
Terrasse n=0	Q0	100
8eme étage (n = 1)	Q0 + Q1	250
7eme étage (n = 2)	Q0 + 0,95 × (Q1 + Q2)	385
6eme étage (n = 3)	Q0 + 0,90 × (Q1 + Q2 + Q3)	505
5eme étage (n = 4)	Q0 + 0,85 × (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)	610
4eme étage (n = 5)	Q0 + 0,80 × (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)	700
3eme étage (n = 6)	Q0 + 0,75 × (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)	775
2eme étage (n = 7)	Q0 + 0,71 × (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6+Q7)	850
1er étage (n = 8)	Q0 + 0,68 × (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6+Q7+Q8)	1154
RDC (n = 9)	Q0 + 0,57 × (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6+Q7+Q8+Q9)	1494
1^{er} SS (n =10)	Q0 + 0,57 × (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10)	1834
2eme SS (n = 19)	Q0+ 0,57 × (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 +Q5+Q6+Q7+.....+Q11)	2004

CHAPITRE III

Chapitre III : Etude sismique

III.1.Introduction

Face au risque du séisme et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique.

D'après le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003, le calcul des forces sismiques globales, peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique (analyse modale spectrale).

III.2.La méthode statique équivalente

III.2.1.Principe de la méthode

Dans cette méthode, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

III.2.2.Condition d'application

La méthode statique équivalente ne peut être utilisée que pour les structures satisfaisant aux conditions suivantes :

- *Régularité en plan* :
 - ✓ Le bâtiment doit être symétrique suivant les deux axes orthogonaux.
 - ✓ A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension face à l'effort de séisme.
 - ✓ Le rapport longueur / largeur est inférieur à 4.
 - ✓ La surface totale des ouvertures des planchers doit être inférieure à 15% de sa surface.
- *Régularité en élévation* :

- ✓ Le contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur discontinu, dont la largeur ne se transmette pas directement aux fondations.
- ✓ Les raideurs et masses des différents niveaux, restent constantes ou diminuent progressivement du bas au sommet du bâtiment.
- ✓ La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.
- ✓ La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois la plus petite dimension.

III.2.3.Vérification des conditions d'applications

La résultante des forces sismiques au bas V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

III.2.4.Calcul de la force statique équivalente

III.2.4.1.Calcul de la force sismique

La force sismique totale à là-bas de la structure doit être calculée dans les deux directions par

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 « R.P.A.99-Version 2003»)
- D : facteur d'amplification dynamique.
- Q : facteur de qualité (tableau 4.4 « R.P.A.99-Version 2003»).
- W : poids total de la structure.

- R : coefficient de comportement (tableau 4.3 « R.P.A.99-Version 2003»).

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

a. Coefficient d'accélération de zone A

- Zone sismique : IIa
- Groupe d'usage : 2 $\Rightarrow A = 0,15$
- Site ferme S2

b. Coefficient de comportement global de la structure R

Notre structure à un système de contreventement de voiles porteurs et noyau correspondant d'après le tableau 4.3 du R.P.A99 à un coefficient de comportement $R = 3.5$.

c. Facteur de qualité Q

Donné par la formule : $Q = 1 + \sum p_q$

Tableau III.1 : Tableau récapitulatif des facteurs de qualités

Critères	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

$$Q_x = 1 + \sum P_{qx} = 1 + 0.2 = 1.2 \quad Q_y = 1 + \sum P_{qy} = 1 + 0.2 = 1.2$$

d. Pourcentage d'amortissement critique ζ :

Structure en voile Porteur en Béton armé $\zeta = 10$

e. Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \geq 0.7$$

f. Période fondamentale de la structure T :

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots (1)$$

Avec :

- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

- h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 46,24 m

$$(1) \Rightarrow T = 0.05 \times (46.24)^{3/4} \Rightarrow T = 0.88s$$

$$T = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_x}} \quad T = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_y}}$$

Avec :

- h_n : Hauteur totale de la structure.
- L_x : dimension mesurée au bas dans la direction considérée

Le minimum entre les deux périodes dans ce sens $X = 0.80sec.$

Le minimum entre les deux périodes dans ce sens $Y = 0.84sec.$

$$T_x = 0.80s$$

$$T_y = 0.84s$$

g. Facteur d'amplification dynamique D :

Fonction de la catégorie de site du facteur de correction d'amortissement η .

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \end{cases}$$

Avec :

- T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site (tableau (4.7) du « R.P.A.99. Version 2003 »)

Site ferme (S_2) $\Rightarrow T_2 = 0.40s$ (Tableau 4.7)

$$\Leftrightarrow 0.5 \leq \ll T_x = 0.80s ; T_y = 0.84s \gg \leq 3$$

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.2 \text{ et } D_y = 1.16$$

h. Calcul du poids de la structure W :

- Calcul des masses :

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des poids de chaque étage

Niveaux	Diaphragme	Masse X	Masse Y
Terrasse	D12	50,8044	50,8044
8 ^{eme} étage	D11	940,895	940,895
7 ^{eme} étage	D10	1100,5308	1100,5308
6 ^{eme} étage	D9	1100,5308	1100,5308
5 ^{eme} étage	D8	1100,5308	1100,5308
4 ^{eme} étage	D7	1100,5308	1100,5308
3 ^{eme} étage	D6	1100,5308	1100,5308
2 ^{eme} étage	D5	1100,5308	1100,5308
1 ^{er} étage	D4	1130,7176	1130,7176
RDC	D3	1170,371	1170,371
2 ^{eme} Sous-sol	D2	1310,8636	1310,8636
1 ^{er} Sous-sol	D1	1430,8382	1430,8382
Masse totale		12706,746	12706,746

D'après le « R.P.A.99-Version 2003 » le poids total de la structure est égal à :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \text{ [RPA99version2003/formule 4.5]}$$

Le coefficient β est donné par le tableau 4.5 du R.P.A99, bâtiment d'habitation, bureaux ou Assimilés $\beta= 0.20$.

Avec :

- W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;
- W_{Pi} : Poids du aux charges d'exploitation ;
- $\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes
- $\sum W_{Pi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

i. La force sismique totale :

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

$$\left. \begin{array}{l} W_x = 12706,746 \times 10 \quad \Rightarrow V_x = 785.27t \\ W_y = 12706,746 \times 10 \quad \Rightarrow V_y = 756.05t \end{array} \right\}$$

Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

On a: $T_x = 0.80s > 0.7$

$$T_y = 0.84s > 0.7$$

$$F_t = 0.07 \times T \times V$$

$$F_t = \frac{(v - F_t) \times w_i \times h_i}{\sum_1^{14} w_i \times h_i}$$

Avec :

- F_t : force concentrée au sommet de la structure.
- V : force sismique totale.
- W_i : poids de la structure.
- h_i : hauteur de chaque étage.

III.2.5. Mode de vibration et taux de participation des masses modales

Les résultats obtenus suite à une analyse avec l'ETABS des vibrations libres sont illustrés dans le Tableau ci-après:

Tableau III.3 : Périodes et taux de participation massique de la structure.

Mode	Période	UX	UY	RZ
1	1,053915	0,0017	60,186	2,048
2	0,915346	63,1589	0,0188	0,0677
3	0,599164	0,1535	1,9748	61,1688
4	0,243347	0,0836	13,7793	0,5731
5	0,216838	14,3066	0,1725	0,0032
6	0,148824	0,1248	1,2643	11,8089
7	0,104659	0,0767	8,0183	0,8252
8	0,098449	8,3278	0,0561	0,019
9	0,069163	0,0048	6,2617	2,1552
10	0,065187	1,979	1,1502	4,0806
11	0,063579	5,8983	0,785	1,6413
12	0,050221	0,0008	1,6738	0,2823

Ces résultats montrent que :

- Le premier mode est un mode translation selon la direction X
- Le deuxième mode est un mode translation selon la direction Y
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z.

La condition du **RPA99 (Art 4.3.4)** sur le nombre de modes à retenir est satisfaite.

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

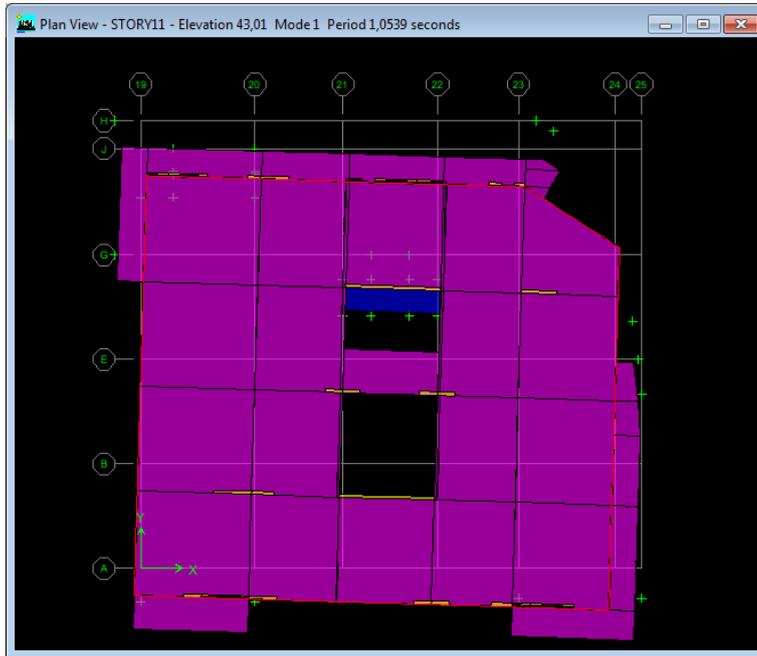


Figure III.1 : 1er mode de déformation de la structure causé par des efforts sismiques
niveaux terrasse sens « X-X » (ETABS9)



Figure III.2 : 2ème mode de déformation de la structure causé par des efforts sismiques
niveaux terrasse sens « Y-Y » (ETABS 9)

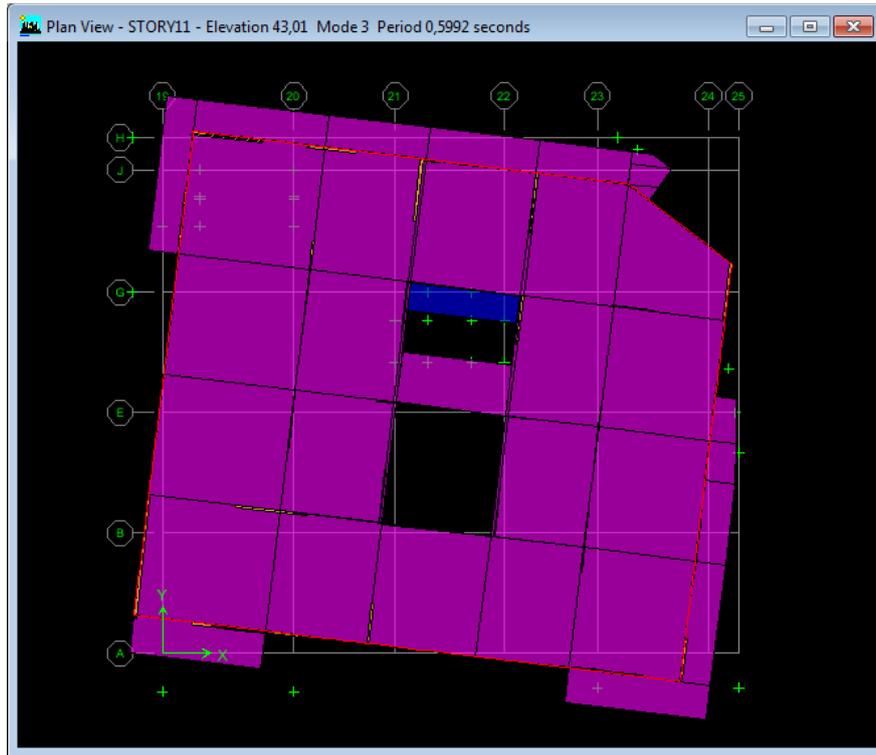


Figure III.3 : 3ème mode de déformation de la structure causé par des efforts sismiques niveaux terrasse sens « X-Y » (ETABS 9)

- *Comparaison entre la période dynamique et la période empirique:*

Tableau III.4 : Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

T_x [s]	T_y [s]	T [s]	1.3 T_x [s]	1.3 T_y [s]	1.3 T [s]	T mode étabs	T max (txty T)	Condition du RPA
0.8	0.84	0.88	1.04	1.10	1.15	1.05	1.15	CV

METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

=====

SELON LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES

=====

(RPA 99)

=====

Le coefficient d'accélération de zone A = 2.000000E-01

Le facteur de qualité QX dans le sens X = 1.20000

Le facteur de qualité QY dans le sens Y= 1.20000

Le coefficient de comportement RX dans le sens X= 3.500000

Le coefficient de comportement RY dans le sens Y= 3.500000

Le pourcentage d'amortissement KSIX dans le sens X= 10.000000 %.

Le pourcentage d'amortissement KSIY dans le sens Y= 10.000000 %.

Le coefficient de période CTX= 5.000000E-02

Le coefficient de période CTY= 5.000000E-02

La catégorie du site considéré= 2.000000

La dimension du bâtiment dans les sens X, LX = 27.00000 m.

La dimension du bâtiment dans les sens Y, LY = 24.100000 m.

Le nombre de niveaux = 11

III.3. Disposition des voiles

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'aboutir à un résultat concluant, avec un meilleur comportement tout en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les prescriptions du **RPA99v2003**.

La disposition à laquelle nous avons abouti est la suivante :

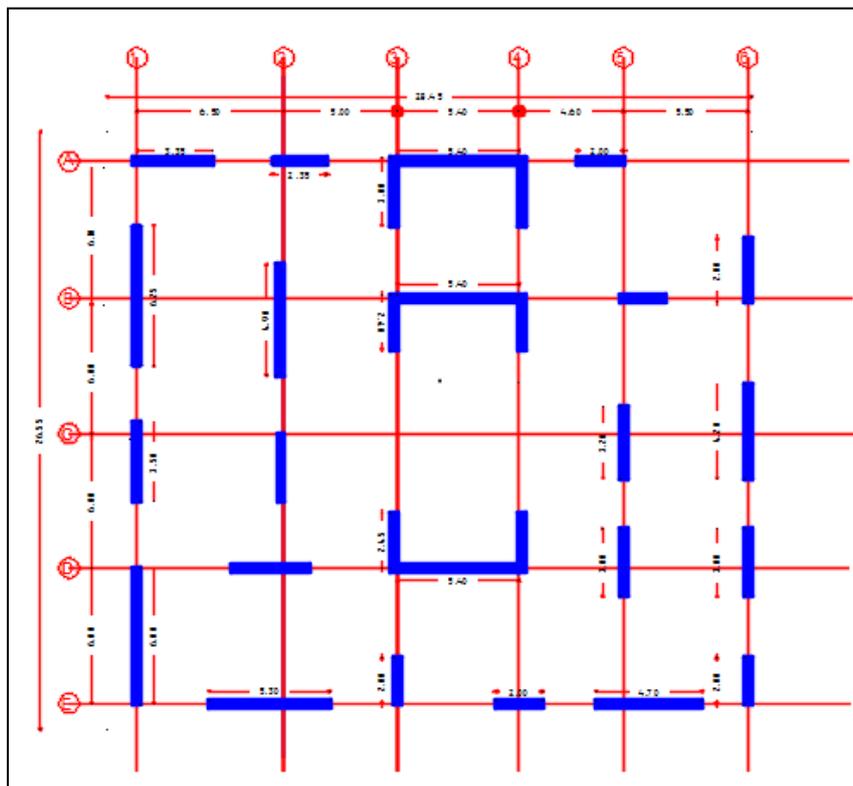


Figure III.4 : Plan de disposition des voiles de contreventement

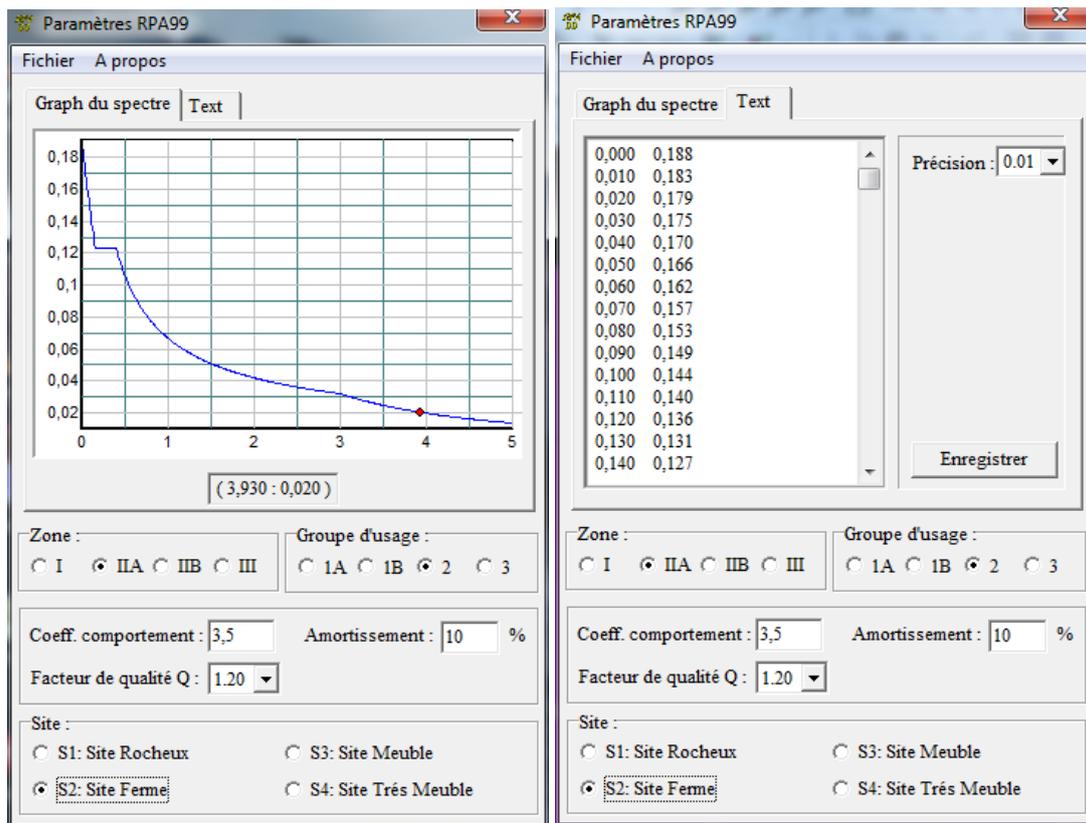


Figure III.5 : Spectre de réponse

III.4.Méthode dynamique

C'est une analyse dynamique de la structure sous des forces sismiques représentées par un spectre de réponse, par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrée par ces forces, ces effets seront par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

III.4.1. Hypothèses de calcul

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leur plan (vis-à-vis des déplacements horizontaux);
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique de ces modes soit au moins égale à 90%. Article 4.3.4 « R.P.A.99- Version 2003»

III.4.2. Calcul du centre de masse des différentes inerties :**a- Détermination des centres de gravité :**

Pour l'étude de la torsion, il faut calculer les coordonnées x, y, z du centre de masse pour les différents planchers par rapport à un repère X, Y, Z global.

Les coordonnées du centre de gravité sont données par la formule suivante :

$$G (X_G; Y_G) = \frac{\sum_1^n A_i (X_G; Y_G)}{\sum_1^n A_i}$$

- A_i : Surface du plancher « i »

Tableau III.5 : Tableaux récapitulatifs des centres de gravité.

Niveaux	Diaphragme	Masse X	Masse Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
Terrasse	D1	143,8382	143,8382	13,083	11,73	12,425	10,476
8 ^{eme} étage	D2	131,8636	131,8636	13,396	11,526	11,304	9,407
7 ^{eme} étage	D3	117,371	117,371	13,997	11,377	9,837	11,026
6 ^{eme} étage	D4	113,7176	113,7176	13,071	11,961	9,075	12,583
5 ^{eme} étage	D5	110,5308	110,5308	13,125	12,022	8,964	12,848
4 ^{eme} étage	D6	110,5308	110,5308	13,125	12,022	8,956	12,911
3 ^{eme} étage	D7	110,5308	110,5308	13,125	12,022	8,994	12,904
2 ^{eme} étage	D8	110,5308	110,5308	13,125	12,022	9,051	12,872
1 ^{er} étage	D9	110,5308	110,5308	13,125	12,022	9,113	12,838
RDC	D10	110,5308	110,5308	13,125	12,022	9,172	12,817
2 ^{eme} sous-sol	D11	94,895	94,895	13,212	12,096	9,21	12,809
1 ^{er} sous-sol	D12	5,8044	5,8044	14,2	15,273	12,343	15,309

III.4.3. Spectre de réponse de calcul

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

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

D'où :

- La gravité pesanteur déclaré dans le fichier de calcul comme facteur d'échelle de la réponse spectrale

- A : Coefficient d'accélération du zone $A=0.15$ (Tableau 4.2).
- R : Coefficient de comportement de la structure $R = 3.5$. (Tableau4.3).
- Q : Facteur de qualité $Q=1.2$. (Tableau4.4)
- T2 : Période caractéristique associée à la catégorie de site $T2 = 0.4$ (Tableau4.7).
- T : Période fondamentale de la structure $T = 0.88$
- η : Facteur de correction d'amortissement $\eta = 0.76$

Vérification la condition de : $V. \text{ Dynamique} > 0.80 V. \text{ statique}$

CHAPITRE IV

Chapitre IV: Justification de la sécurité**IV.1.Introduction**

Pour conclure le travail du chapitre précédent on doit assurer la stabilité et la sécurité de notre structure en vérifiant un certain nombre de conditions suivant le règlement parasismique algérien RPA 99 / Version 2003

IV.2.Justification vis-à-vis des déformations

Justification vis-à-vis des déformations selon l'RPA 99 / V 2003 (Art 5.10) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est donné par:

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \text{ (for 4.19)}$$

- δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).
- R: coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égale à:

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

⇒ Il faut vérifier que $\Delta_K \leq \bar{\delta}$

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible (égale à $0,01h_e$).

Après avoir effectué la modélisation de notre structure dans le logiciel d'analyse structurelle ETABS on peut avoir les déplacements dans chaque niveau comme le montre le tableau suivant :

Tableau IV.1: Les résultats des déplacements des étages

Niveaux	Δ_{kx}	Δ_{ky}	Hauteur/ 100 / R (cm)	Vérification
Terrasse	0,2492	0,3356	0,9228571	CV
8 ^{eme} étage	0,2137	0,2871	0,9228571	CV
7 ^{eme} étage	0,2246	0,2918	0,9228571	CV
6 ^{eme} étage	0,2347	0,3007	0,9228571	CV
5 ^{eme} étage	0,2426	0,3066	0,9228571	CV
4 ^{eme} étage	0,2462	0,3067	0,9228571	CV
3 ^{eme} étage	0,2429	0,2981	0,9228571	CV
2 ^{eme} étage	0,2298	0,2781	0,9228571	CV
1 ^{er} étage	0,3015	0,3508	1,4571429	CV
RDC	0,175	0,1966	1,4571429	CV

La condition est vérifiée dans tous les niveaux

IV.3. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} 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_{stat} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dyn} < 0,8 V_{stat}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces,

Déplacements, moments,.....) dans le rapport $0.8V_{stat}/V_{dyn}$.

On a :

- $V_{X \text{ dynamique}} = 6885,8 \text{ t}$
- $V_{Y \text{ dynamique}} = 6300 \text{ t}$

La vérification de la résultante sismique en se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/2003 est résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : les résultats de la vérification de la résultante des forces sismique

Spec	Mode	Dir	V _{dynamique}	V _{statique} ETABS	V _{dyn} / V _{stat}	Vérification
E1	All	All	6885,8	7979	0.862	C.V
E2	All	All	6300	7682	0.820	C.V

On a : $\frac{V_{dyn(X,Y)}}{V_{stat(X,Y)}} > 0.80$ alors on n'a pas besoin de majorer la reponse obtenue car la

Condition est vérifiée

IV.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

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

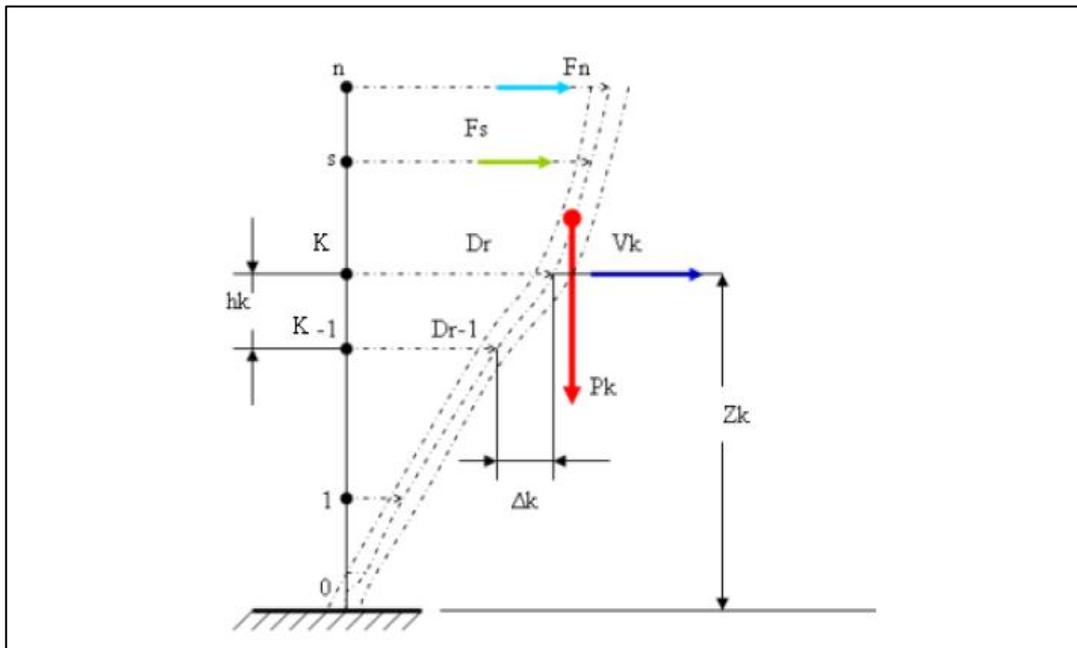


Figure IV.1 : Evaluation des effets du second ordre

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

- P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau
- V_K : Effort tranchant d'étage au niveau « k »
- Δ_K : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 »
- h_K : Hauteur d'étage « k » comme l'indique la figure

Si $\theta_k < 0.10$, l'effet P-Δ est négligé

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen analyse élastique du premier ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau IV.3 : tableau récapitulatif de l'effet P-Delta dans chaque étage (sens XX)

Niveaux	P_K (t)	Δ_K (cm)	V_K (t)	h_K (cm)	θ
Terrasse	58,044	0,2492	108,81	323	0,0004116
8^{eme} étage	948,95	0,2137	78,41	323	0,0080071
7^{eme} étage	1105,308	0,2246	69,74	323	0,0110207
6^{eme} étage	1105,308	0,2347	59,17	323	0,0135735
5^{eme} étage	1105,308	0,2426	49,76	323	0,0166837
4^{eme} étage	1105,308	0,2462	46,61	323	0,0180755
3^{eme} étage	1105,308	0,2429	42,95	323	0,0193529
2^{eme} étage	1105,308	0,2298	31,8	323	0,0247288

1^{er} étage	1137,176	0,3015	36,52	510	0,0184083
RDC	1173,71	0,175	26,34	510	0,0152902
2^{eme} Sous-sol	1318,636	0,0481	690,43	510	0,0001801
1^{er} Sous-sol	1438,382	0,0228	0	510	0
					0,0247288

Tableau IV.4: tableau récapitulatif de l'effet P-Delta dans chaque étage (sens YY)

Niveaux	P_K (t)	Δ_K (cm)	V_K (t)	h_K (cm)	θ
Terrasse	58,044	0,3356	108,81	323	0,0005543
8^{eme} étage	948,95	0,2871	78,41	323	0,0107573
7^{eme} étage	1105,308	0,2918	69,74	323	0,0143181
6^{eme} étage	1105,308	0,3007	59,17	323	0,0173905
5^{eme} étage	1105,308	0,3066	49,76	323	0,0210849
4^{eme} étage	1105,308	0,3067	46,61	323	0,0225173
3^{eme} étage	1105,308	0,2981	42,95	323	0,0237509
2^{eme} étage	1105,308	0,2781	31,8	323	0,0299264
1^{eme} étage	1137,176	0,3508	36,52	510	0,0214184
RDC	1173,71	0,1966	26,34	510	0,0171774
2^{eme} sous-sol	1318,636	0,0507	690,43	510	0,0001899
1^{er} sous-sol	1438,382	0,0204	0	510	0
					0,0299264

Les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P- Δ est négligé

Tableau IV.5 Tableaux des actions horizontales

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3
EX	1	U1	0,01	2,75	0
EX	2	U1	588,37	-10,15	0
EX	3	U1	1,91	6,85	0
EX	4	U1	1,36	17,45	0
EX	5	U1	232,64	-25,54	0
EX	6	U1	2,04	6,48	0
EX	7	U1	1,44	-14,74	0
EX	8	U1	159,39	13,08	0
EX	9	U1	0,1	-3,6	0
EX	10	U1	41,7	-31,8	0
EX	11	U1	124,93	45,57	0
EX	12	U1	0,02	-0,82	0
EX	All	All	688,58	24,29	0
EY	1	U2	2,75	514,07	0
EY	2	U2	-10,15	0,18	0
EY	3	U2	6,85	24,56	0
EY	4	U2	17,45	224,06	0
EY	5	U2	-25,54	2,8	0
EY	6	U2	6,48	20,64	0
EY	7	U2	-14,74	150,67	0
EY	8	U2	13,08	1,07	0
EY	9	U2	-3,6	130,31	0
EY	10	U2	-31,8	24,24	0
EY	11	U2	45,57	16,63	0
EY	12	U2	-0,82	36,71	0
EY	All	All	24,29	630,26	0

✓ Commentaire : suivant les Règles parasismiques Algériennes RPA 99 / version 2003 notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Donc on peut juger en premier lieu que les prés dimensionnement et les dispositions de nos éléments structuraux sont convenable néanmoins il reste la vérification des éléments avec le calcul des ferrailages des sections, dans notre cas les voiles et les poutres, dalles pleines.

CHAPITRE V

Chapitre V: Pré-dimensionnement et étude des éléments secondaires

V.1.Introduction

Les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leur distribution peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans le présent chapitre, on va aborder le pré-dimensionnement tel que le calcul de tous les types d'escaliers, la poutre palière et l'acrotère

V.2.Les escaliers

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches et de Contre marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

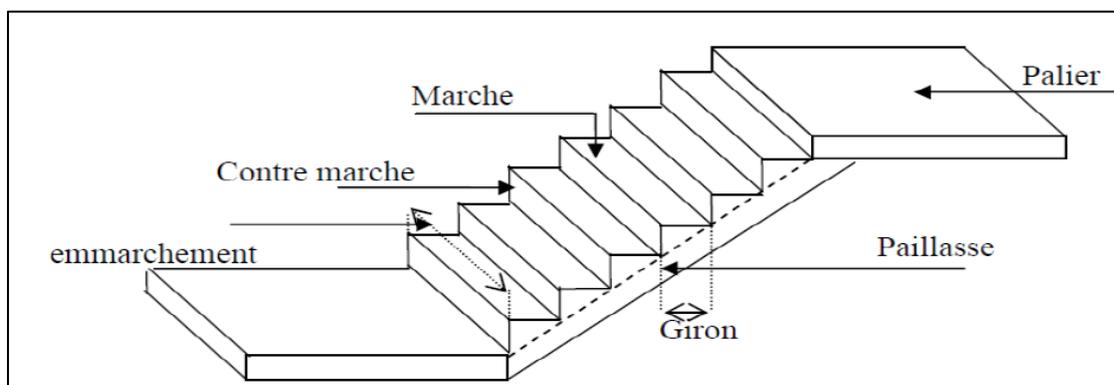


Figure V.1 : Une cage d'escalier

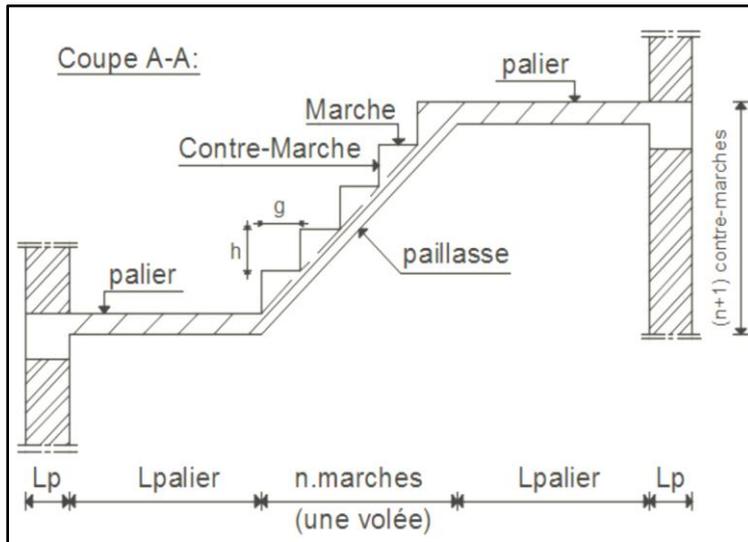


Figure V .2: Coupe sur la cage d'escalier

On va traiter un type parmi les 3 types qu'on a dans notre projet

Le type de l'escalier: Escaliers à volées droites avec paliers intermédiaires

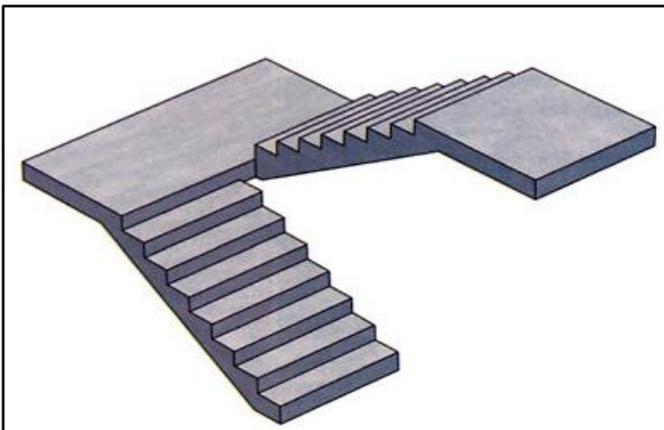


Figure V. 3 : Escaliers à volées droites

avec paliers intermédiaires

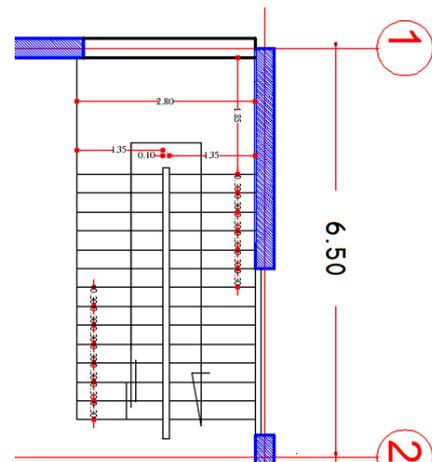


Figure V.4 : vue en plan de l'escalier

V.2.1.Vérification du pré dimensionnement

- Emmarchement (E) ≤ largeur du palier L_p

$$E=1.35 \text{ m} \leq \text{largeur } P=1.85 \text{ m}$$

- pente α (30° à 40°)

$$\tan \alpha = \frac{\text{demi hauteur}}{\text{longueur horizontal}} = \frac{255}{420} \rightarrow \alpha = 31.26^\circ \rightarrow \text{bon}$$

Pour les dimensions des marches « g » et contre marches « h », on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$0,58 < g + 2h < 0,66$$

Avec :

- h : hauteur de la marche (contre marche).
- g : largeur de la marche.

Pour obtenir le nombre de marche et leurs dimensions on utilise les formules suivantes:

$$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L = (n - 1) \times g \Rightarrow g = \frac{L}{n-1}$$

Avec :

- H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.
- n: nombre de contre marches.
- L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

$$\frac{2H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64$$

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

$$64n^2 - n(64 + 2 \times 255 + 420) + 2 \times 255 = 0$$

$$64n^2 - 994n + 510 = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 926$$

$$n = \frac{994 + 926}{2(64)} = 15 \text{ et } (n-1) = 14$$

On prend :

$$n = 15 \text{ nombre des contre marches} \rightarrow h = \frac{255}{15} = 17 \text{ cm}$$

$$n-1 = 14 \text{ nombre des marches} \rightarrow g = \frac{420}{14} = 30 \text{ cm}$$

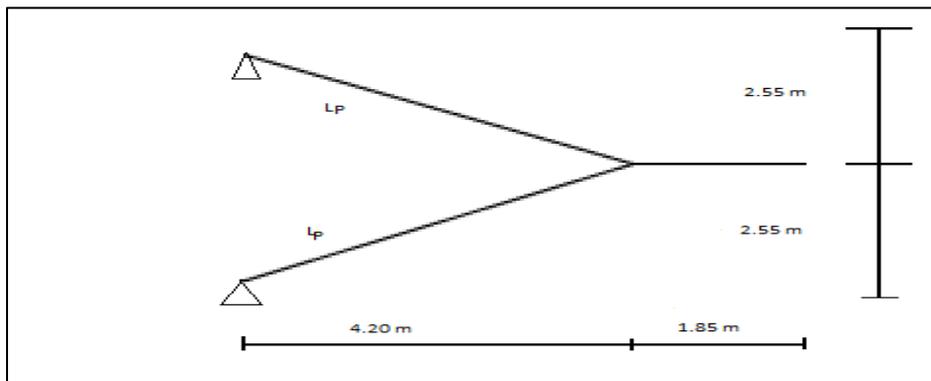


Figure V.5 : Le schéma statique de l'escalier

$58 \text{ cm} \leq 2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

- Détermination de la longueur du volé :

$$L_R = \sqrt{255^2 + 420^2} = 491 \text{ cm} = 4.91 \text{ m}$$

$$\frac{L_R}{30} \leq e_p \leq \frac{L_R}{20} \rightarrow \frac{491}{30} \leq e_p \leq \frac{491}{20} \rightarrow 16.36 \text{ cm} \leq e_p \leq 24.55 \text{ cm}$$

En prend $e_p = 20 \text{ cm}$.

V.2.2.Descente des charges

- Le palier :

Tableau V.1 : les charges permanentes au niveau du palier

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	25	0,12	3.00
Revêtement en marbre	21	0,02	0,42
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Enduit en ciment	20	0,02	0.4
Charge permanent G			4,22
Charge d'exploitation Q			2,50

- *La paillasse :*

Tableau V.2 : les charges permanentes au niveau de la paillasse

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	21	0,02	0,42
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en marbre vertical	28	/	1,36
Poids propre de la paillasse	25	/	3,57
Poids propre des marches	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en plâtre	10	0,01	0,11
Charge permanent G			7,83
Charge d'exploitation Q			2,50

V.2.3. Etude des escaliers

V.2.3.1. Les combinaisons des charges :

- *ELU :*

$$1.35G + 1.5Q$$

- *Palier :*

$$G_{\text{palier}} = 4.22 \text{ KN/m}^2 ; Q_{\text{palier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{ultime palier}} = 1.35 (4.22) + 1.5(2.5) \rightarrow Q_{\text{ultime palier}} = 9.45 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 9.45 \text{ KN/m}$$

- *Paillasse :*

$$G_{\text{volée}} = 7.83 \text{ KN/m}^2 ; Q_{\text{volée}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{ultime volée}} = 1.35 (7.83) + 1.5(2.5) \rightarrow Q_{\text{ultime volée}} = 14.32 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 14.32 \text{ KN/m}$$

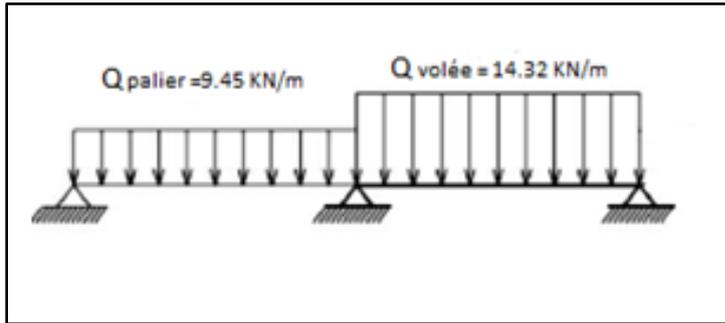


Figure V.6 : Les charges appliquées sur le volée et le palier

- *ELS* :

G + Q

- *Palier* : $(4.22) + (2.5) = 6.72 \rightarrow Q_{\text{service palier}} = 6.72 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 6.72 \text{ KN/m}$
- *Paillasse*: $(7.83) + (2.5) = 10.33 \rightarrow Q_{\text{service volée}} = 10.33 \text{ KN/m}^2 \times 10.33 \text{ KN/m}$

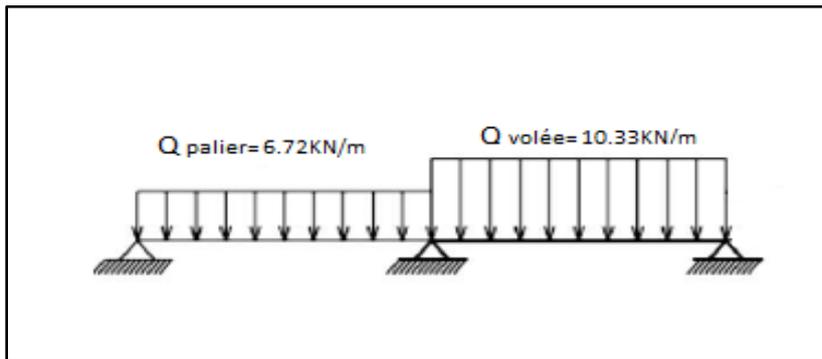


Figure V.7 : L'uniformité des charges a ELU

On ne peut pas résoudre le problème parce que les charges sont différentes le long d'élément

→ On calcule les charges moyennes a ELU et ELS :

$$Q_{\text{moyennes}} = \frac{9.45 \times 1.83 + 14.32 \times 4.91}{1.83 + 4.91} \quad Q_{\text{moyennes (ELU)}} = 12.997 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{moyennes}} = \frac{6.72 \times 1.83 + 10.33 \times 4.91}{1.83 + 4.91} \quad Q_{\text{moyennes (ELS)}} = 9.350 \text{ KN/m}$$

V.2.3.2. Calcul des sollicitations :

- *ELU* :

$$M_x = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{12.997 \times 6.74^2}{8} = 73.803 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{travé}} = 0.85M_x \quad \rightarrow M_{\text{travé}} = 62.733 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.3M_x \quad \rightarrow M_{\text{appui}} = -22.141 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{Q \times L}{2} = \frac{12.997 \times 6.74}{2} = 43.800 \text{ KN}$$

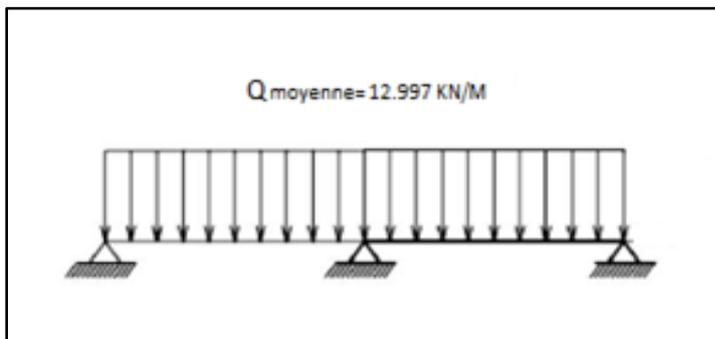


Figure V .8 : L'uniformité des charges a ELS

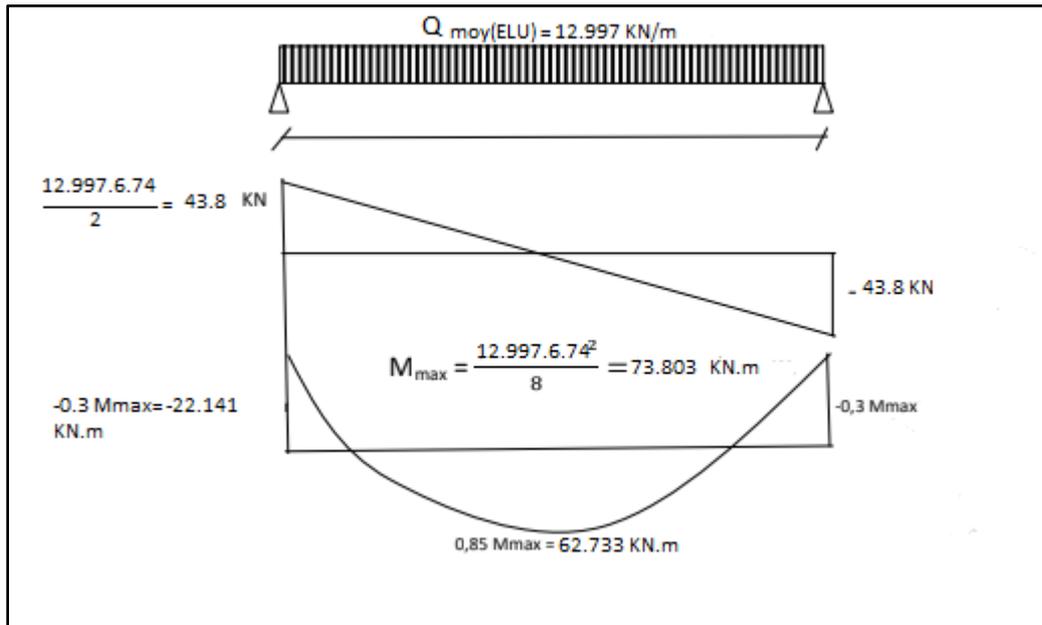


Figure V.9 : Sollicitation des charges a ELU

- ELS:

$$M_x = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{9.350 \times 6.74^2}{8} = 53.094 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{travé}} = 0.85 M_x \quad \rightarrow M_{\text{travé}} = 45.129 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.3 M_x \quad \rightarrow M_{\text{appui}} = -15.930 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{Q \times L}{2} = \frac{9.530 \times 6.74}{2} = 32.120 \text{ KN}$$

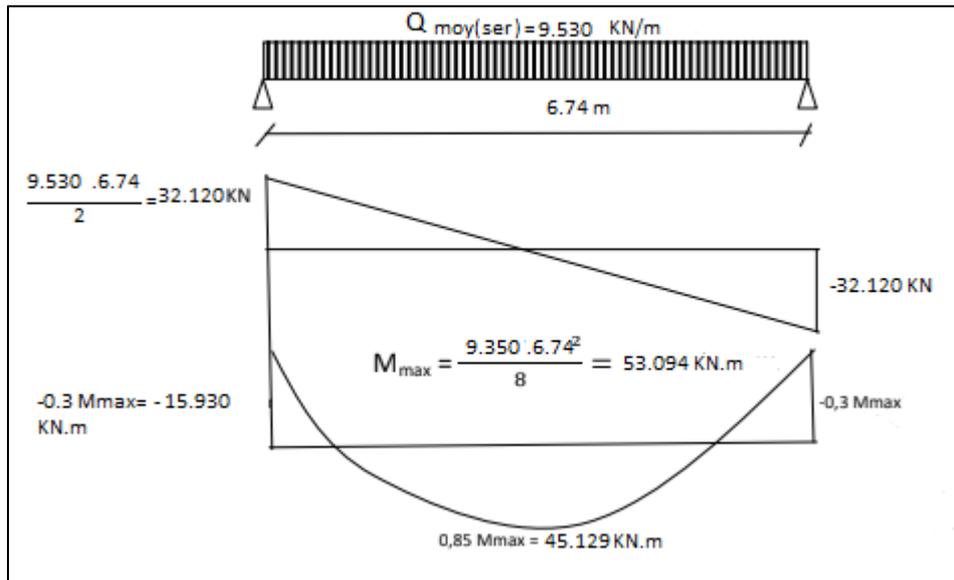


Figure V.10 : Sollicitation des charges a ELS

V.2.3.3. Calcul du ferrailage :

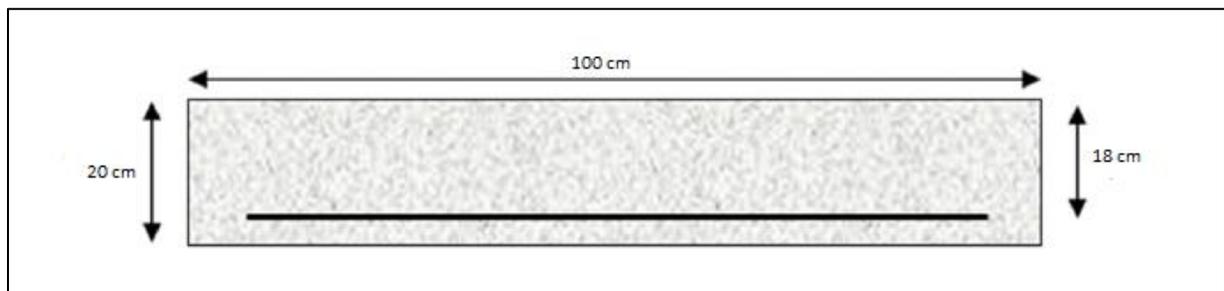


Figure V .11 : La section de calcul

- ELU :

✓ En travée :

On a
$$\mu = \frac{0.85Mx}{b.d^2.\sigma_{bc}}$$

Avec

$$d = (h-c) = h - \frac{h}{10} = 20 - \frac{20}{10} = 18 \text{ cm} \quad \text{et } \sigma_b = \frac{0.85 \times f_c}{\gamma_B} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{62733}{100 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0,136 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.136)}) = 0,184$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,184 = 0,926$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{0,85M_x}{\beta d \sigma_s} = \frac{62733}{0,926 \cdot 18 \cdot 348} \rightarrow A_{\text{cal}} = 10,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- *Condition de non fragilité :*

$$\text{On a: } A_{\text{min}} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} \rightarrow A_{\text{min}} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = \max(10,82 ; 2,17) \text{ cm}^2$$

On prend $A = 10,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- *Choix des armatures :*

$$\text{Choix : } 6 \text{ HA16} = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement} = 16,5 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[60 ; 33] \text{ cm}$$

$$e = 16,5 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée (D.T.R cba93 a.7.2.4.2 p97)}$$

- *Armatures de répartition :*

On a une charge répartie

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12,06}{4} = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min [4h ; 45] = \min [80 ; 45] \text{ cm}$$

$$e = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ *En appui :*

$$M_a = -22.141 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{22141}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0.048 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

$$\text{Et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,048}) = 0,062$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,062 = 0,975$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{22141}{348 \cdot 18 \cdot 0,975} \quad \rightarrow A_{\text{cal}} = 3.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} \quad \rightarrow A_{\text{min}} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{cal}} = 3.63 \text{ cm}^2; A_{\text{min}} = 2.17 \text{ cm}^2)$$

On prend $A = 3.63 \text{ cm}^2$

• *Choix des armatures :*

$$\text{Choix: } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min [3h ; 33\text{cm}] = \min [60 ; 33] \text{ cm},$$

$$e = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifié}$$

- Armatures de répartition :

On a une charge répartie

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T8 = 2.01 cm²

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min [4h ; 45\text{cm}] = \min [80 ; 45] \text{ cm}$$

$$e = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

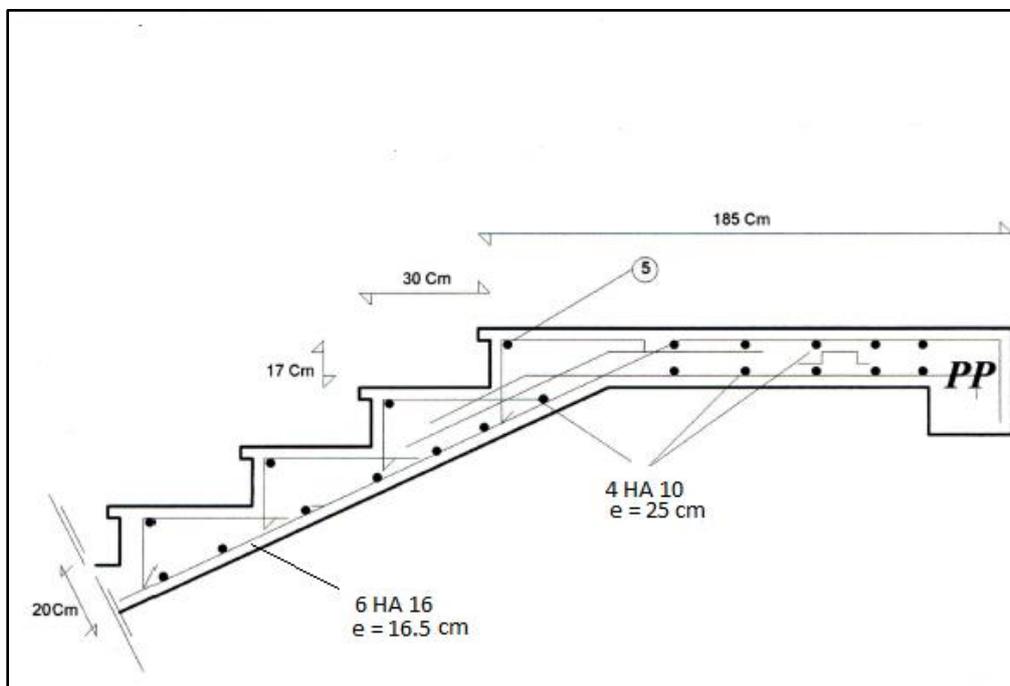


Figure V.12 : Le schéma de ferrailage à ELU

- *ELS* :

Il faut faire des vérifications qui sont considérées relatives à la contraintes maximale du béton comprimé σ_b et à la contrainte d'acier σ_s et aux déformations

- a- Contrainte maximale du béton comprimé $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- b- contrainte de l'armature tendue pour une fissuration préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \quad \eta = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{RL} \\ 1.6 \rightarrow \text{HA} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Il n'y a aucune vérification à effectuée pour l'ELS.

✓ *En travée :*

$$M_u = 62.733 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 45.129 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{62.733}{45.129} = 1.39 \quad \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0,184 < 0.44 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S

✓ *En appui :*

$$M_u = -22.141 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -15.930 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{22.141}{15.930} = 1.38 \quad \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0,062 < 0.44 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

- Vérification de la flèche

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$F = \frac{M.l^2}{10.Ev.IFv} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93})$$

$$\text{et } f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} L < 2\text{m} \quad (\text{Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.2^3}{12} = 0,000667\text{m}^4$$

$$Ev = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{25} \rightarrow Ev = 10818.9 \text{ MPa}$$

$$Mu_{\max} = 62.733 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{Ml^2}{10 * Ev * IFv} = \frac{62733 \times 6.74^2}{10818,9 \times 10^6 \times 0,000667} \rightarrow f = 0.39 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{674}{500} = 1.35 \text{ cm.}$$

$$f = 0.39 \text{ cm} < \bar{f} = 1.35 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- *L'effort tranchant :*

Pour des fissurations peut préjudiciables on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93})$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 43.800 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{43800}{1000 \times 20} = 2.19 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

V.2.4. La poutre palière

V.2.4.1. Le pré dimensionnement de la poutre

Critère de flèche :

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

Avec :

L : longueur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

Condition imposées par le RPA99.V2003 :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} < 4$

On a : $L = 320 \text{ cm}$

$$\rightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \rightarrow 21.3 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 30\text{cm} = 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 < 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{CV}$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$ et $h = 30 \text{ cm}$

V.2.4.2.L'étude de la poutre palière

Poutre palière a ELS :

Poids propre : $0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$

Mur brique : $1.35 \times 0.15 \times 15 = 3 \text{ KN/m}$

Crépissage : $1.35 \times 0.01 \times 2 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}$

Réaction de palier a ELS :

$$q_s = \frac{T_s}{l/2} = \frac{32.120}{1.6} = 20.075 \text{ KN/m}$$

Poutre palière a ELU :

$(2.25+3+0.4) \times 1.6 = 9.04 \text{ KN/m}$

$$q_s = \frac{T_s}{l/2} = \frac{43.800}{1.6} = 27.375 \text{ KN/m}$$

Une poutre palière bi-encastree sur les poteaux radie par le palier de repos qui en dalle pleine

Le calcul d'une poutre bi-encastree sous l'effet de la torsion revient au calcul d'une poutre dont l'effort tranchant est augmenté par la torsion

Cette torsion ne génère jamais des désordres si le ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant est vérifié

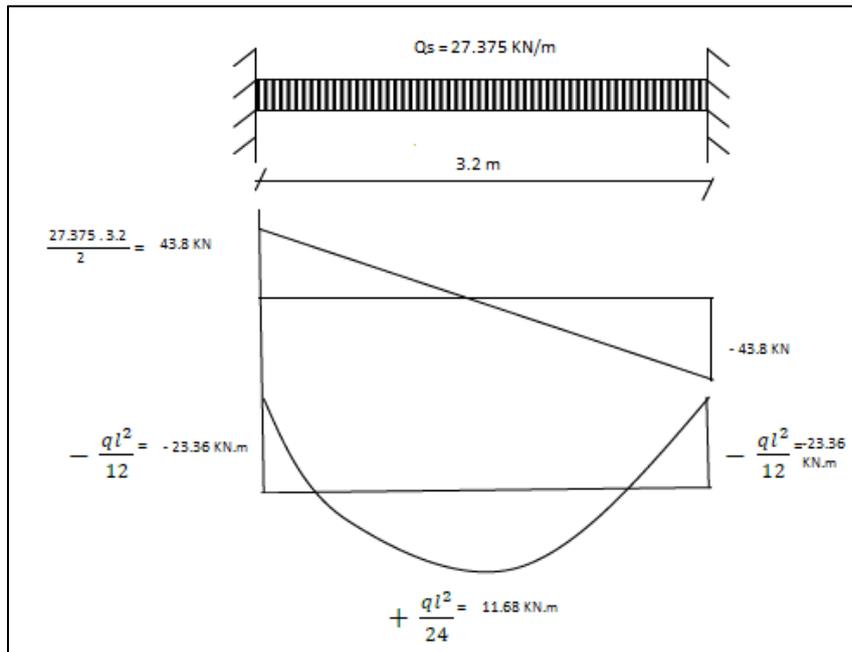


Figure V.13 : Sollicitation sur la poutre palière

V.2.4.3. Calcul du ferrailage

✓ *En travée :*

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11680}{30 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0.004 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

• *Détermination des armatures :*

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.004)}) = 0.005$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0.005 = 0.998$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{11680}{0.998 \cdot 27 \cdot 348} \rightarrow A_{cal} = 1.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- *Condition de non fragilité :*

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400} \rightarrow A_{\min} = 3,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \max (1,25 ; 3,91) \text{ cm}^2$$

On prend $A = 3,91 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Choix : 3 HA14 = 4,62 cm²

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min [3h ; 33 \text{ cm}] = \min [30 ; 33] \text{ cm}$$

$$e = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ✓ *En appui :*

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{23360}{30 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,008 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } 1000\mu_l > 1000\mu$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- *Détermination des armatures :*

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,008)}) = 0,010$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,010 = 0,996$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{23360}{0,996 \cdot 27 \cdot 348} = 2,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- *Condition de non fragilité :*

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 3,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \max (1,25 ; 3,91) \text{ cm}^2$$

On prend $A = 3,91 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Choix : 3 HA14 = 4.62 cm²

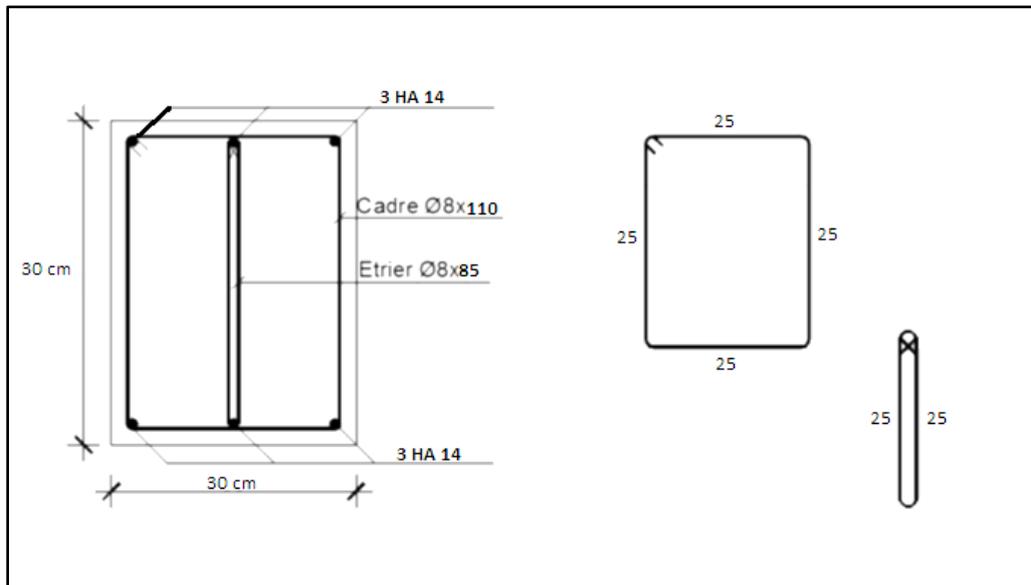


Figure V.14 : Ferrailage de la section transversal de la poutre palière

V.3.L'acrotère

V.3.1.Définition

L'acrotère est un élément en béton armé qui coiffe la toiture, il a pour rôle :

- protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale et
- la sécurité des gens, personnes.

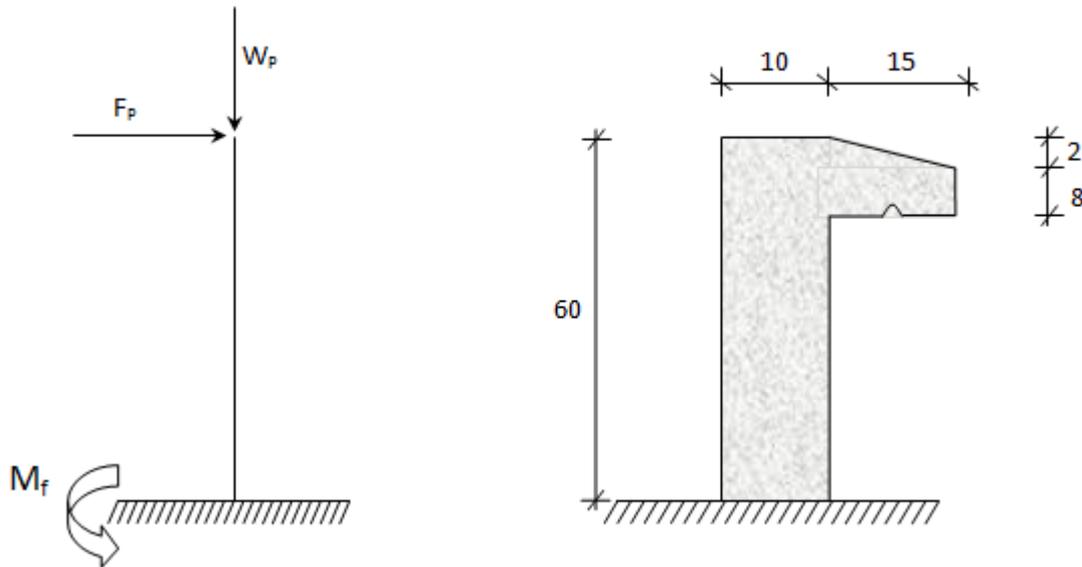


Figure V.15 : L'acrotère

V.3.2.Calcul du ferrailage

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base au plancher terrasse. Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3).

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

V.3.2.1. Détermination des sollicitations

$$W_p = V. \rho = \left[(0.6 \times 0.1) + \frac{(0.10 + 0.08) \times 0.15}{2} \right] \times 1 \times 2500 \quad \Rightarrow W_p = 183.75 \text{ daN.}$$

Avec :

- W_p : Poids de l'élément considéré

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

Avec :

- F_p : La force horizontale [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]
- A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1]
- C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183.75 \quad F_p = 88.2 \text{ daN}$$

V.3.2.2. Effort normal et moment fléchissant

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} N_u = 1.35W_p \\ M_u = 1.5.F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 183.75 \\ M_u = 1.5 \times 88.2 \times 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 248.06 \text{ daN} \\ M_u = 79.38 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Etat limite de service (E.L.S.):

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 183.75 \text{ daN} \\ M_{ser} = 52.92 \text{ daN.m} \end{cases}$$

V.3.2.3. Détermination de la section des armatures

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

- Position du point d'application de l'effort normal : (N)

État limite ultime (E.L.U.) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7938}{248.06} = 0.32 \text{ m}$$

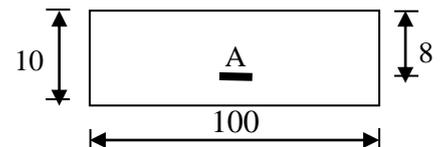


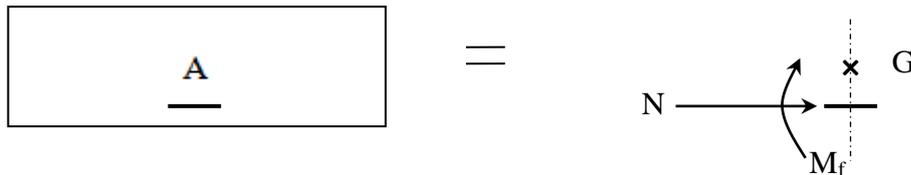
Figure V.16 : La section de calcul

$$e_0 = 0.32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

$$N \longrightarrow \times C$$



$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 248.06 \times \left(0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 86.82 \text{ daN.m}$$

- *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{868.2}{11.33 \times 100 \times 8^2} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

- *Détermination des armatures:*

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{868.2}{348 \times 0.99 \times 8} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.32 - \frac{2480.6}{100 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t = A/4 = 0.35/4 \quad A_r = 0.06 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

- *Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité): [B.A.E.L.91]*

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0.25\% \cdot S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2.50 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- *Choix des armatures:*

$$5\text{T}10/\text{m}_l \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{m}_l$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

$e \leq \min(25 ; 2 \times 10) \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée .

- *Armatures de répartition :*

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- *Choix des armatures:*

$$5\text{T}8/\text{m}_l \longrightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{m}_l$$

$$(\text{T}8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

- *Etat limite de service (E.L.S.) :*

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{52.92}{183.75} = 0.29 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.29 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

\Rightarrow Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors

de la section \Rightarrow la section est partiellement comprimée (S.P.C).

- Détermination des contraintes :

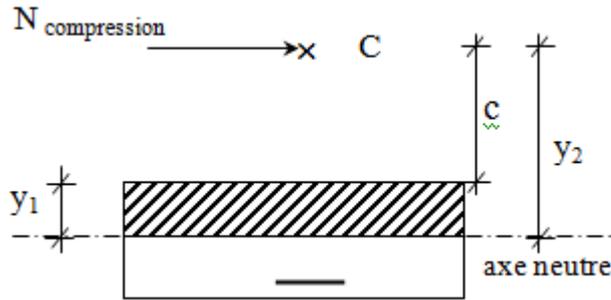


Figure V .17 : Position du centre de pression

Avec :

- C : Centre de pression (point d'application) ;
- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée
- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression $\Rightarrow y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section $\Rightarrow c$ sera considéré comme négatif.

- Calcul des contraintes :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24\text{cm} \Rightarrow c = -24\text{cm}$$

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 24)$$

$$p = -1614.82$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 24)^2$$

$$q = 24026.11$$

y_2 est la solution de l'équation $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 3121.98y_2 + 65928.3 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (24026.11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614.82)^3 = -46579385 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 24026.11}{2 \times (-1614.82)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1614.82}} = -0.96 \Rightarrow \varphi = 163.74^\circ \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1614.82}{3}} = 46.40 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 46.4 \times \cos(54.58) = 26.89 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -46.19 \text{ cm} \end{cases}$$

$$y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 19.30 \text{ cm}$$

$$y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = 26.89 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 2.89 < 10 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{D'où : } y_1 = 2.89 \text{ cm}$$

- *Calcul du moment statique :*

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.89)^2}{2} - 15 \times 3.93 \times (8 - 2.89) = 116.37 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837.5}{100 \times 116.37} = 0.16$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.16 \times 2.89 = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.16 \times (8 - 2.89) = 12.26 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_c ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \quad \text{Avec : } \text{FeE400} \Rightarrow \eta = 1.6 \text{ et } f_c = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 1.8}\right) = 187 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

- *Conclusion :*

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

V.3.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement

$$T_u^{\max} = 1.5 F_p = 1.5 \times 88.2 = 132.3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{1323}{100 \times 8 \times 100} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- *Remarque :*

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

V.3.2.5. Schéma de ferrailage

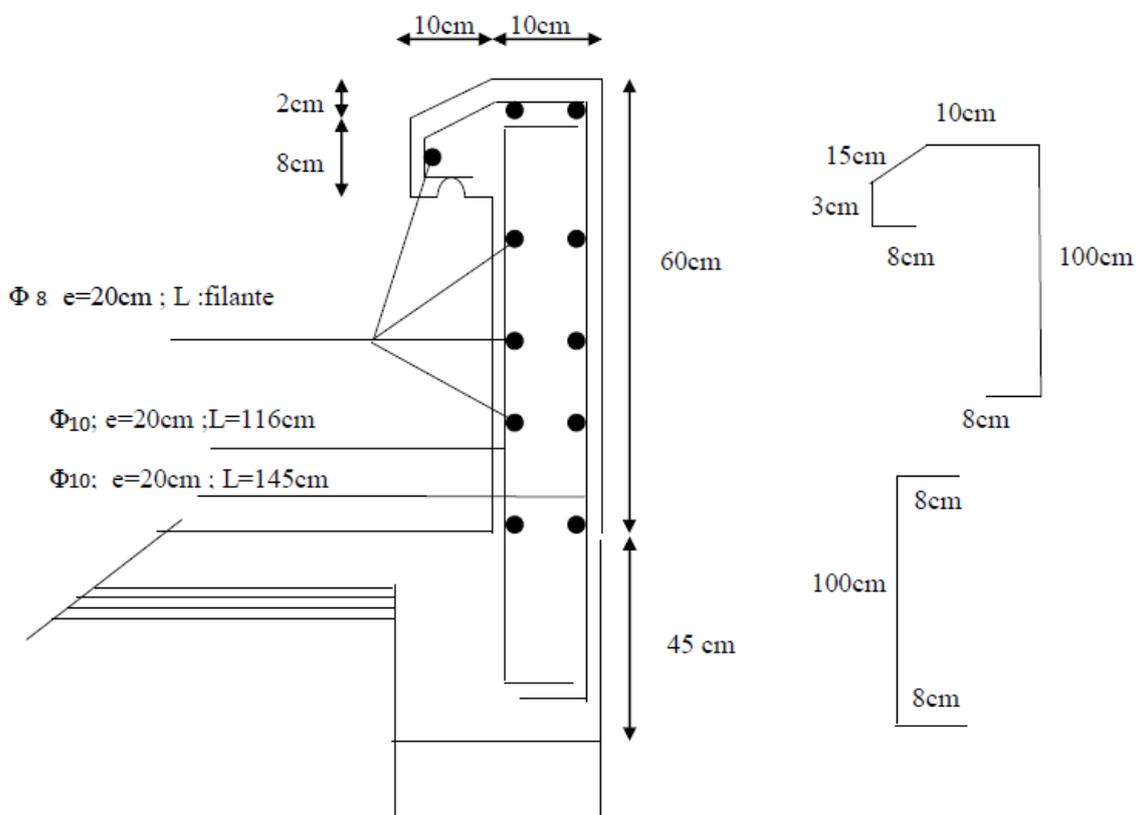


Figure V.17 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE VI

Chapitre VI : Étude des éléments structuraux

VI.1.Introduction

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation.

Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable. Les réglementations en vigueur « BAEL91et RPA99 » nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

VI.2.Étude des plancher en dalles Pleines

Les planchers sont des parties horizontales de la construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, ils séparent les différents niveaux d'un bâtiment et ont deux fonctions principales, la première est la résistance car ils supportent la totalité des charges permanentes et d'exploitation, et la seconde d'isolation en isolant thermiquement et acoustiquement les différentes d'étages.

Dans notre construction on a uniquement des plancher en dalles pleines

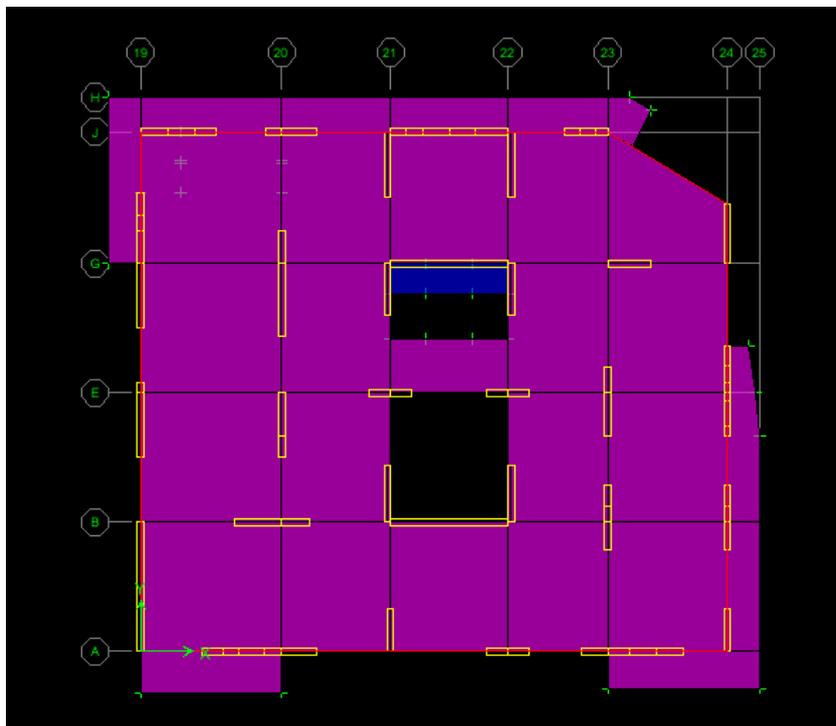


Figure VI.1 : Schéma du planché

VI.2.1. Calcul et vérification des sollicitations des dalles Pleines:

Pour le calcul des sollicitations on vas utiliser le logiciel « SAFE » (logiciel utilisé pour le calcul des dalle) qui vas nous servir à déduire la déformation, Moment et efforts Tranchants des planchers

Les résultats sont montrés sur les figures qui suivent

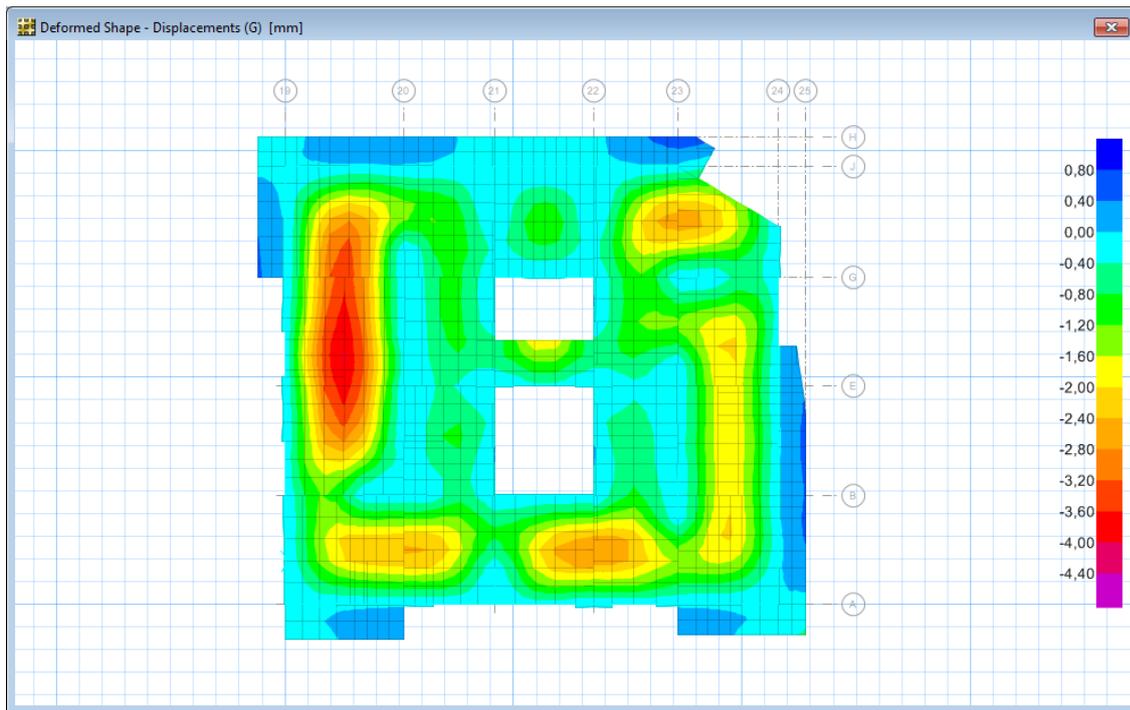


Figure VI.2 : Déformation du plancher sous la charge permanente

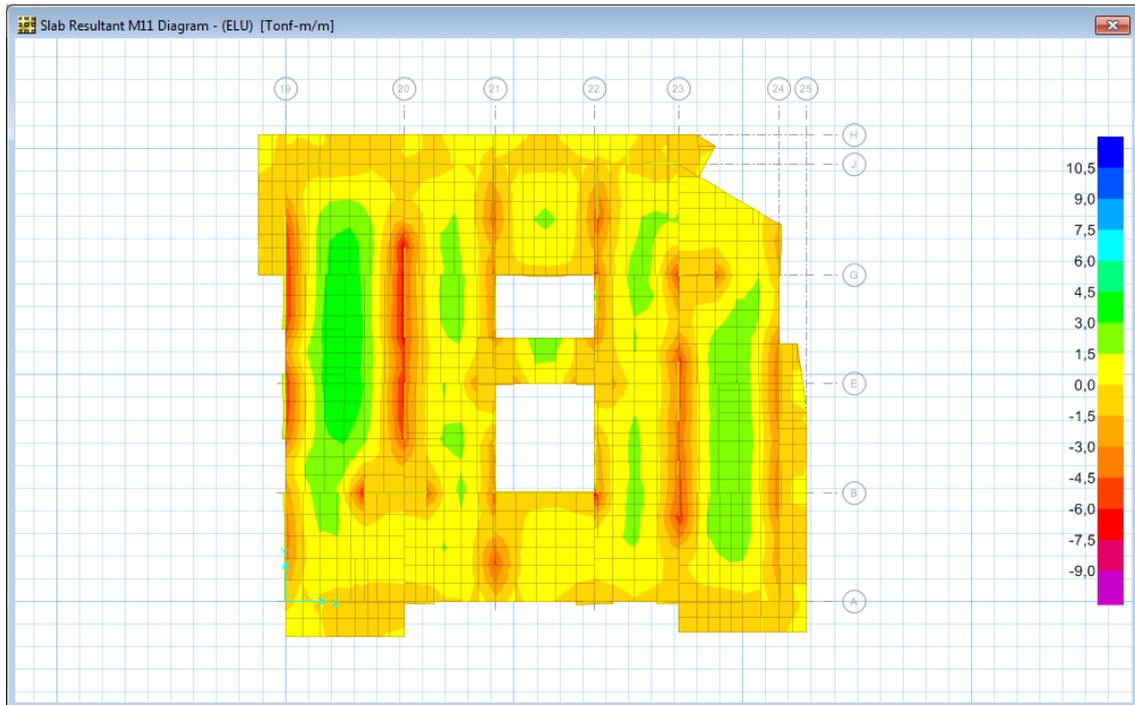


Figure VI.3 : Schéma des moments en ELU suivant l'axe (x-x) du plancher

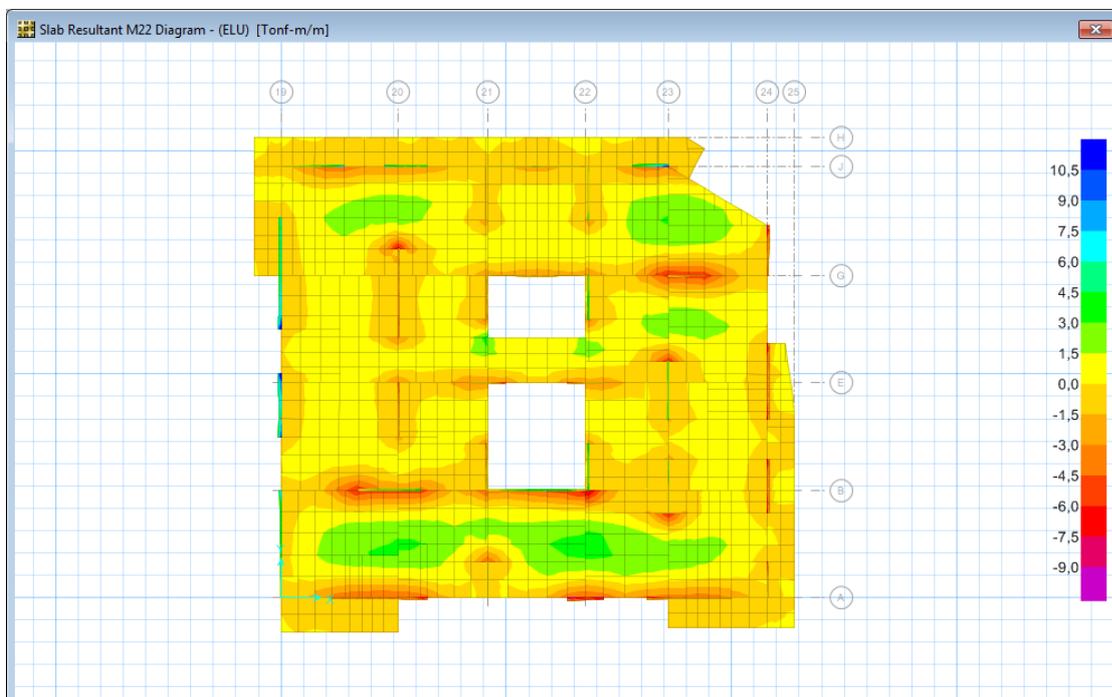


Figure VI.4 : Schéma des moment en ELU suivant l'axe (Y-Y) du plancher

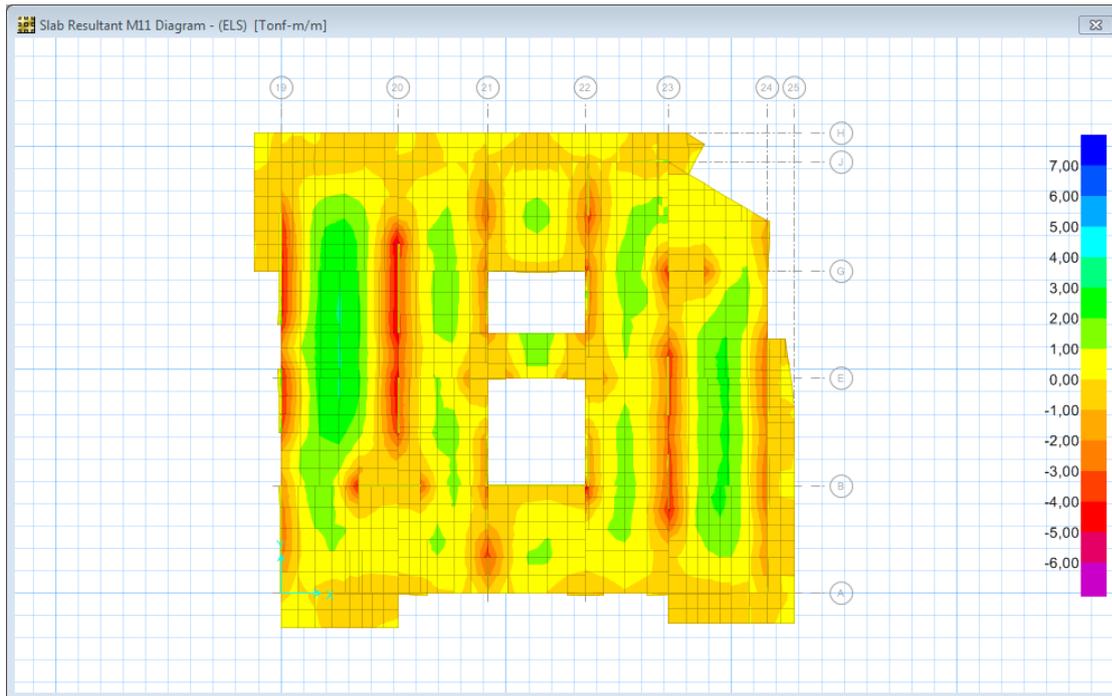


Figure VI.5 : Schéma des moments en ELS suivant l'axe (X-X) du plancher

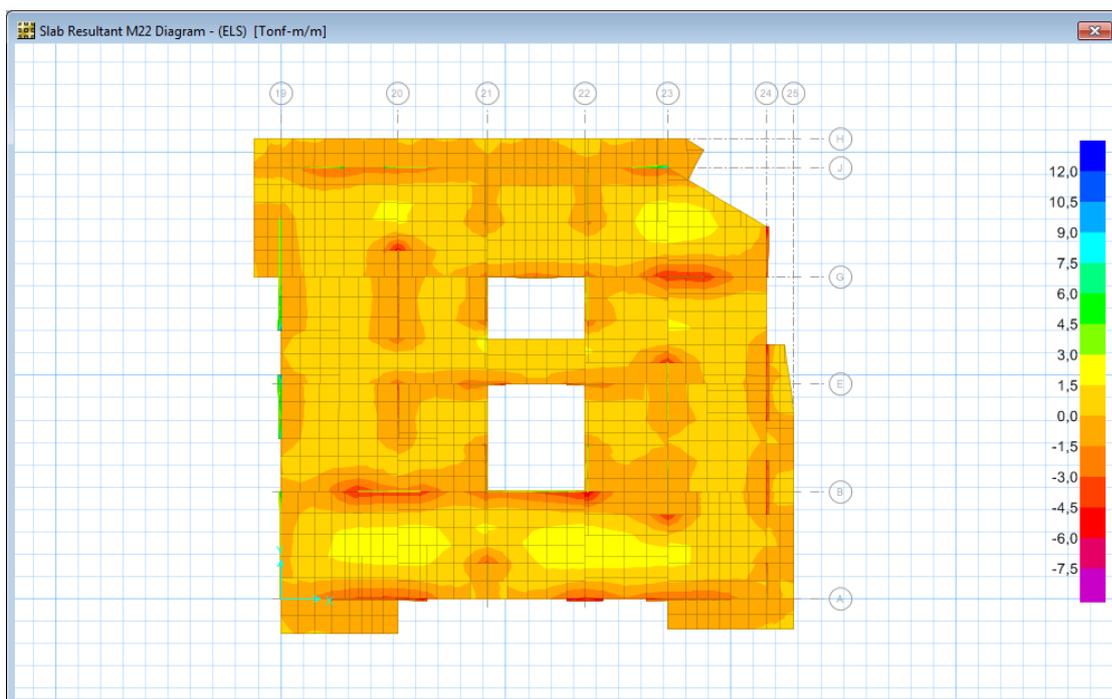


Figure VI.6 : Schéma des moments en ELS suivant l'axe (Y-Y) du plancher

VI.2.2. Calcul du ferrailage des dalles pleines :

Pour obtenir le choix final des armatures on a tout d'abord supposé un ferrailage 5T12/ml $e=20\text{cm}$ de et à l'aide du logiciel SOCOTEC on a obtenu le moment de la section d'armature,

ce dernier à été introduit dans l'ETABS en optant pour la dalle la plus chargée, ce qui va valider ou rejeter le choix selon les résultats obtenus

La méthode est expliquée sur les figures suivantes :

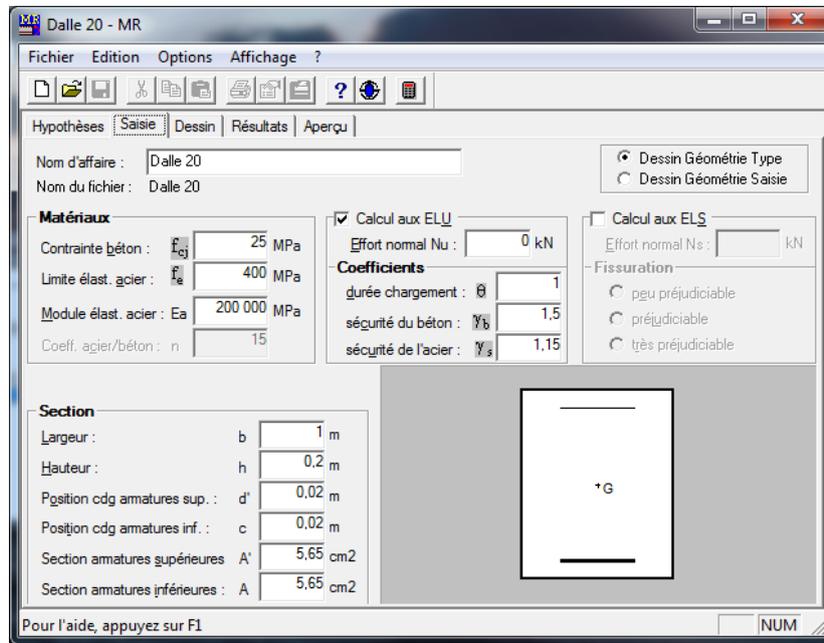


Figure VI.7 : données de calcul des armatures filantes de 5T12 par ml

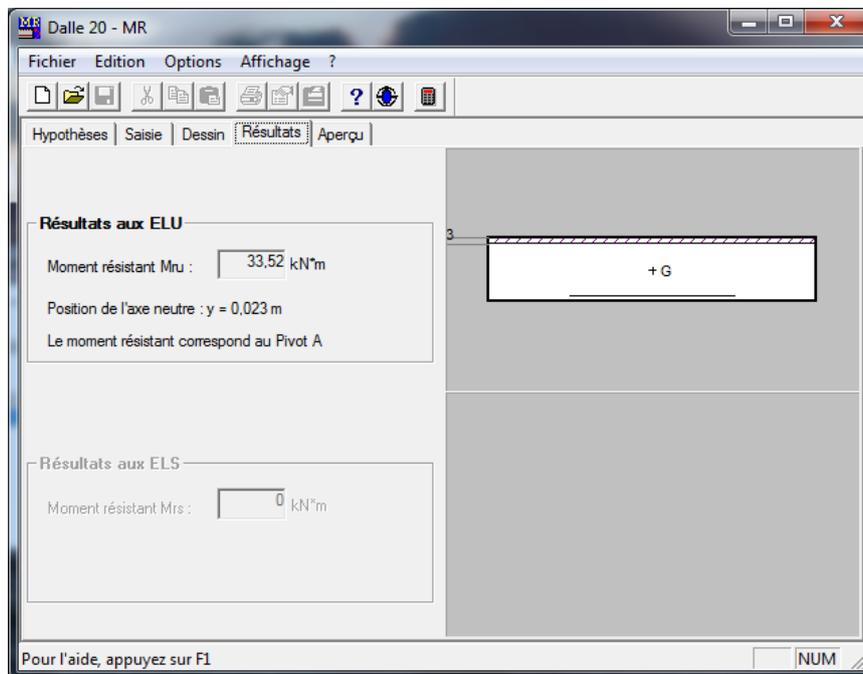


Figure VI.8 : Le moment résultant

Après l'introduction du moment résultant dans l'ETABS l'analyse a donné les schémas de déformations du ferrailage choisi dans les deux directions comme le montre les figures suivantes :

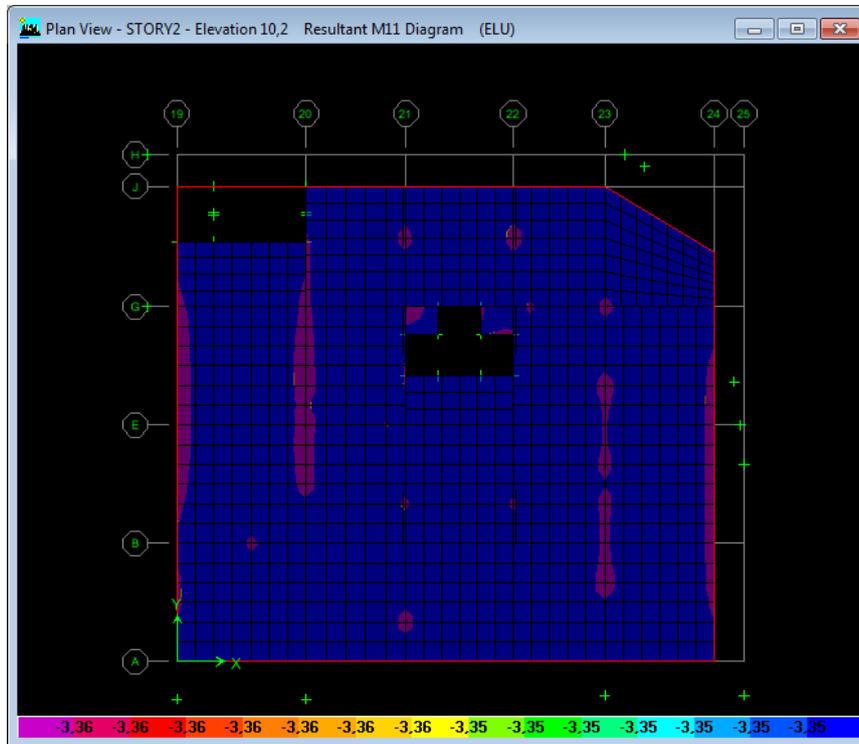


Figure VI.9 : Schéma de déformation du ferrailage du Plancher au niveau de la nappe supérieur (en travée) sens X-X

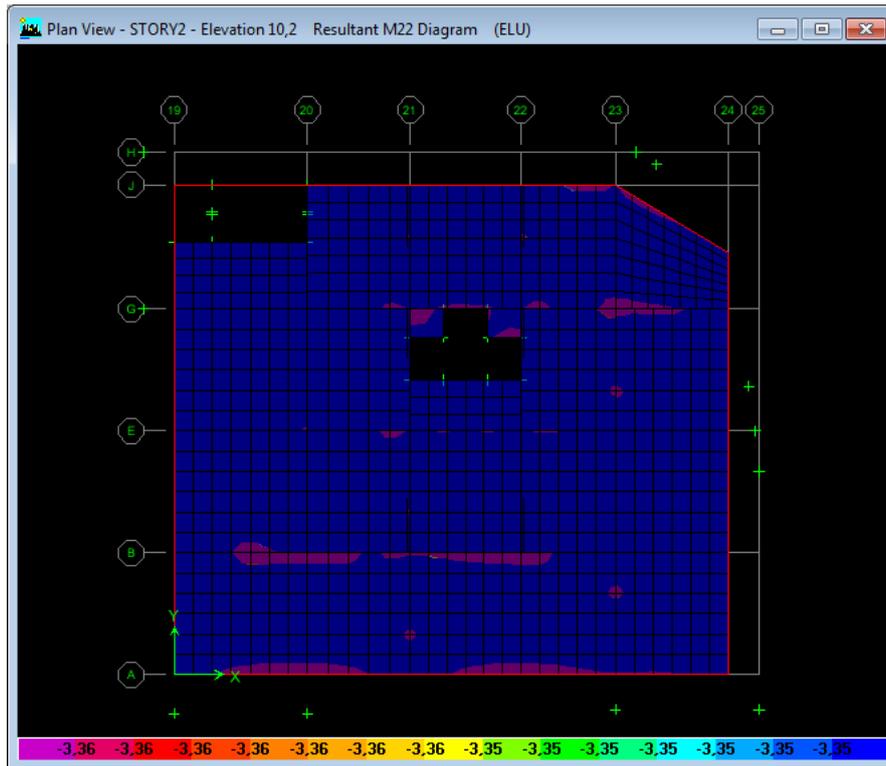


Figure VI.10 : Schéma de déformation du ferrailage du Plancher au niveau de la nappe supérieure (en travée) sens Y-Y

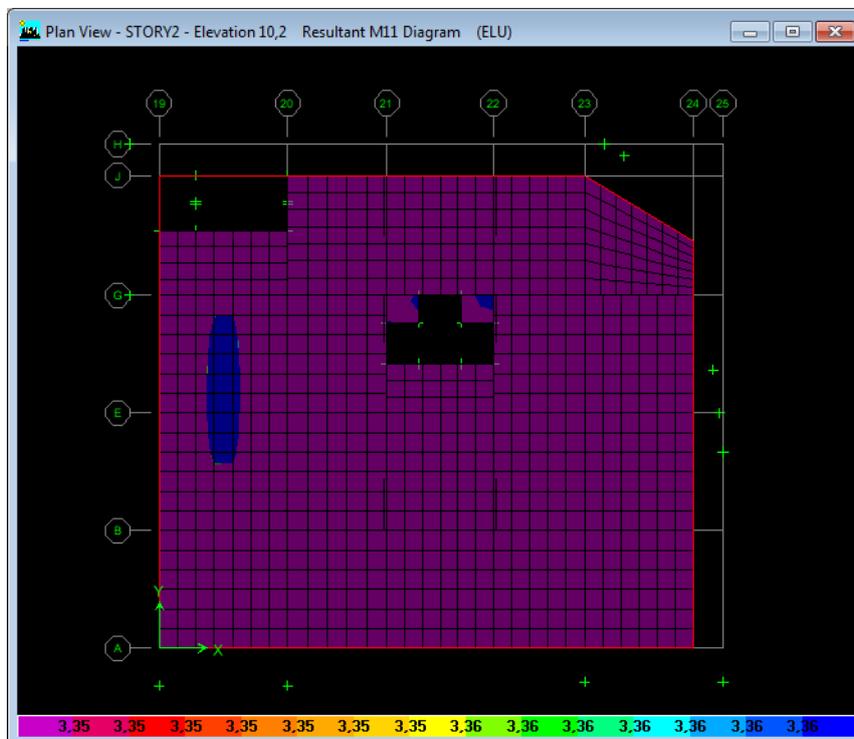


Figure VI.11 : Schéma de déformation du ferrailage du Plancher au niveau de la nappe inférieure (en appuis) sens X-X

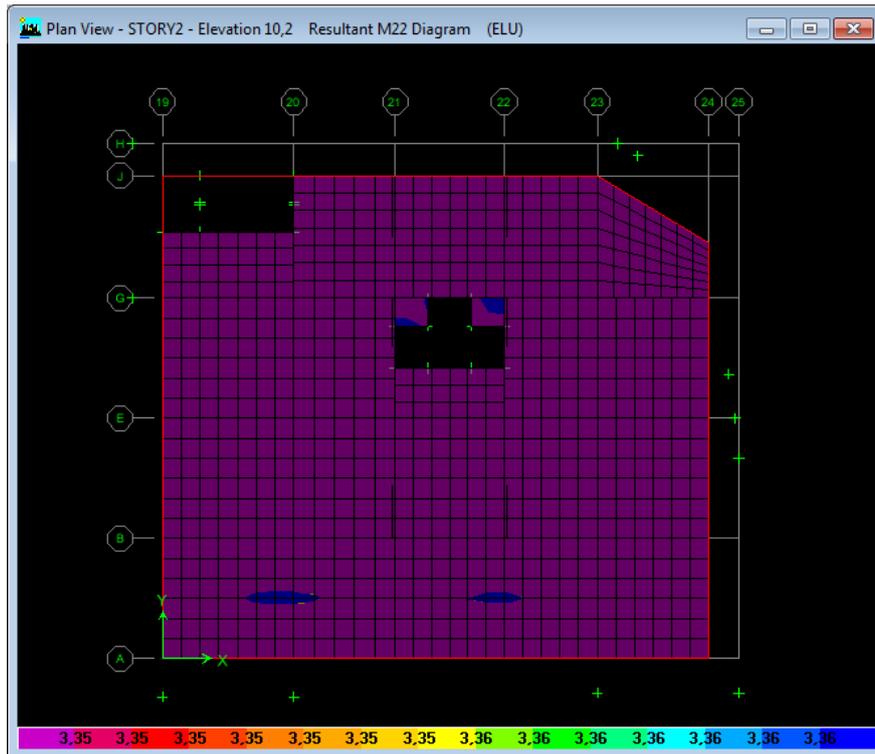


Figure VI.12 : Schéma de déformation du ferrailage du Planchers au niveau de la nappe inférieure (en appuis) Y-Y

La présence des taches mauves au niveau de la nappe supérieure et des taches bleus au niveau de la nappe inférieure signifie que le ferrailage est inadéquat dans ces zones

Par conséquent il ya lieu d'ajouter des chapeaux au niveau de ces points

Donc on va déduire le moment des armatures filante 5T12 /ml +chapeau 5T12/ml dans les deux nappes

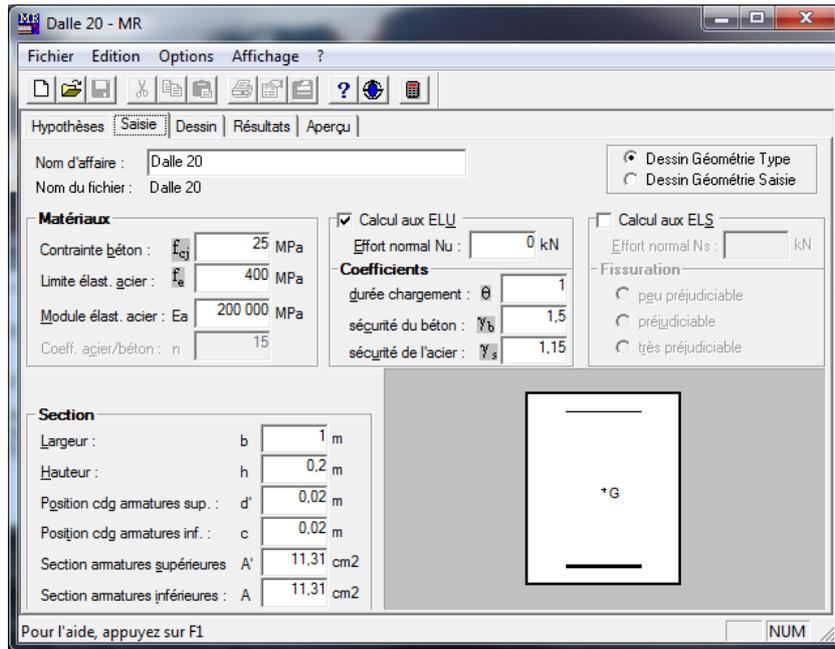


Figure VI.13 : les données utilisées pour obtenir le moment des armature filantes+ chapeaux

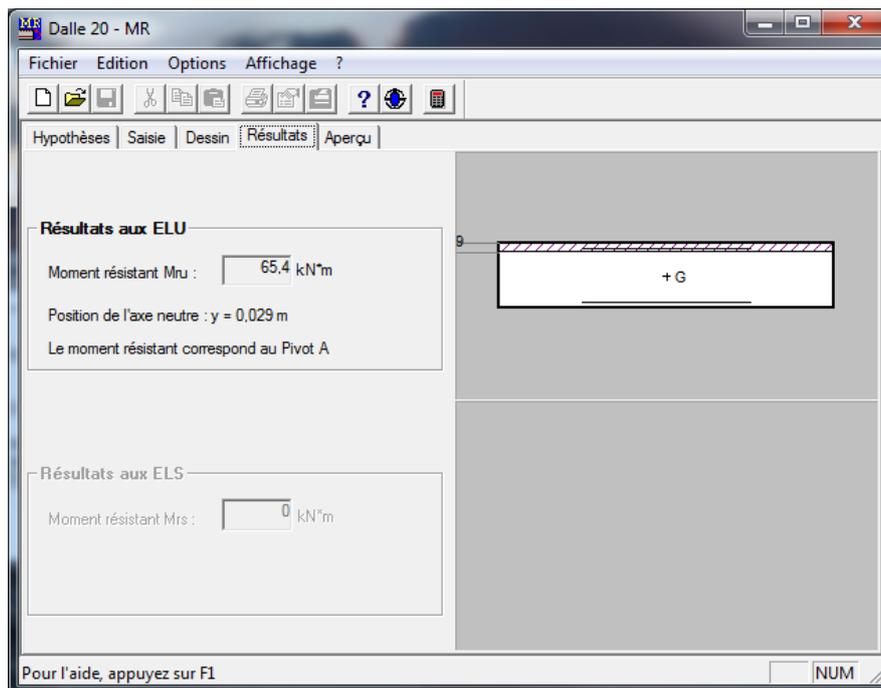


Figure VI.14 : Le moment résultant

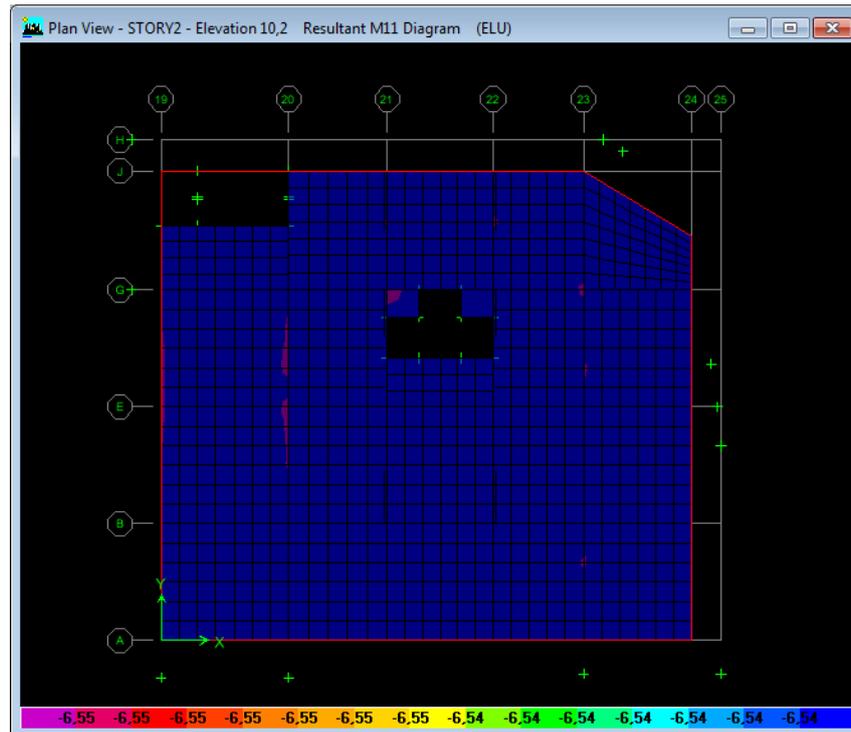


Figure VI.15 : Schéma de déformation du ferrillage du Plancher après l'ajout des chapeaux au niveau de la nappe supérieur (en travée) sens X-X

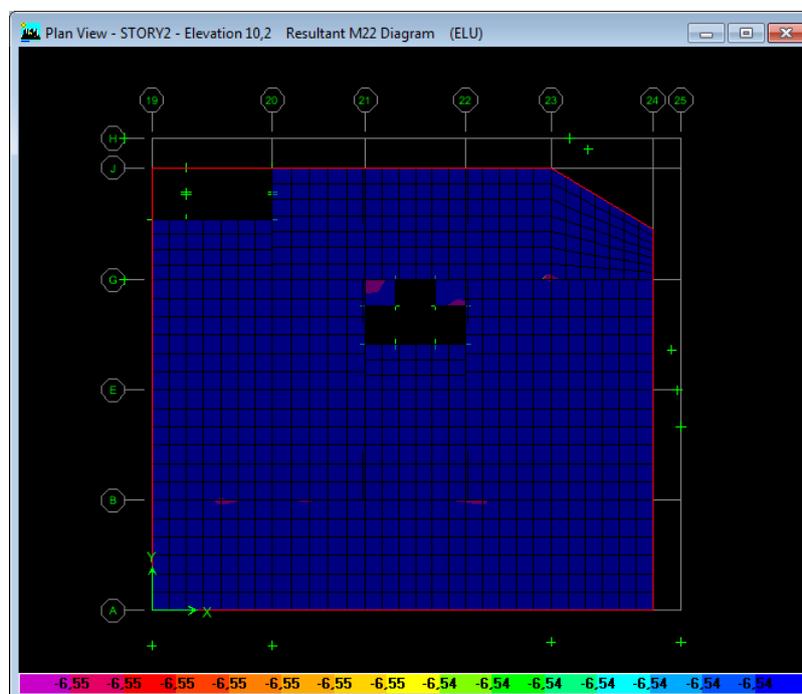


Figure VI.16 : Schéma de déformation du ferrillage du Plancher après l'ajout des chapeaux au niveau de la nappe supérieur (en travée) sens Y-Y

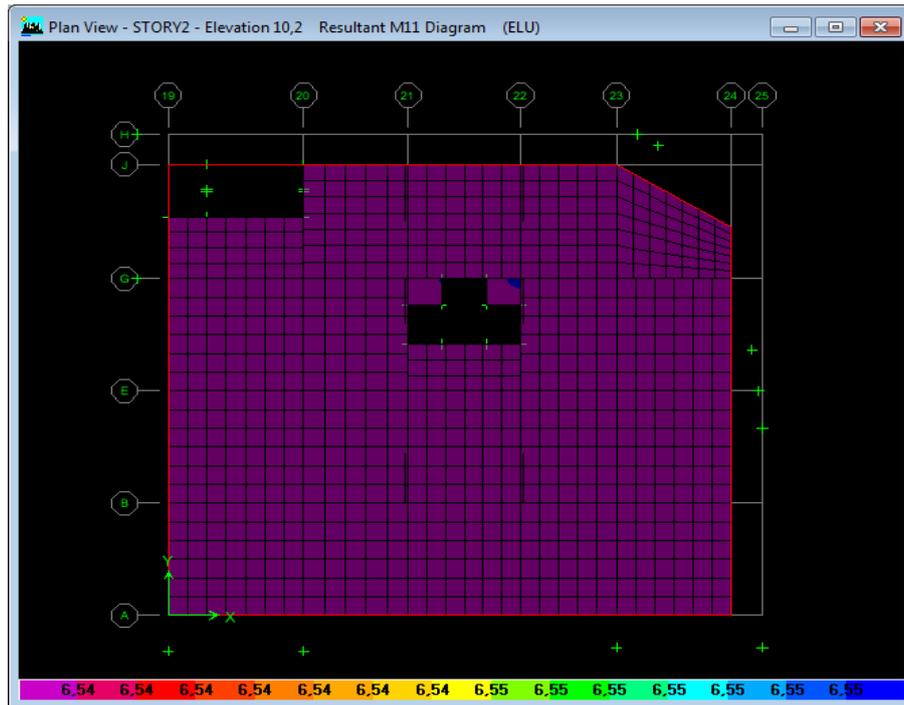


Figure VI.17 : Schéma de déformation du ferrailage du Plancher après l'ajout des chapeaux au niveau de la nappe inférieure (en appuis) sens X-X

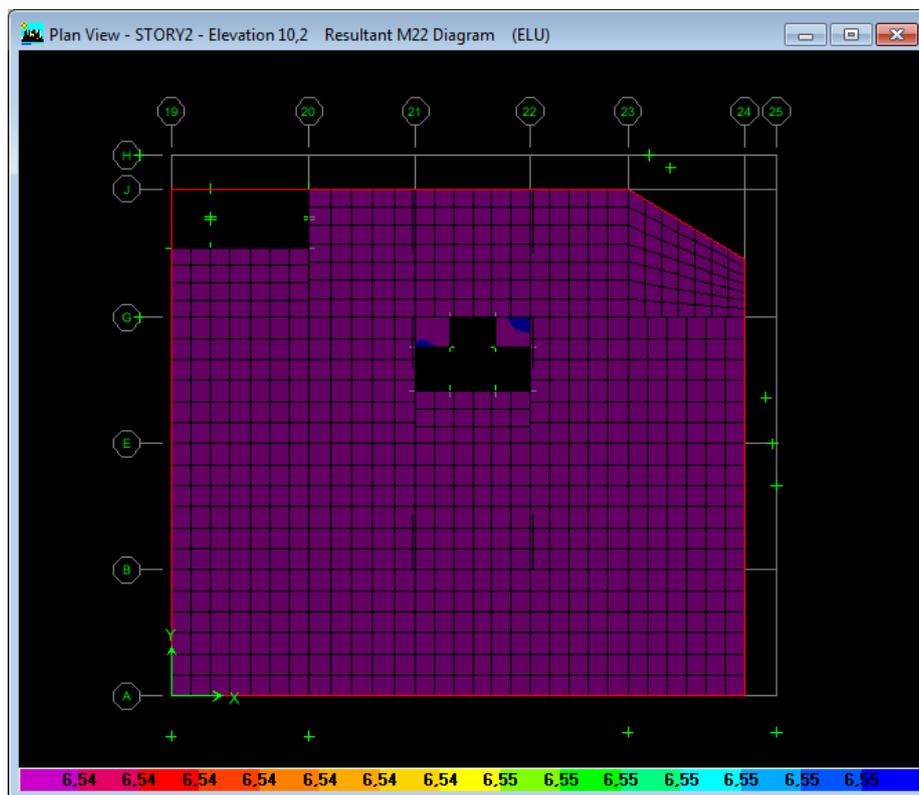


Figure VI.18 : Schéma de déformation du ferrailage du Plancher après l'ajout des chapeaux au niveau de la nappe inférieure (en appuis) sens Y-Y

Suite à ces résultats notre choix est validé pour armatures filantes 5T12/ml + chapeau 5T12/ml dans les zones indiquées

VI.2.3. Le choix final des armatures

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

	M travées KN /m	M appuis KN /m
Les plancher de la dalle la plus chargée	24	96

Les moments sont déduits de l'ETABS

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage des planchers

	X-X		Y-Y	
	Travées	appuis	travées	appuis
Choix des armatures	5T12 /ml filante +5T12 /ml chapeau Zone bleu	5T12 /ml filante +5T12 /ml chapeau Zone mauve	5T12 /ml filante +5T12 /ml chapeau Zone bleu	5T12 /ml filante +5T12 /ml chapeau Zone mauve

VI.2.4. Vérification de la flèche

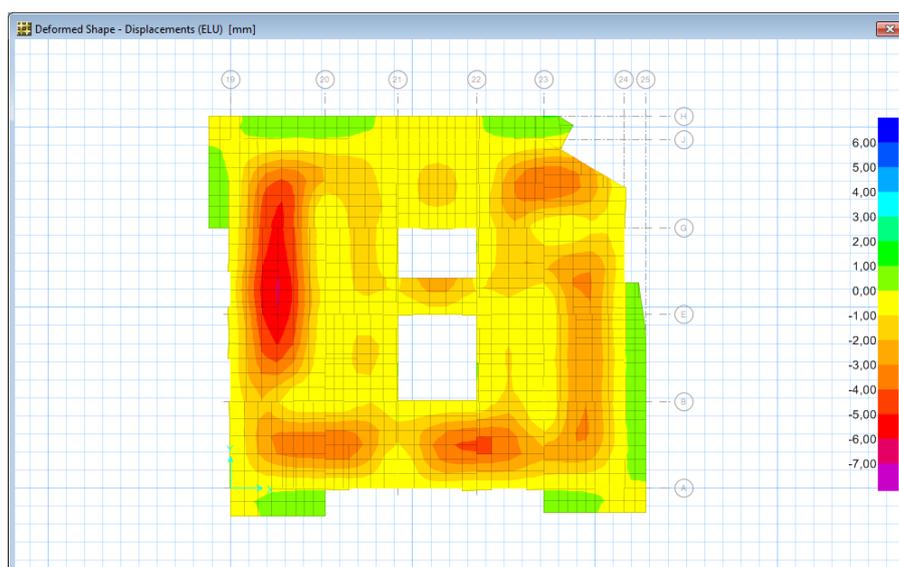


Figure VI.19 : Déformation du Plancher sous la combinaison 1.35G+1.5P (story 6)

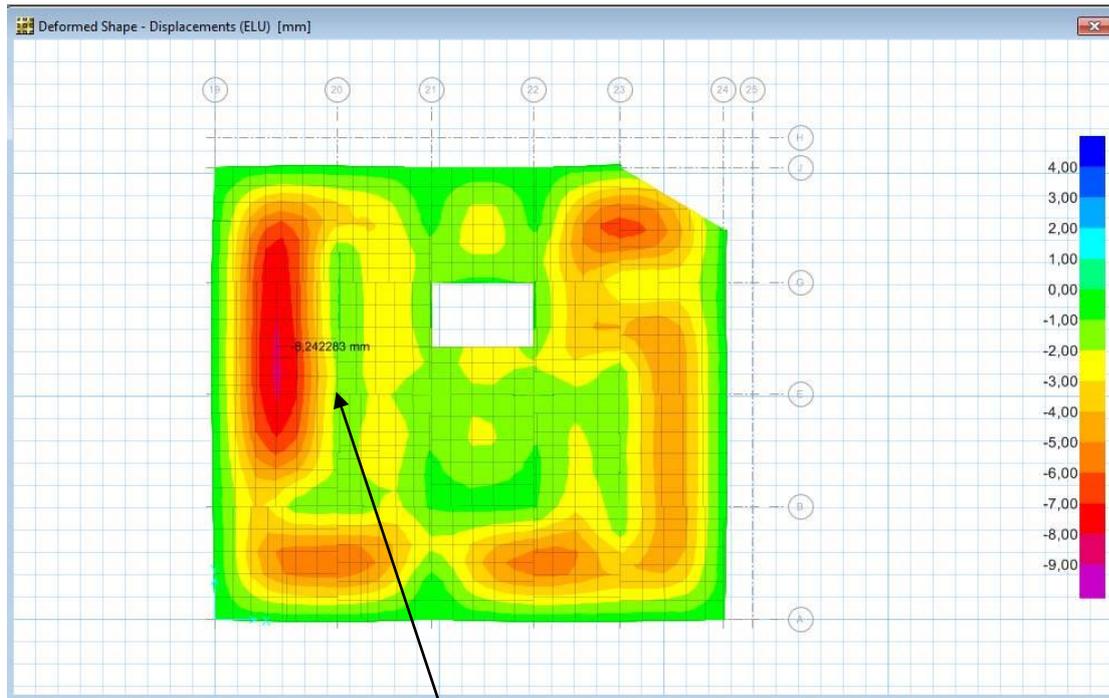


Figure VI.20 : Déformation du Plancher sous la combinaison 1.35G+1.5P Stories 2 (1^{er} sous-sol)

Le déplacement ne dépasse pas le 8,24 mm dans l'ELU et ce déplacement est inférieur au déplacement admissible $0,5\text{cm} + L/1000 = 0,5 + 650/1000 = 1,15\text{ cm} = 10,15\text{ mm}$

$8,24\text{ mm} < 10,15\text{ mm}$ alors la condition est vérifiée (art.B.6.5,3) BAEL 91 v 99

VI.2.5. Vérification du poinçonnement

Poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° .

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas : on a les voiles (P14 P15 P21) de longueur 2 m (on choisi les voiles les plus petits)

Nous devons vérifier :

$$Nu_{max} \leq 0,045 \times u_c \times f_{c28} = Nu_{admissible}$$

- Nu : charge de calcul à l'ELU

- Exemple de calcul de l'effort (N_u) max

$$[N_u \text{ ELU étage } n-1] - [N_u \text{ ELU étage } n] = N_u \text{ max}$$

P21	-589,83	-	-516,04	=	73,79 Ton
P14	-350,92	-	-301,69	=	49,23 Ton
P15	-374,18	-	-322,08	=	52,1 Ton

On vas utiliser L'Excel pour calculer le périmètre u_c d'un voile de 2m pour déterminer N_u admissible

DONNEES	
dimention du poteau	
a(cm)=	30
b(cm)=	200
epaisseur de la dalle (cm)	
	20
beton Fc28 (Mpa)	
	25
gama beton	
	1,5
Formule utilisee=0.045*u*h*Fcj	
resultats	
perimetre (m)=	5,4
$N_u(t)=$	81

Figure VI.21 : Le calcul de l'effort normal admissible

On a : d'après les résultats de l'Excel $N_{u_{admissible}}=81t$

$$73,79 t < 81t$$

Alors la dalle résiste au poinçonnement

VI.3. Etude des voiles

Les voiles sont des plaques en béton armé ou la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur. Les voiles doivent résister aux efforts de compression, ils travaillent également à la flexion en provenance de la poussée des terres ou tout autre effort horizontal.

Dans le cadre de ce projet, on distingue deux types de voiles :

- Voile intérieur (de contreventement) ;
- Voile périphérique.

Les voiles seront ferrillées à l'aide des résultats des efforts internes tirés du fichier ETABS.

VI.3.1. Ferrailage de trumeaux

Le ferrailage des voiles se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations calculées à partir des combinaisons d'actions dues aux charges verticales et horizontales ; en considérant la situation durable et transitoire sous la combinaison (1.35G+1.5P) ; et la situation accidentelle sous

les combinaisons données par le « RPA 99-Version 2003 » : (G+P±E) et (0.8G±E).

VI.3.2. Méthode de calcul

- *Section entièrement tendue (S.E.T)*

Une section est entièrement tendue si :

N est un effort de traction et, le centre de pression « c » se trouve entre le segment des armatures, à cet effet on aura deux nappes d'armatures, dont les sections seront comme suit :

$$A_1 = \frac{N \cdot (d - e)}{100(d - C) \cdot \sigma_1} ; A_2 = \frac{N}{100 \cdot \sigma_2} - A_1$$

Avec : $\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{fe}{\gamma_s}$

- *Section partiellement comprimée (S.P.C)*

Une section est dite partiellement comprimée si :

Le centre de pression « c » se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, quelque soit la nature de l'effort normale « N » de compression ou traction, Si le centre de Pression « c » se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, et la condition suivante vérifiée.

$$N.(d - c_1) - M_1 \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c_1}{h} \right) . b . h^2 . \sigma_b$$

Donc le calcul peut être ramené à un calcul par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$$M_1 - N.e$$

Avec :

- e : la distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures tendues

On détermine alors A1 ; A'1 et on aura deux cas :

$$A_1 = \frac{M}{\sigma_s . \beta . d} ; A'_1 = 0.$$

$$A = A_1 + \frac{N}{100 . \sigma_s} \quad \text{Si } N > 0$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 . \sigma_s} \quad \text{Si } N < 0$$

Avec :

- Section entièrement comprimée (S.E.C).

La section est entièrement comprimée si :

L'effort normal « N » est un effort de compression, et le centre de pression se situe entre les armatures et, la condition suivante est vérifiée.

$$\left(0.337 - 0.81 . \frac{c_1}{h} \right) . \sigma_b . b . h^2 \leq N(d - c_1) - M_1 \leq (0.5h - c_1) \sigma_b . b . h$$

Les sections des armatures seront calculées comme suit

✓ 1^{er} cas :

$$N.(d - c_1) - M_1 \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c_1}{h} \right) b.h^2 . \sigma_b$$

$$A_1 = \frac{M_1 . (d - 0.5h) . b . h . \sigma_b}{(d - c) . \sigma_2}$$

$$A_2 = \frac{N - b.h . \sigma_b}{100 \sigma_2} - A_1$$

✓ 2^{eme} cas :

$$N(d - c_1) - M_1 \leq 0.5h - c_1) \sigma_b . b . h$$

$$\phi = \frac{0.3571 + \frac{N.(d - c_1) - 100.M_1}{100.\sigma_b.b.h^2}}{0.8571 + \frac{c_1}{h}}$$

$$A_1 = \frac{M_1 - \phi . b . h . \sigma_b}{100(d - c) \sigma_2}$$

$$A_2 = 0 \text{ cm}^2$$

VI.3.2.1. Descriptions relatives aux armatures des voiles :

- *Ferrailage minimal :*

Le ferrailage minimal préconisé par le « RPA 99-Version 2003 » globalement dans la section du voile est :

- Armatures longitudinales $A_{\min} = 0.0015 . b . h$
- Armatures transversales

Pour : $\tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.0015 \cdot b \cdot \delta_t$

$\tau_b > 0.025 \cdot f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.0025 \cdot b \cdot \delta_t$

Avec :

- τ_b : Contrainte de cisaillement dans le béton.
- δ_t : Espacement des armatures transversales
- Armatures en section courante (armature de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou les armatures de peau « Ac » (02 nappes) doivent avoir au total un minimum égal à 0.2%.

- *Dispositions constructives des armatures :*

On devra disposer le ferrailage suivant : Les aciers verticaux.
Les aciers horizontaux.

- *Aciers verticaux :*

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimal des armatures verticales sur toutes les zones tendues est 0.2%.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur des voiles.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure ; toutes les autres barres n'ont pas des crochets et leurs jonctions sera par recouvrement.

A chaque extrémité du voile (trumeaux), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, et l'espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

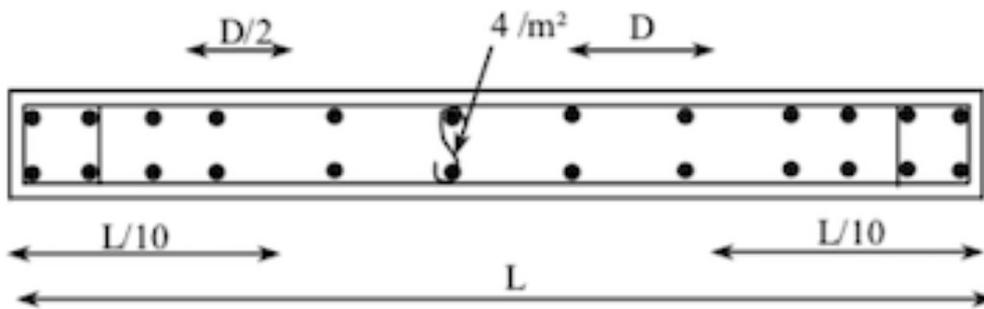


Figure VI.23 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

- *Aciers horizontaux* :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une largeur de $10 \varnothing$.

- *Règle commune* :

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné
Par :

Globalement dans la section du voile 0.15%.

En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\delta_t \leq 1.5a \quad \delta_t \leq 30 \text{ cm.}$$

- Avec a : l'espacement du voile en centimètres.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées à au moins 04 épingles au m^2 , dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

VI.3.3.Exemple de calcul

le calcul du ferrailage des voiles avec l'ETABS et les étapes sont comme suit :

1. sélectionner tout les voiles
2. choisir un ferrailage de départ et l'espacement des armature (T12 / $e=15\text{ cm}$)
3. lancer l'analyse sur ETABS
4. une fois l'analyse est terminée un tableau des **ratios** apparaîtra
 - **Ratio** = (Contrainte du voile / la contrainte admissibles du voile) < 1

L'exemple de calcul est illustré dans les figures suivantes

1.

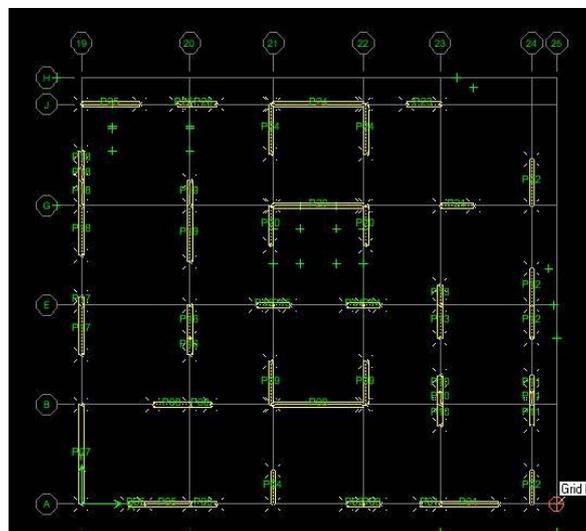


Figure VI.24 : Etape une

2.

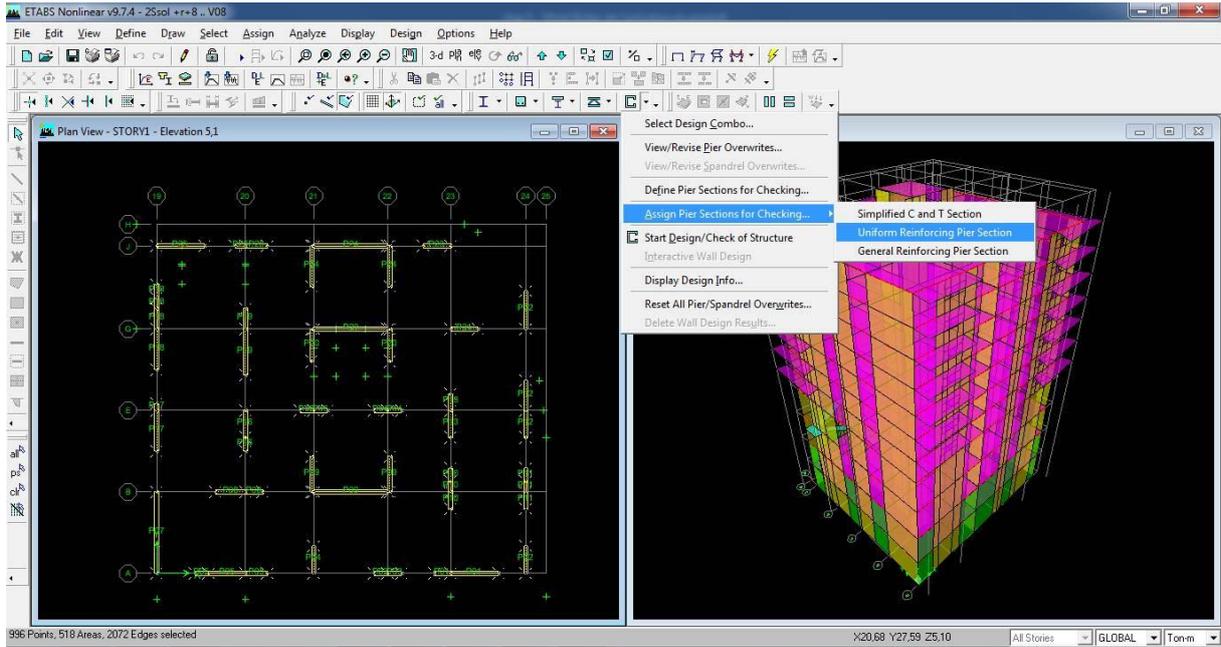


Figure VI.25 : Etape 2

3.

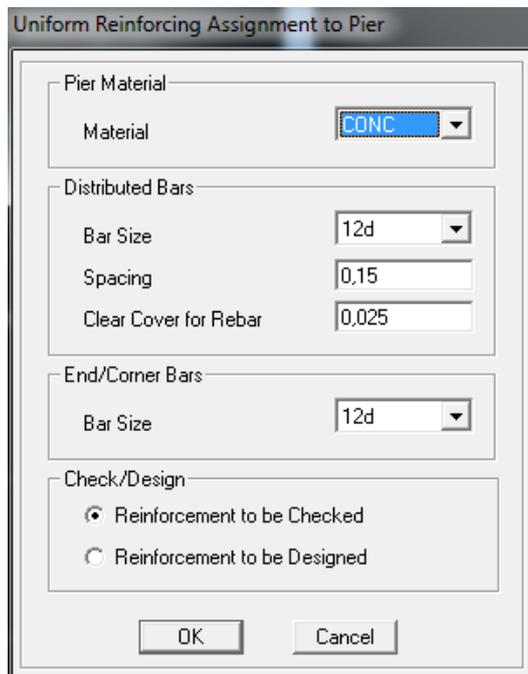


Figure VI.26 : Etape 2

Les résultats obtenus lors de l'analyse sont montrés dans le tableau suivant :

pour dire que le ferrailage est bon , les ratios des voiles doivent être inférieurs à 1 , si c'est le contraire dans ce cas on doit améliorer le ferrailage

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des ratios

Story	PierLbl	StnLoc	EdgeBar	EndBar	EndSpeng	D/CRatio	ShearAv
STORY3	P03	Bottom	12d	12d	0,15	1,8458	8,033
STORY3	P12	Bottom	12d	12d	0,15	1,7763	9,739
STORY3	P11	Bottom	12d	12d	0,15	1,5643	9,2
STORY3	P25	Bottom	12d	12d	0,15	1,4684	8,829
STORY3	P26	Bottom	12d	12d	0,15	1,3014	7,8
STORY3	P02	Bottom	12d	12d	0,15	1,2751	7,5
STORY2	P03	Top	12d	12d	0,15	1,2456	7,5
STORY3	P05	Bottom	12d	12d	0,15	1,2269	7,5
STORY2	P03	Bottom	12d	12d	0,15	1,2207	7,5
STORY2	P02	Bottom	12d	12d	0,15	1,1534	7,5
STORY2	P02	Top	12d	12d	0,15	1,1074	7,5
STORY3	P17	Bottom	12d	12d	0,15	1,0531	7,5
STORY3	P01	Bottom	12d	12d	0,15	1,0344	7,5
STORY3	P18	Bottom	12d	12d	0,15	1,0237	7,5
STORY3	P22	Bottom	12d	12d	0,15	1,0162	7,5
STORY3	P07	Bottom	12d	12d	0,15	0,9899	7,5
STORY2	P26	Bottom	12d	12d	0,15	0,9873	8,607
STORY2	P26	Top	12d	12d	0,15	0,9738	8,607
STORY3	P23	Bottom	12d	12d	0,15	0,8193	7,5
STORY1	P23	Bottom	12d	12d	0,15	0,8123	7,5
STORY2	P04	Top	12d	12d	0,15	0,7994	7,5
STORY4	P12	Bottom	12d	12d	0,15	0,7775	7,5
STORY5	P03	Bottom	12d	12d	0,15	0,7519	7,5
STORY5	P02	Bottom	12d	12d	0,15	0,7459	7,5
STORY3	P24	Bottom	12d	12d	0,15	0,7372	7,5
STORY1	P23	Top	12d	12d	0,15	0,7288	7,5
STORY1	P21	Bottom	12d	12d	0,15	0,7131	7,5

STORY1	P21	Top	12d	12d	0,15	0,7033	7,5
STORY5	P02	Top	12d	12d	0,15	0,7019	7,5
STORY1	P22	Bottom	12d	12d	0,15	0,6956	7,5
STORY2	P25	Bottom	12d	12d	0,15	0,6755	7,5
STORY2	P11	Bottom	12d	12d	0,15	0,6698	7,5
STORY6	P02	Top	12d	12d	0,15	0,6663	7,5
STORY2	P23	Top	12d	12d	0,15	0,6651	7,5
STORY11	P02	Top	12d	12d	0,15	0,6592	7,5
STORY11	P22	Top	12d	12d	0,15	0,6546	7,5
STORY7	P02	Top	12d	12d	0,15	0,6462	7,5
STORY11	P03	Top	12d	12d	0,15	0,6399	7,5
STORY11	P04	Top	12d	12d	0,15	0,636	7,5
STORY2	P21	Bottom	12d	12d	0,15	0,6359	7,5
STORY6	P02	Bottom	12d	12d	0,15	0,6293	7,5
STORY2	P21	Top	12d	12d	0,15	0,6276	7,5
STORY2	P23	Bottom	12d	12d	0,15	0,623	7,5
STORY7	P02	Bottom	12d	12d	0,15	0,6119	7,5
STORY8	P02	Top	12d	12d	0,15	0,6034	7,5
STORY11	P23	Top	12d	12d	0,15	0,5924	7,5
STORY1	P22	Top	12d	12d	0,15	0,5858	7,5
STORY9	P02	Top	12d	12d	0,15	0,5678	7,5
STORY2	P11	Top	12d	12d	0,15	0,5667	7,5
STORY4	P18	Bottom	12d	12d	0,15	0,5657	7,5
STORY3	P03	Top	12d	12d	0,15	0,563	7,5
STORY3	P21	Bottom	12d	12d	0,15	0,5619	7,5
STORY8	P02	Bottom	12d	12d	0,15	0,5613	7,5
STORY4	P07	Bottom	12d	12d	0,15	0,5588	7,5
STORY4	P24	Bottom	12d	12d	0,15	0,5531	7,5
STORY4	P05	Bottom	12d	12d	0,15	0,552	7,5
STORY3	P21	Top	12d	12d	0,15	0,549	7,5
STORY3	P12	Top	12d	12d	0,15	0,5472	7,5
STORY11	P04	Bottom	12d	12d	0,15	0,5466	7,5

STORY4	P25	Bottom	12d	12d	0,15	0,5402	7,5
STORY1	P16	Bottom	12d	12d	0,15	0,5326	7,5
STORY4	P02	Bottom	12d	12d	0,15	0,5324	7,5
STORY11	P26	Top	12d	12d	0,15	0,5304	7,5
STORY5	P23	Bottom	12d	12d	0,15	0,5277	7,5
STORY1	P02	Bottom	12d	12d	0,15	0,5237	7,5
STORY1	P16	Top	12d	12d	0,15	0,5228	7,5
STORY9	P02	Bottom	12d	12d	0,15	0,5181	7,5
STORY11	P02	Bottom	12d	12d	0,15	0,5159	7,5
STORY4	P02	Top	12d	12d	0,15	0,5129	7,5
STORY1	P10	Bottom	12d	12d	0,15	0,5111	7,5
STORY3	P24	Top	12d	12d	0,15	0,5105	7,5
STORY3	P04	Bottom	12d	12d	0,15	0,5054	7,5
STORY1	P10	Top	12d	12d	0,15	0,5014	7,5
STORY10	P02	Top	12d	12d	0,15	0,4974	7,5
STORY3	P07	Top	12d	12d	0,15	0,4945	7,5
STORY4	P03	Bottom	12d	12d	0,15	0,4936	7,5
STORY1	P02	Top	12d	12d	0,15	0,4927	7,5
STORY5	P03	Top	12d	12d	0,15	0,4904	7,5
STORY1	P13	Bottom	12d	12d	0,15	0,4891	7,5
STORY3	P18	Top	12d	12d	0,15	0,489	7,5
STORY1	P08	Bottom	12d	12d	0,15	0,4885	7,5
STORY4	P03	Top	12d	12d	0,15	0,4839	7,5
STORY4	P21	Bottom	12d	12d	0,15	0,4815	7,5
STORY1	P13	Top	12d	12d	0,15	0,4793	7,5
STORY1	P08	Top	12d	12d	0,15	0,4787	7,5

Les ratios sont classés par ordre croissant. le ferrailage est inadéquat pour les voiles (P03 P12 P11 P25 P26 P02P05P17) au niveau des 3 étages RDC(story 3) et les deux sous-sols(story 1 et story 2) donc le ferrailage de ces voiles doit être amélioré au niveau des deux sous-sols et le RDC

✓ 1^{ere} amélioration avec un ferrailage de T14e15 :

Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif des ration après l'amélioration des armatures

Story	PierLbl	StnLoc	EdgeBar	EndBar	EndSpcng	D/CRatio	ShearAv
STORY3	P12	Bottom	14d	14d	0,15	1,4266	9,739
STORY3	P03	Bottom	14d	14d	0,15	1,3148	8,033
STORY3	P11	Bottom	14d	14d	0,15	1,2918	9,2
STORY3	P25	Bottom	14d	14d	0,15	1,0929	8,829
STORY3	P26	Bottom	14d	14d	0,15	1,0789	7,8
STORY3	P02	Bottom	14d	14d	0,15	1,0454	7,5
STORY3	P05	Bottom	14d	14d	0,15	1,0214	7,5
STORY2	P03	Bottom	14d	14d	0,15	0,9276	7,5
STORY2	P03	Top	14d	14d	0,15	0,9274	7,5
STORY2	P02	Bottom	14d	14d	0,15	0,926	7,5
STORY3	P17	Bottom	14d	14d	0,15	0,8911	7,5
STORY2	P02	Top	14d	14d	0,15	0,8866	7,5
STORY3	P01	Bottom	14d	14d	0,15	0,8768	7,5
STORY3	P18	Bottom	14d	14d	0,15	0,8613	7,5
STORY3	P07	Bottom	14d	14d	0,15	0,8356	7,5
STORY3	P22	Bottom	14d	14d	0,15	0,8347	7,5
STORY2	P26	Bottom	14d	14d	0,15	0,8243	8,607
STORY2	P26	Top	14d	14d	0,15	0,8124	8,607
STORY1	P21	Bottom	14d	14d	0,15	0,6902	7,5
STORY1	P21	Top	14d	14d	0,15	0,6807	7,5
STORY2	P04	Top	14d	14d	0,15	0,6769	7,5
STORY3	P23	Bottom	14d	14d	0,15	0,6538	7,5
STORY4	P12	Bottom	14d	14d	0,15	0,6428	7,5
STORY2	P21	Bottom	14d	14d	0,15	0,6155	7,5
STORY2	P21	Top	14d	14d	0,15	0,6076	7,5
STORY3	P24	Bottom	14d	14d	0,15	0,596	7,5
STORY1	P23	Bottom	14d	14d	0,15	0,5891	7,5
STORY5	P02	Bottom	14d	14d	0,15	0,5689	7,5

STORY2	P11	Bottom	14d	14d	0,15	0,564	7,5
STORY5	P03	Bottom	14d	14d	0,15	0,5475	7,5
STORY3	P03	Top	14d	14d	0,15	0,5449	7,5

✓ 2^{eme} amélioration avec un ferrailage de T16e15 :

Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif des ration après une 2^{eme} amélioration des armatures

Story	PierLbl	StnLoc	EdgeBar	EndBar	EndSpeng	D/CRatio	ShearAv
STORY3	P12	Bottom	16d	16d	0,15	0,985	9,739
STORY3	P03	Bottom	16d	16d	0,15	0,965	8,033
STORY3	P11	Bottom	16d	16d	0,15	0,956	9,2
STORY3	P25	Bottom	16d	16d	0,15	0,9046	8,829
STORY3	P26	Bottom	16d	16d	0,15	0,8952	7,8
STORY3	P05	Bottom	16d	16d	0,15	0,8786	7,5
STORY3	P02	Bottom	16d	16d	0,15	0,8598	7,5
STORY2	P03	Bottom	16d	16d	0,15	0,7852	7,5
STORY2	P03	Top	16d	16d	0,15	0,7843	7,5
STORY2	P02	Bottom	16d	16d	0,15	0,7809	7,5
STORY3	P17	Bottom	16d	16d	0,15	0,7617	7,5
STORY3	P01	Bottom	16d	16d	0,15	0,7489	7,5
STORY2	P02	Top	16d	16d	0,15	0,747	7,5
STORY3	P18	Bottom	16d	16d	0,15	0,7368	7,5
STORY3	P22	Bottom	16d	16d	0,15	0,7309	7,5
STORY3	P07	Bottom	16d	16d	0,15	0,7032	7,5
STORY2	P26	Bottom	16d	16d	0,15	0,694	8,607
STORY2	P26	Top	16d	16d	0,15	0,6771	8,607
STORY1	P21	Bottom	16d	16d	0,15	0,6656	7,5
STORY1	P21	Top	16d	16d	0,15	0,6566	7,5
STORY2	P21	Bottom	16d	16d	0,15	0,5936	7,5
STORY2	P21	Top	16d	16d	0,15	0,5858	7,5
STORY2	P04	Top	16d	16d	0,15	0,5735	7,5
STORY4	P12	Bottom	16d	16d	0,15	0,5505	7,5

STORY3	P23	Bottom	16d	16d	0,15	0,5463	7,5
--------	-----	--------	-----	-----	------	--------	-----

La condition est vérifiée pour tous les voiles

VI.3.4.Ferrailage final des voiles

- Voile P12:

Les 3 premiers niveaux: 2 files d'armatures T16 e=15cm avec des extrémités de 11T16 e =7,5 pour chaque file.

Le reste des niveaux : 2 files d'armatures T12 e=15 cm avec des extrémités de 7T12 e =7,5 pour chaque file.

- Armature transversales :

Tous les niveaux : 2T12 e=20 cm

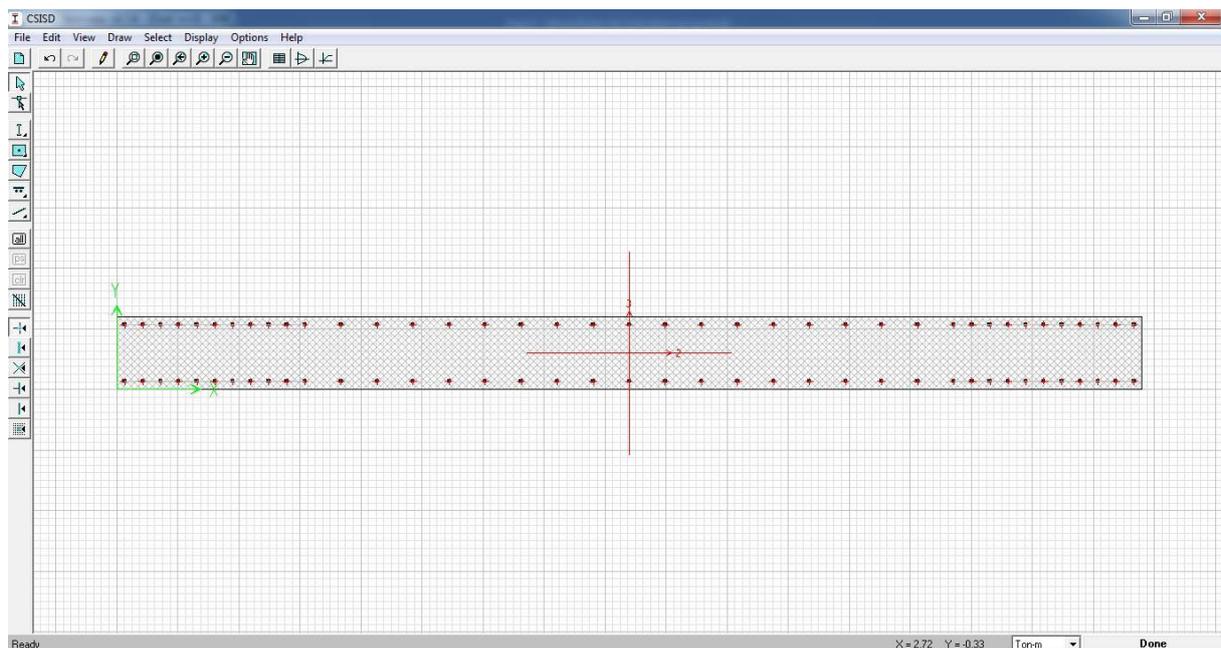


Figure VI.27 : résultats du premier cas pour les 3 premiers niveaux (en dessin)

- Voile P03:

Les 3 premiers niveaux: 2 files d'armatures T16 e=15cm avec des extrémités de 5T16 e =7,5 pour chaque file.

Le reste des niveaux : 2 files d'armatures T12 $e=15$ cm avec des extrémités de 3T12 $e=7,5$ pour chaque file.

- *Armature transversales :*

Tous les niveaux : 2T12 $e=20$ cm

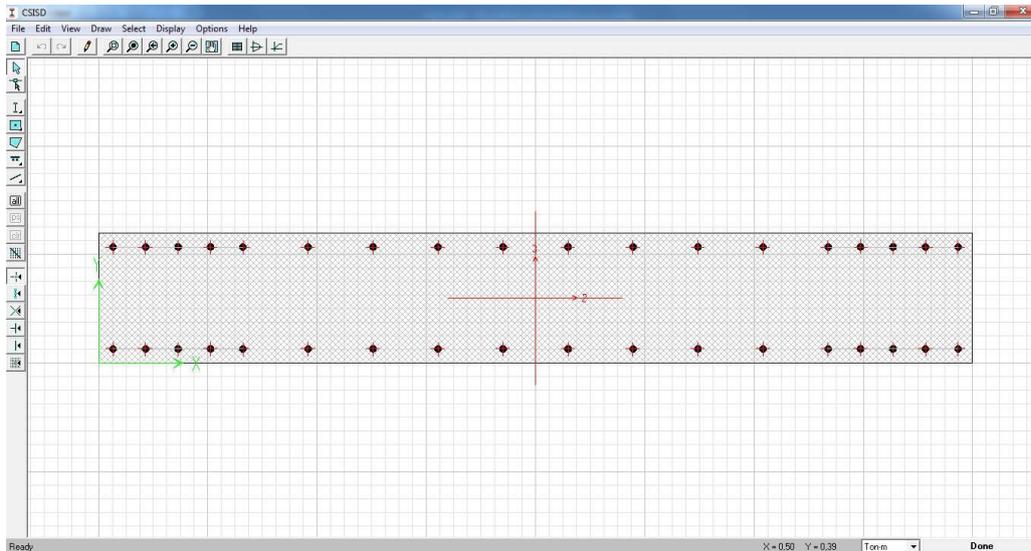


Figure VI.28 : résultats du 2eme cas pour les 3 premiers niveaux (en dessin)

Voile P11:

Les 3 premiers niveaux: 2 files d'armatures T16 $e=15$ cm avec des extrémités de 6T16 $e=7,5$ pour chaque file.

Le reste des niveaux : 2 files d'armatures T12 $e=15$ cm avec des extrémités de 4T12 $e=7,5$ pour chaque file.

- *Armature transversales :*

Tous les niveaux : 2T12 $e=20$ cm

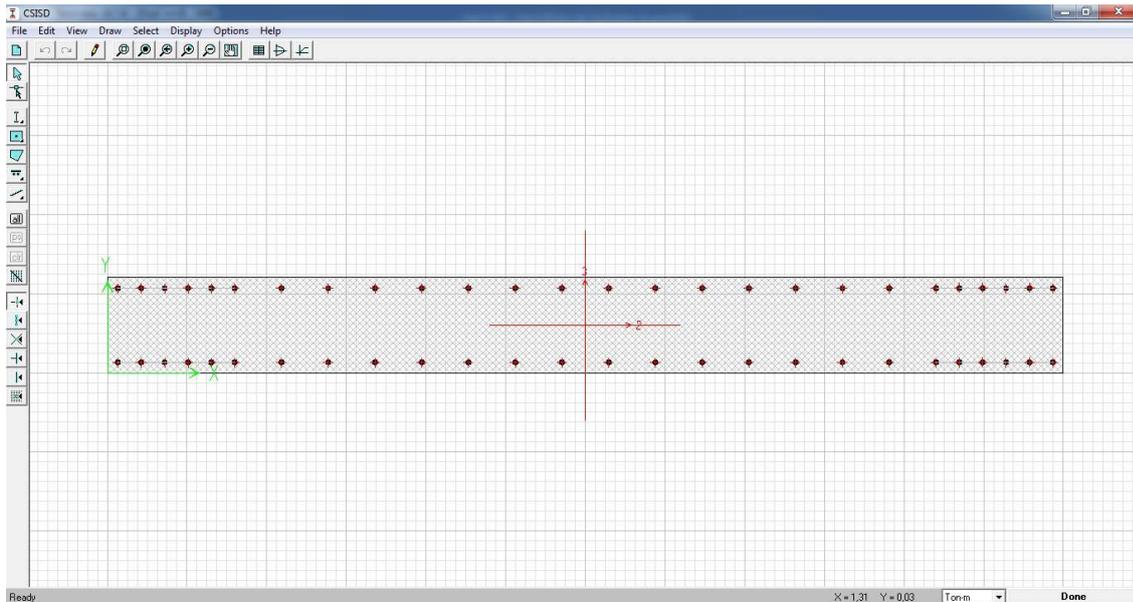


Figure VI.29 : résultats du 3eme cas pour les 3 premiers niveaux (en dessin)

- Voile P25 P26 P02 P17 P03 P05 :

Les 3 premiers niveaux: 2 files d'armatures T14 $e=15\text{cm}$ avec des extrémités de T16 $e=L/10$ pour chaque file.

Le reste des niveaux : 2 files d'armatures T12 $e=15\text{ cm}$ avec des extrémités de T12 $e=L/10$ pour chaque file.

- *Armature transversales :*

Tous les niveaux : 2T12 $e=20\text{ cm}$

Le reste des voiles:

Tous les niveaux : 2 files d'armatures T12 $e=15\text{ cm}$ avec des extrémités de T12 $e=L/10$ pour chaque file.

- *Armature transversales :*

Tous les niveaux : 2T12 $e=20\text{ cm}$

VI.3.5. Schéma de ferrailage

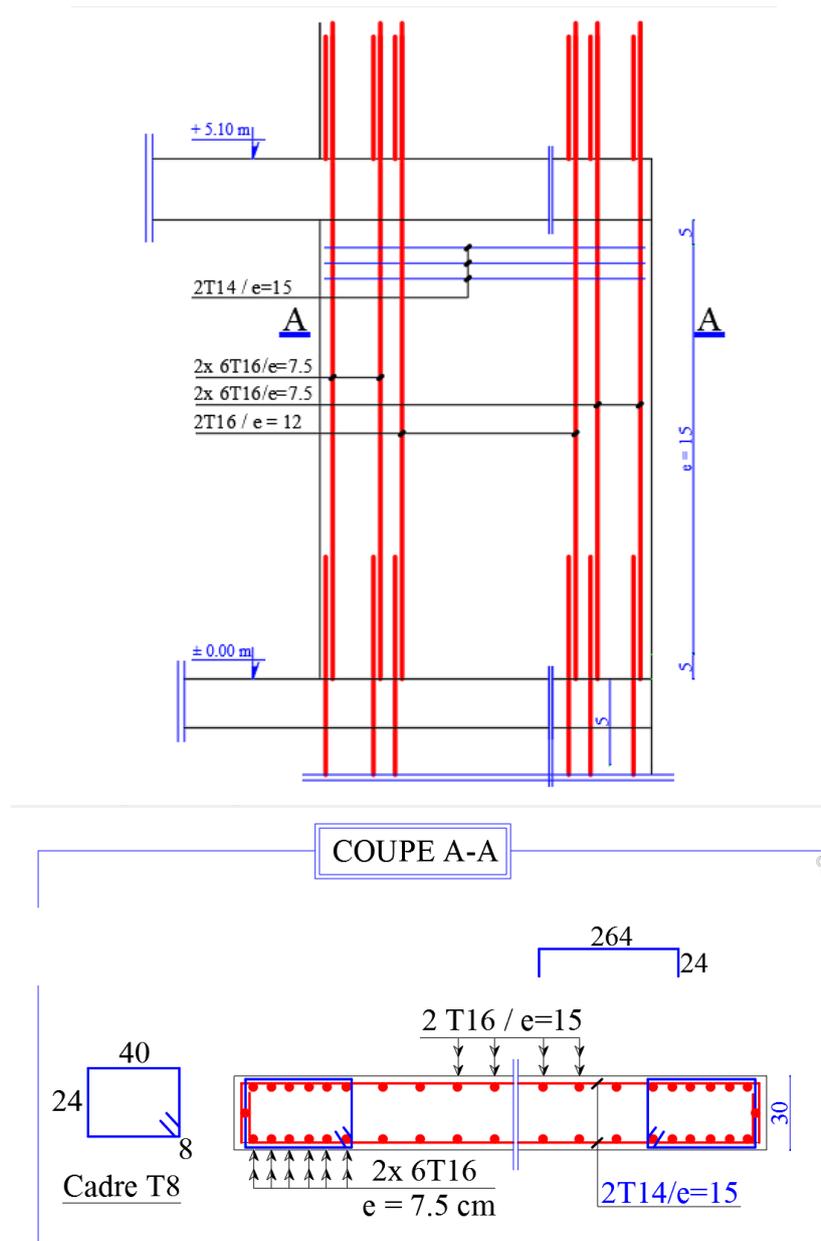


Figure VI.29 : ferrailage du voile P12

VI.4. Etude des poutres

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, qui transmettent les charges des planchers, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

Les combinaisons de calcul

- $1.35 G + 1.5 Q$ selon CBA93
- $G + Q \pm E$ selon RPA99/2003
- $0.8 G \pm E$ selon RPA99/2003
- $G+Q$ selon CBA93

VI.4.1. Ferrailage réglementaire

a) Recommandation du RPA99 (version 2003)

- Armatures longitudinales :
- Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone IIa.
- Armatures maximale $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \quad \text{en zone courante} \\ 6\% \times B \quad \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
- Longueur de recouvrement est de : $40.\emptyset$ en zone IIa.

Avec :

- **B** : Section de la poutre.
- Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

- **b** : Largeur de la section et
- **S** : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \rho \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

b) Règlement BAEL91

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

VI.4.2. La méthode de calcul

Méthode pour une section rectangulaire à l'ELU en flexion simple

- *Situation durable*

$$\gamma_b = 1,5 \text{ d}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ h}$$

- *Situation accidentelle*

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$

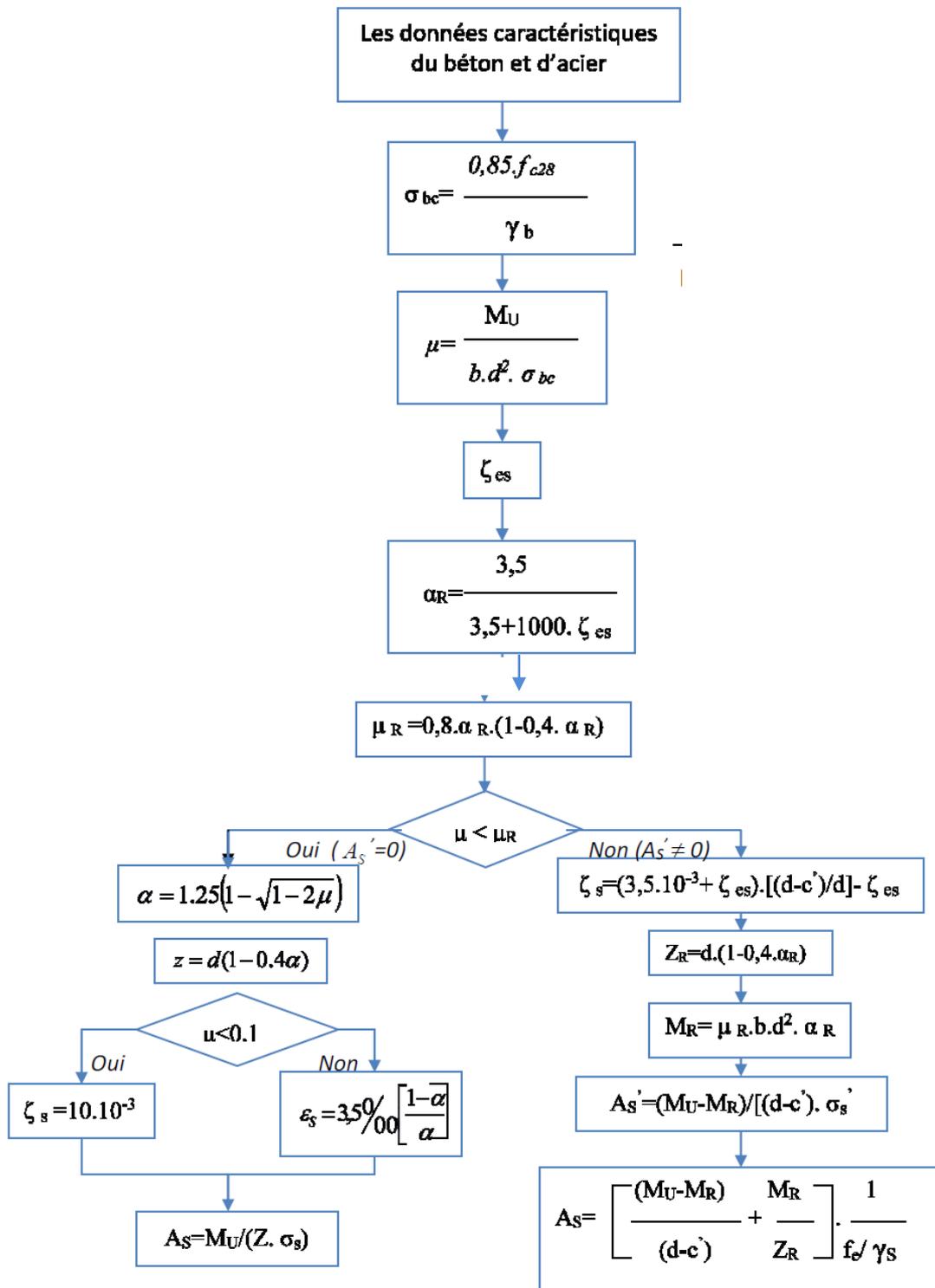


Figure VI.30 : méthode de calcul des poutres

VI.4.3. Les sollicitations

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel ETABS9.

Tableau VI.6 : Tableau des sollicitations

Types	Etat limite ultime (E.L.U)		Etat limite de service (E.L.S)		Situation accidentelle		Efforts tranchants	
	M_T [KN.m]	M_A [KN.m]	M_T [KN.m]	M_A [KN.m]	M_T [KN.m]	M_A [KN.m]	T [KN]	
Poutres périphérique « X-X »	132.1	-155.3	80.2	-107.5	97	-114.2	(E.L.U)	(Acc)
							455.8	335.3
Poutres périphérique « y-y »	105.7	-143.0	66.5	-103.2	329.6	-361.8	(E.L.U)	(Acc)
							136.3	347.6

On distingue que la section de la poutre périphérique à été modifiée sur le sens « X-X »

Pour trouver le problème et le résoudre on a introduit les données de chaque sens différemment

Les résultats obtenus sont montrés dans les figures suivantes :

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3	vé	st	st r	st co	vé	A a	A' a	A tr	A' tr	
1										1	11,76	7,50	15,00	1	3,53	10,98	3,53	8,84	
3	STORY11 B10	ELS	0	0	-6,43	0	0,23	0	-5,57	OK	1	57,71	7,50	15,00	1	3,53	3,67	0,00	0,00
4	STORY11 B10	ELS	0,428	0	-6,05	0	0,23	0	-2,89	OK	1	61,06	7,50	15,00	0	3,53	0,33	0,00	0,00
5	STORY11 B10	ELS	0,857	0	-5,51	0	0,23	0	-0,41	OK	1	66,56	7,50	15,00	0	0,42	0,00	0,00	0,00
6	STORY11 B10	ELS	1,285	0	-4,85	0	0,23	0	1,814	OK	1	74,79	7,50	15,00	0	0,00	0,00	2,15	0,00
7	STORY11 B10	ELS	1,285	0	-4,62	0	0,478	0	1,786	OK	1	70,87	7,50	15,00	0	0,00	0,00	2,11	0,00
8	STORY11 B10	ELS	1,752	0	-3,81	0	0,478	0	3,763	OK	0	82,78	7,50	15,00	0	0,00	0,00	3,53	1,42
9	STORY11 B10	ELS	2,219	0	-2,83	0	0,478	0	5,321	OK	0	103,89	7,50	15,00	1	0,00	0,00	3,53	3,36
10	STORY11 B10	ELS	2,687	0	-1,7	0	0,478	0	6,386	OK	0	147,17	7,50	15,00	1	0,00	0,00	3,53	4,70
11	STORY11 B10	ELS	3,154	0	-0,4	0	0,478	0	6,882	OK	0	198,37	7,50	15,00	1	0,00	0,00	3,53	5,32
12	STORY11 B10	ELS	3,621	0	1,06	0	0,478	0	6,734	OK	0	192,63	7,50	15,00	1	0,00	0,00	3,53	5,13
13	STORY11 B10	ELS	4,088	0	2,66	0	0,478	0	5,868	OK	0	108,70	7,50	15,00	1	0,00	0,00	3,53	4,05
14	STORY11 B10	ELS	4,555	0	4,22	0	0,478	0	4,258	OK	1	76,29	7,50	15,00	0	0,00	0,00	3,53	2,04
15	STORY11 B10	ELS	5,023	0	5,71	0	0,478	0	1,935	OK	1	59,38	7,50	15,00	0	0,00	0,00	2,33	0,00
16	STORY11 B10	ELS	5,49	0	7,11	0	0,478	0	-1,06	OK	1	49,14	7,50	15,00	0	1,16	0,00	0,00	0,00
17	STORY11 B10	ELS	5,957	0	8,16	0	0,478	0	-4,65	OK	1	43,52	7,50	15,00	1	3,53	2,52	0,00	0,00

Figure VI.32 : Vérification de la contrainte sur le sens « X-X »

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3	vé	st	st r	st co	vé	A a	A' a	A tr	A' tr	
1										0	15,25	10,00	20,00	0	32,92	1,51	30,95	0,00	
3	STORY11 B10	GPEX MAX	0	0	-4,29	0	0,219	0	-1,28	OK	0	114,76	10,00	20,00	0	0,92	0,00	0,00	0,00
4	STORY11 B10	GPEX MAX	0,428	0	-4,01	0	0,219	0	0,498	OK	0	122,13	10,00	20,00	0	0,00	0,00	0,36	0,00
5	STORY11 B10	GPEX MAX	0,857	0	-3,56	0	0,219	0	2,125	OK	0	136,19	10,00	20,00	0	0,00	0,00	1,54	0,00
6	STORY11 B10	GPEX MAX	1,285	0	-3	0	0,219	0	3,534	OK	0	158,98	10,00	20,00	0	0,00	0,00	2,58	0,00
7	STORY11 B10	GPEX MAX	1,285	0	-2,77	0	0,467	0	3,506	OK	0	151,56	10,00	20,00	0	0,00	0,00	2,55	0,00
8	STORY11 B10	GPEX MAX	1,752	0	-2,06	0	0,467	0	4,643	OK	0	189,96	10,00	20,00	0	0,00	0,00	3,41	0,00
9	STORY11 B10	GPEX MAX	2,219	0	-1,19	0	0,467	0	5,41	OK	0	275,52	10,00	20,00	0	0,00	0,00	3,99	0,00
10	STORY11 B10	GPEX MAX	2,687	0	-0,16	0	0,467	0	5,733	OK	0	305,58	10,00	20,00	0	0,00	0,00	4,23	0,00
11	STORY11 B10	GPEX MAX	3,154	0	1,03	0	0,467	0	5,537	OK	0	300,40	10,00	20,00	0	0,00	0,00	4,08	0,00

Figure VI.33 : Vérification de la contrainte sur le sens « Y-Y »

On remarque que la contrainte n'est pas vérifiée dans le sens « X-X » du cout on à améliorer ça section pour (50×50)

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	O	P	Q	R	S	T	U	DB
1											vé	st	st no	st coui	v	A a	A' a	A tri	A' v		
2	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3	OK	0	14,17	12,50	25,00	0	10,53	0,00	8,87	0,00	
3	STORY11	B10	ELU	0	0	-8,72	0	0,315	0	-7,55	OK	0	71,36	12,50	25,00	0	4,96	0,00	0,00	0,00	OK
4	STORY11	B10	ELU	0,428	0	-8,21	0	0,315	0	-3,91	OK	0	75,59	12,50	25,00	0	2,54	0,00	0,00	0,00	OK
5	STORY11	B10	ELU	0,857	0	-7,48	0	0,315	0	-0,55	OK	0	82,59	12,50	25,00	0	0,35	0,00	0,00	0,00	OK
6	STORY11	B10	ELU	1,285	0	-6,59	0	0,315	0	2,47	OK	0	93,10	12,50	25,00	0	0,00	0,00	1,59	0,00	OK
7	STORY11	B10	ELU	1,285	0	-6,28	0	0,651	0	2,433	OK	0	91,57	12,50	25,00	0	0,00	0,00	1,57	0,00	OK
8	STORY11	B10	ELU	1,752	0	-5,17	0	0,651	0	5,117	OK	0	108,52	12,50	25,00	0	0,00	0,00	3,33	0,00	OK
9	STORY11	B10	ELU	2,219	0	-3,85	0	0,651	0	7,233	OK	0	139,15	12,50	25,00	0	0,00	0,00	4,74	0,00	OK
10	STORY11	B10	ELU	2,687	0	-2,3	0	0,651	0	8,679	OK	0	208,12	12,50	25,00	0	0,00	0,00	5,72	0,00	OK
11	STORY11	B10	ELU	3,154	0	-0,54	0	0,651	0	9,352	OK	0	356,19	12,50	25,00	0	0,00	0,00	6,18	0,00	OK
12	STORY11	B10	ELU	3,621	0	1,44	0	0,651	0	9,15	OK	0	287,06	12,50	25,00	0	0,00	0,00	6,05	0,00	OK
13	STORY11	B10	ELU	4,088	0	3,62	0	0,651	0	7,972	OK	0	146,34	12,50	25,00	0	0,00	0,00	5,24	0,00	OK

Figure VI.34 : Vérification de la contrainte après l'amélioration de la section sur le sens « X-X »

La contrainte est vérifiée pour une section de (50×50) sur le sens « X-X »

VI.4.4. Ferrailage des poutres

Poutre périphérique (50×50)

- *Travée* :

La sollicitation la plus défavorable :

$$M_T = 132.1 \text{ KN.m}$$

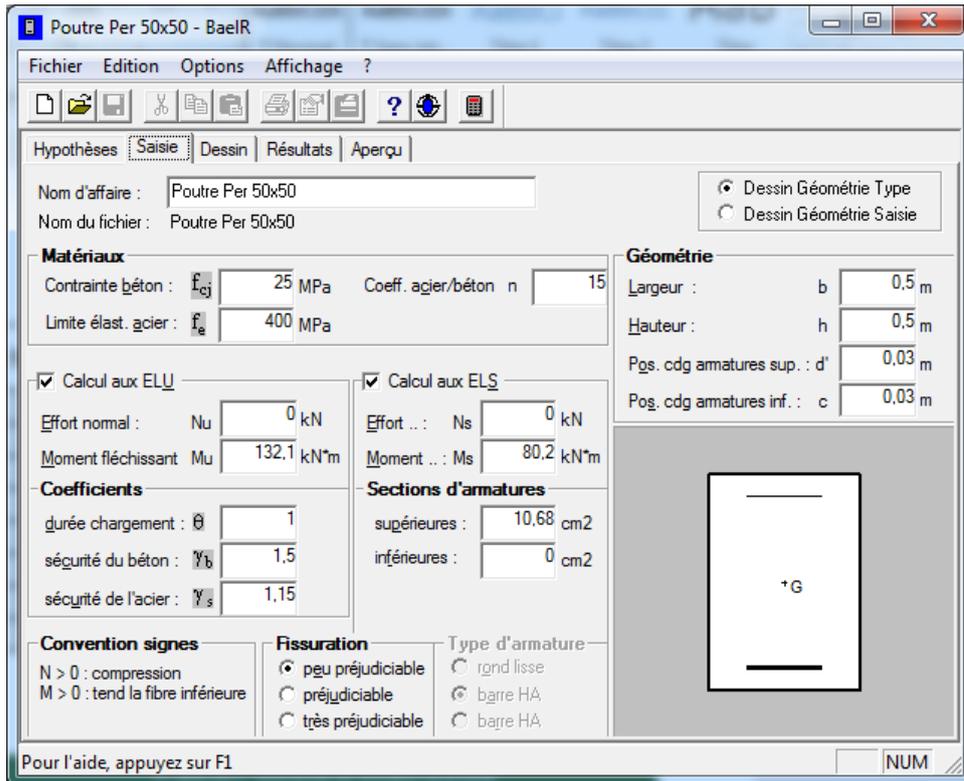


Figure VI.35: Les données de calcul pour déterminer la section calculée des armatures de la poutre (50 × 50) en travée

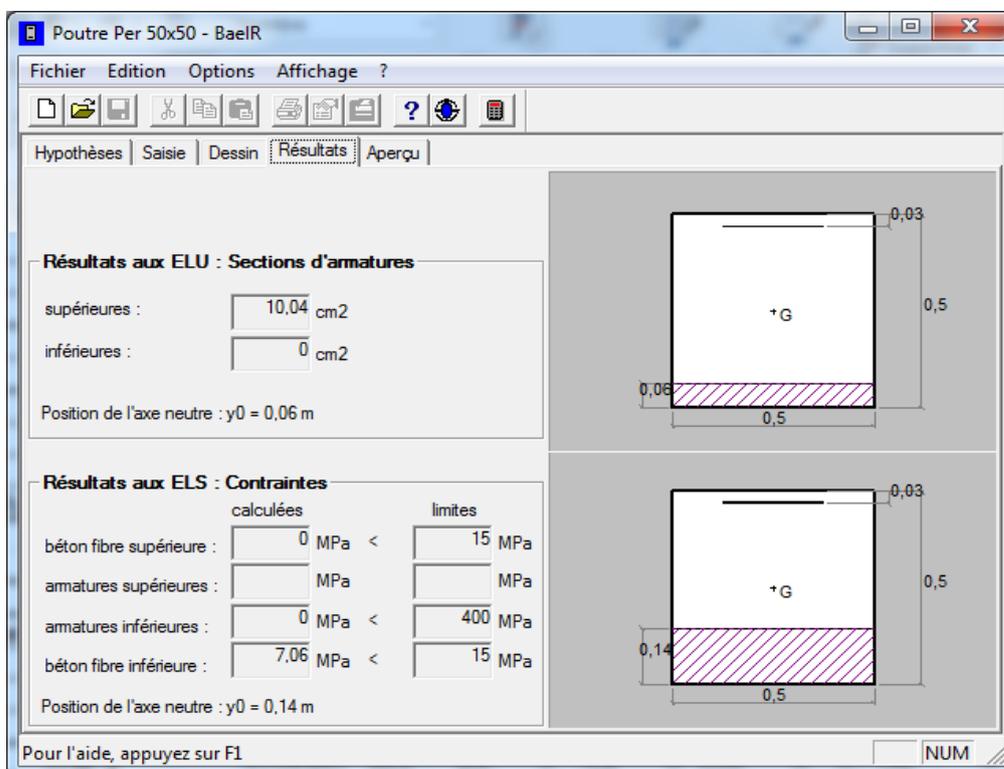


Figure VI.36 : Le résultat de calcul

Application numérique :

$$A_{cal} = 10.04 \text{ cm}^2$$

- Les armatures minimales :

a) condition imposée par le BAEL91

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 50 \times 45 = 2.71 \text{ cm}^2$$

b) condition imposée par le RPA

$$A_{min} = 0.005 \times h \times b \quad A_{min} = 0.005 \times 50 \times 50 = 12.5 \text{ cm}^2$$

- Les armatures choisis:

$$A = \max(A_{cal}; A_{RPA}; A_{BAEL}) = 10.04 \text{ cm}^2$$

Le choix : 4T12 + 4T12 → A=9.05 cm²

- Appuis :

$$M_A = -155.3 \text{ KN.m}$$

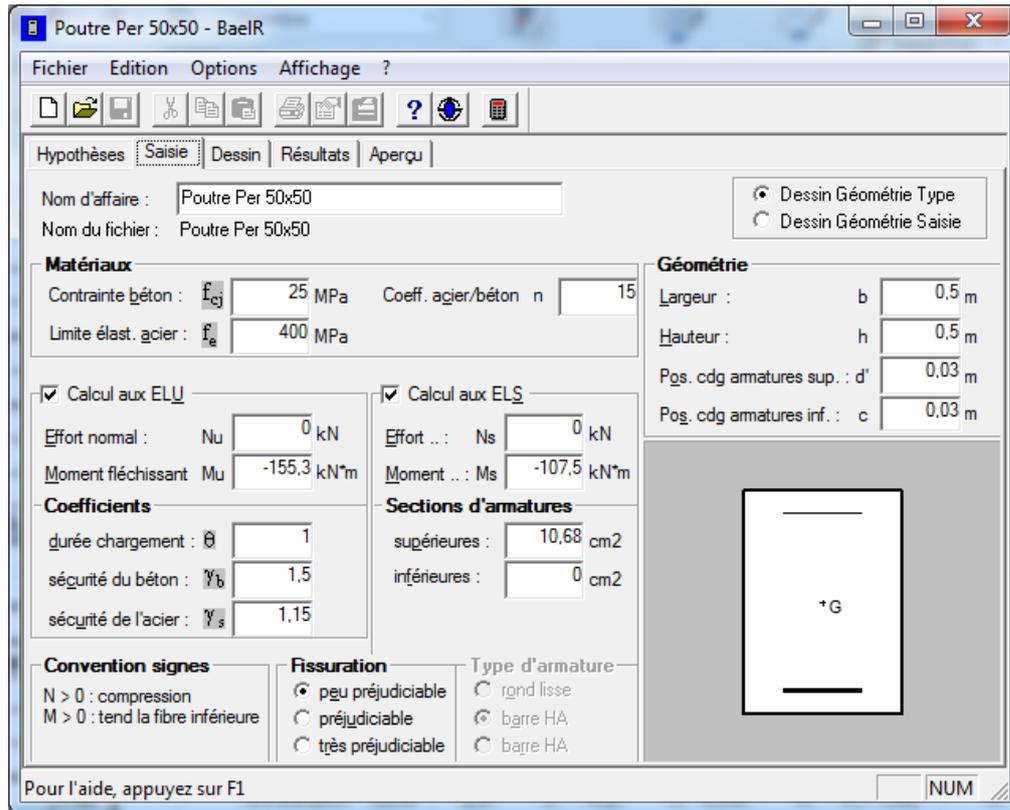


Figure VI.37 :Les données de calcul pour déterminer la section calculée des armatures de la poutre (50 ×50) en appuis

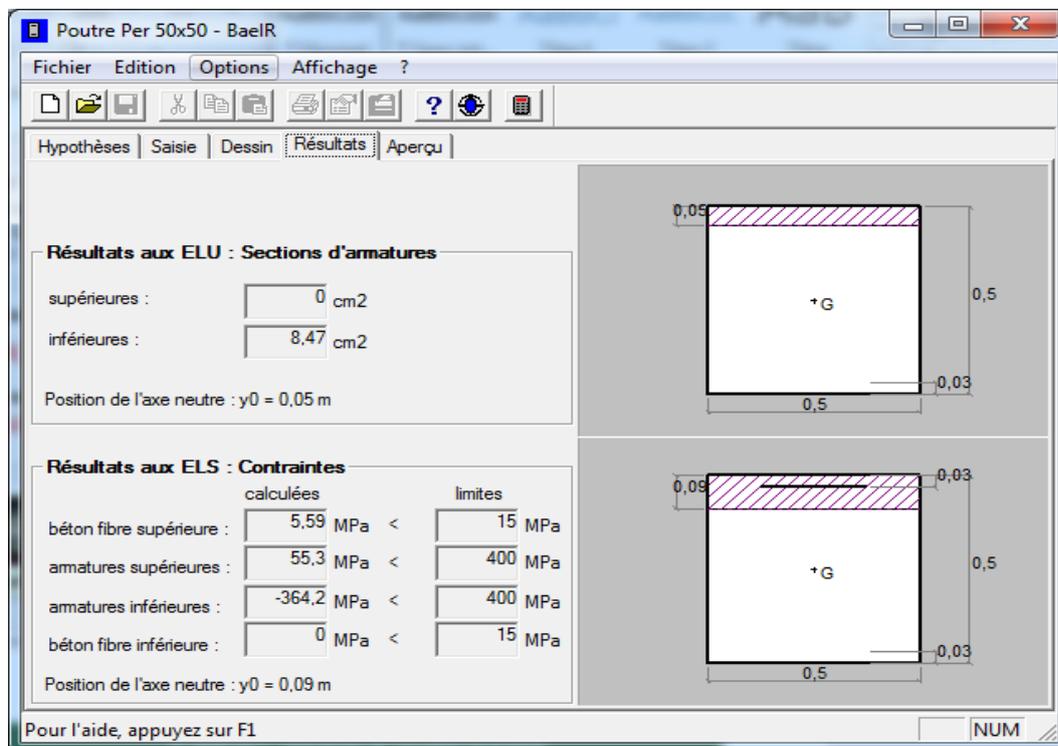


Figure VI.38 :Les résultats de calcul

Application numérique :

$$A_{cal} = 8.47 \text{ cm}^2$$

- Les armatures minimales :

c) condition imposée par le BAEL91

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 50 \times 45 = 2.71 \text{ cm}^2$$

d) condition imposée par le RPA

$$A_{min} = 0.005 \times h \times b \quad A_{min} = 0.005 \times 50 \times 50 = 12.5 \text{ cm}^2$$

- Les armatures choisis:

$$A = \max(A_{cal}; A_{RPA}; A_{BAEL}) = 8.47 \text{ cm}^2$$

Le choix : 4T14 + 4T12 → A=10.68 cm²

- Armatures transversales :

Vérification si les armatures sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la Poutre:

$$T_u^{max} = 455.8 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{100 \times b \times d} = \frac{455.8 \times 10^3}{50 \times 45 \times 100} = 2.02 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2.02 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

- Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{500}{35}; \frac{500}{10}; 1.4 \right) = 1.4 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400 $\Rightarrow 2 \phi 10 \rightarrow A_t = 1.57 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1étrier)

- *L'espacement des armatures transversales :*

Selon le BAEL91 (article A.5.1,23)

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{ij} \times K}{0.8 \times f_c (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

Donc :

$$s_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{1.57 \times 0.9 \times 400}{50 \times 1.15 (2.06 - 0.3 \times 2.1)} = 22.03 \text{ cm}$$

$$s_{t2} \leq \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 40.5; 40) \text{ cm} = 36 \text{ cm}.$$

$$s_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0} = \frac{1.57 \times 400}{0.4 \times 50} = 104.66 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 (version 2003) :

- *Zone nodale :*

$$s_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi \right) = \min \left(\frac{50}{4}; 12 \cdot 1.4 \right) = 12.5 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

- *Zone courante :*

$$s_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} s_t = 15 \text{ cm} \quad \text{en zone courante} \\ s_t = 10 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale} \end{array} \right.$$

- *Vérification des armatures transversales:*

- *Zone nodale : Selon « R.P.A. 99 article 7.5.2.2 »*

$$A_{t \min} = 0.003 \times 12.5 \times 50 = 1.87 \text{ cm}^2$$

- *zone courante :*

$$A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

- *Longueur de recouvrement :*

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L \max} = 40 \cdot 1,6 = 64 \text{ cm}$$

On prend : $L = 64 \text{ cm}$

Poutre périphérique (40×40) :

- *Travée :*

La sollicitation la plus défavorable :

$$M_T = 329.6 \text{ KN.m}$$

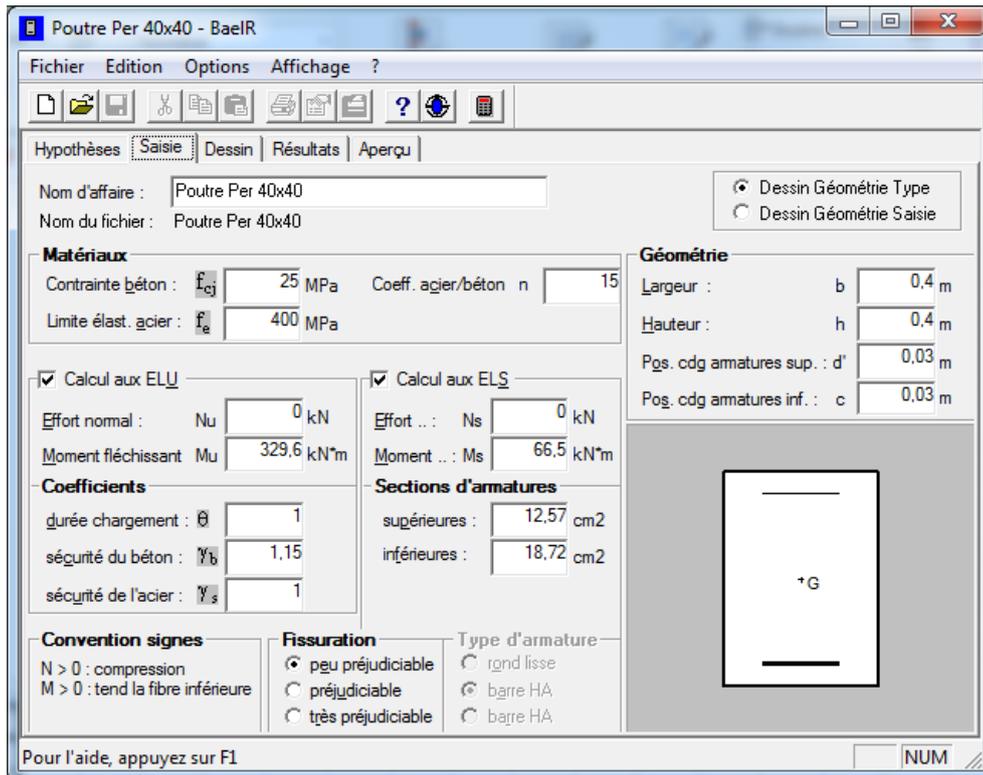


Figure VI.39 :Les données de calcul pour déterminer la section calculée des armatures de la poutre(40 ×40) en travée

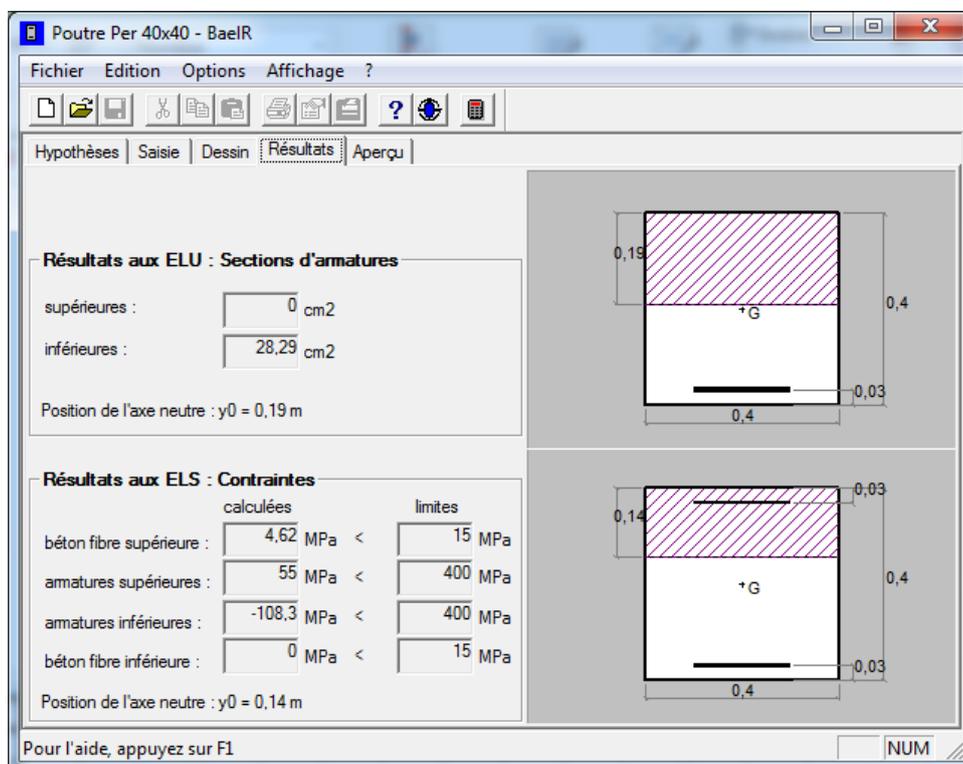


Figure VI.40 :Les résultats de calcul

Application numérique :

$$A_{cal} = 28.29 \text{ cm}^2$$

- *Les armatures minimales :*

e) condition imposée par le BAEL91

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 40 \times 35 = 1.69 \text{ cm}^2$$

f) condition imposée par le RPA

$$A_{min} = 0.005 \times h \times b \quad A_{min} = 0.005 \times 40 \times 40 = 8 \text{ cm}^2$$

- *Les armatures choisies:*

$$A = \max(A_{cal}; A_{RPA}; A_{BAEL}) = 28.29 \text{ cm}^2$$

Le choix : 4T20+ 4T20+4T14 → A=31,29cm²

- *Appuis : $M_A = -361.8 \text{ KN.m}$*

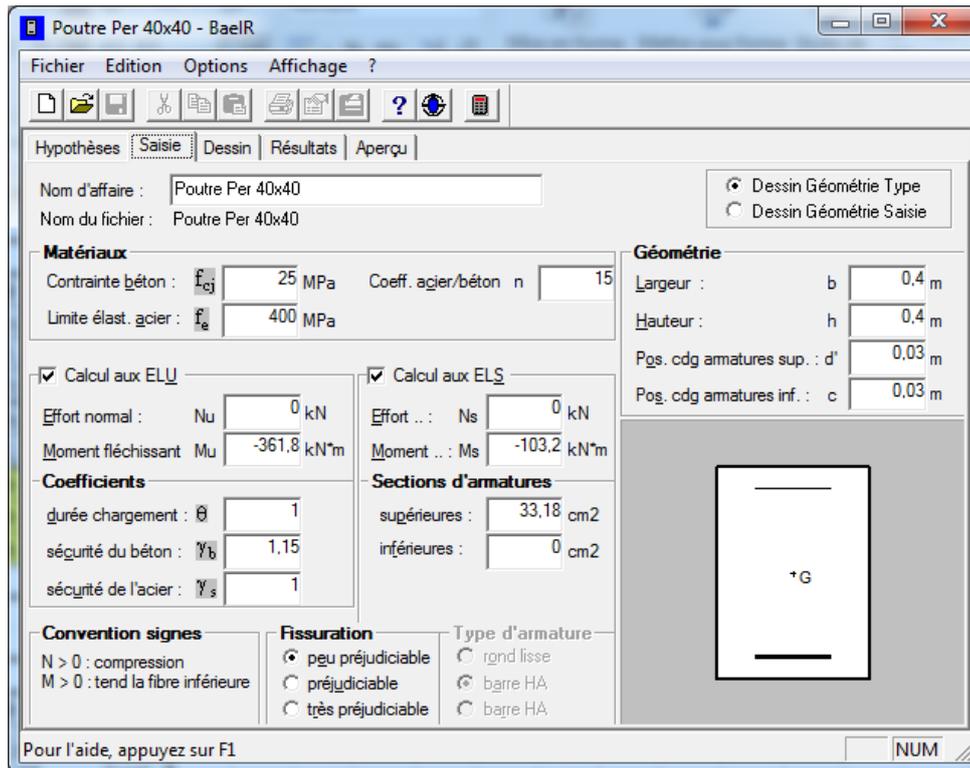


Figure VI.41 : Les données de calcul pour la section calculées des armatures de la poutre (40× 40) en appuis

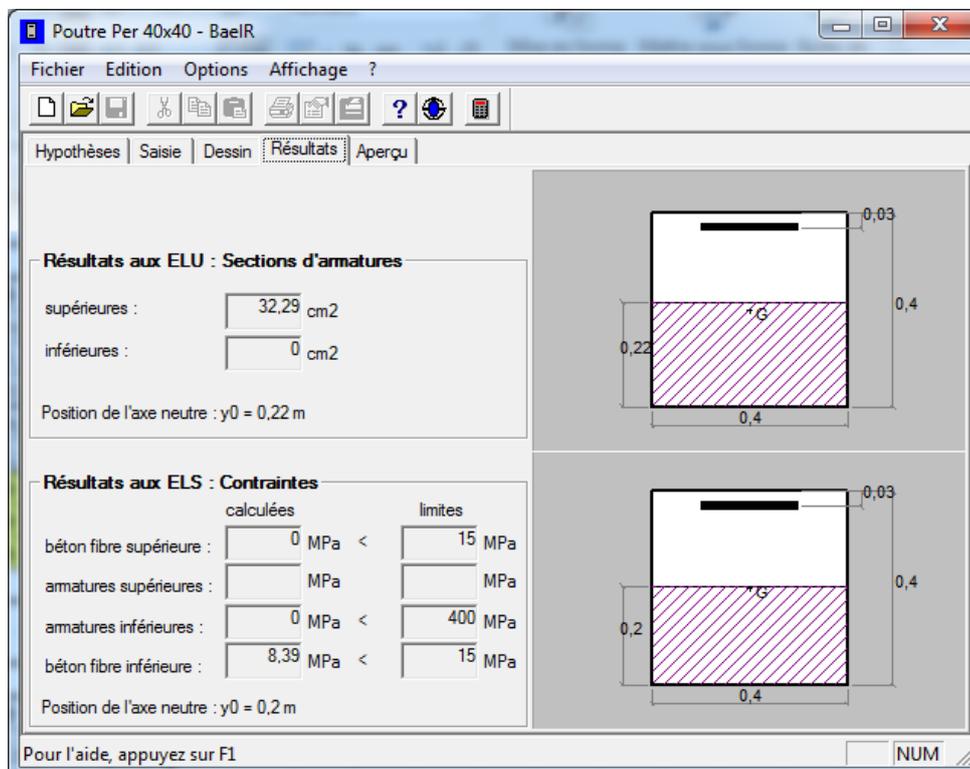


Figure VI.42 : Les résultats de calcul

Application numérique :

$$A_{cal} = 32.29 \text{ cm}^2$$

- Les armatures minimales :

g) condition imposée par le BAEL91

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 40 \times 35 = 1.69 \text{ cm}^2$$

h) condition imposée par le RPA

$$A_{min} = 0.005 \times h \times b \quad A_{min} = 0.005 \times 40 \times 40 = 8 \text{ cm}^2$$

- Les armatures choisies:

$$A = \max(A_{cal}; A_{RPA}; A_{BAEL}) = 32.29 \text{ cm}^2$$

Le choix : 4T20+ 4T20+4T16 → A=33,18cm²

- vérification à l'effort tranchant :
- vérification du béton :

$$T_u^{max} = 347.6 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{100 \times b \times d} = \frac{347.6 \times 10^3}{40 \times 35 \times 100} = 2.48 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.66 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

- Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{400}{35}; \frac{400}{10} \right) = 11.42 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = 0.002 \cdot b \cdot h = 0.003 \cdot 10 \cdot 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Le choix : 4T8 $\rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2$

- *L'espacement des armatures transversales :*

$$s_1 \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 40.5; 40) \text{ cm} = 36 \text{ cm}.$$

$$s_{13} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 40} = 50.25 \text{ cm}$$

K = 1 (flexion simple)

$st = 15 \text{ cm}$ en zone courante

$st = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

- Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{\max}} = 40 \cdot 1.6 = 64 \text{ cm}$$

On prend : L = 64 cm

Tableau VI. 7: Ferrailage des poutres

Types des poutres		A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Barres choisis	A
		B.A.E.L.	R.P.A.			
Poutres (40×40)	Travées	2.71	8	28.29	4T20+ 4T20+4T14	31,29
	Appuis	2.71	8	32.29	4T20+ 4T20+4T16	33,18
Poutres (50×50)	Travées	1.69	12.5	10.04	4T12 + 4T12	9.05
	Appuis	1.69	12.5	8.47	4T14 + 4T12	10.68

VI.5.Schéma de ferrailage

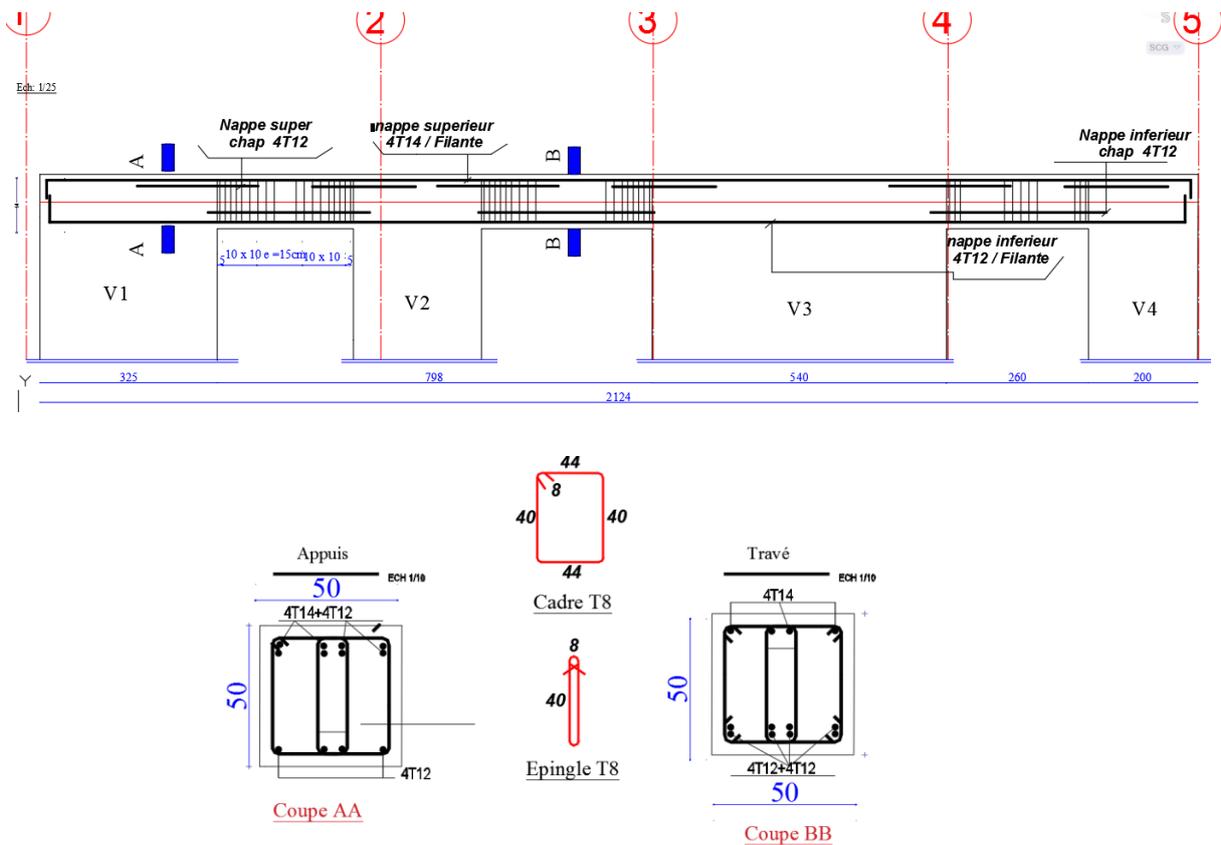


Figure VI.43 ferrailage de la poutre (50*50)

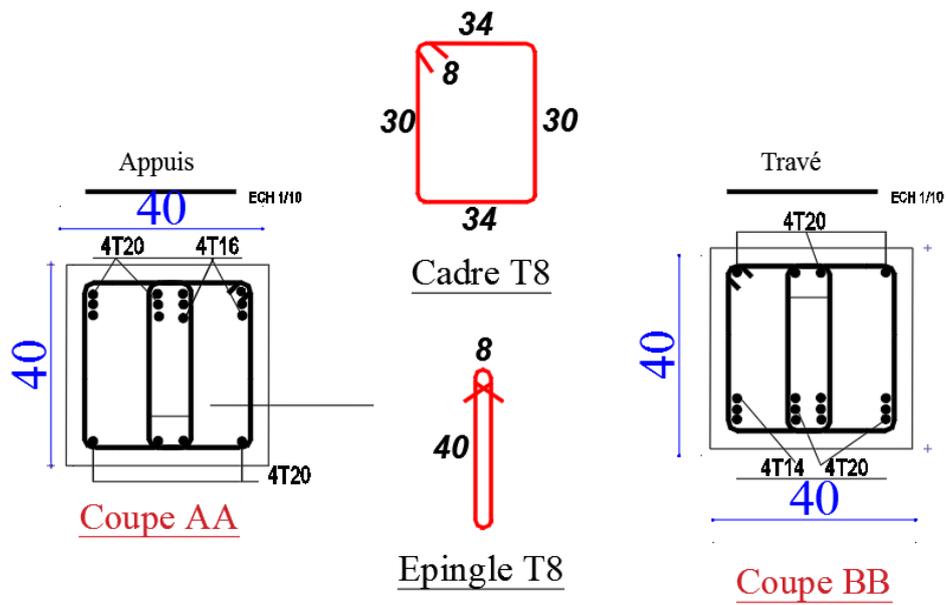
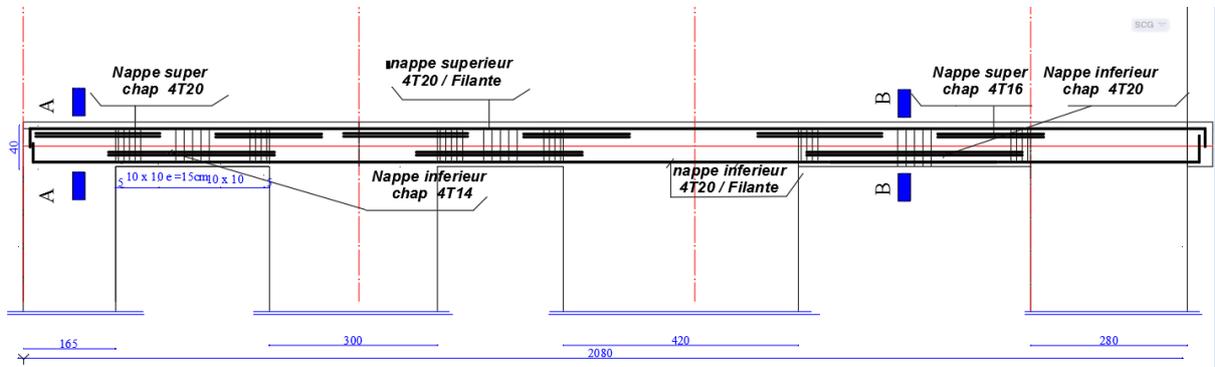


Figure VI.44 ferrailage de la poutre (40*40)

CHAPITRE VII

Chapitre VII : Etude des fondations**VII.1.Introduction**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2,4 bar

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l'E.L.U. $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- Transmettre au sol la totalité des efforts
- Éviter les tassements différentiels.

Après le radier on va étudier le voile périphérique

VII.2. Etude du radier

VII.2.1. Définition

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

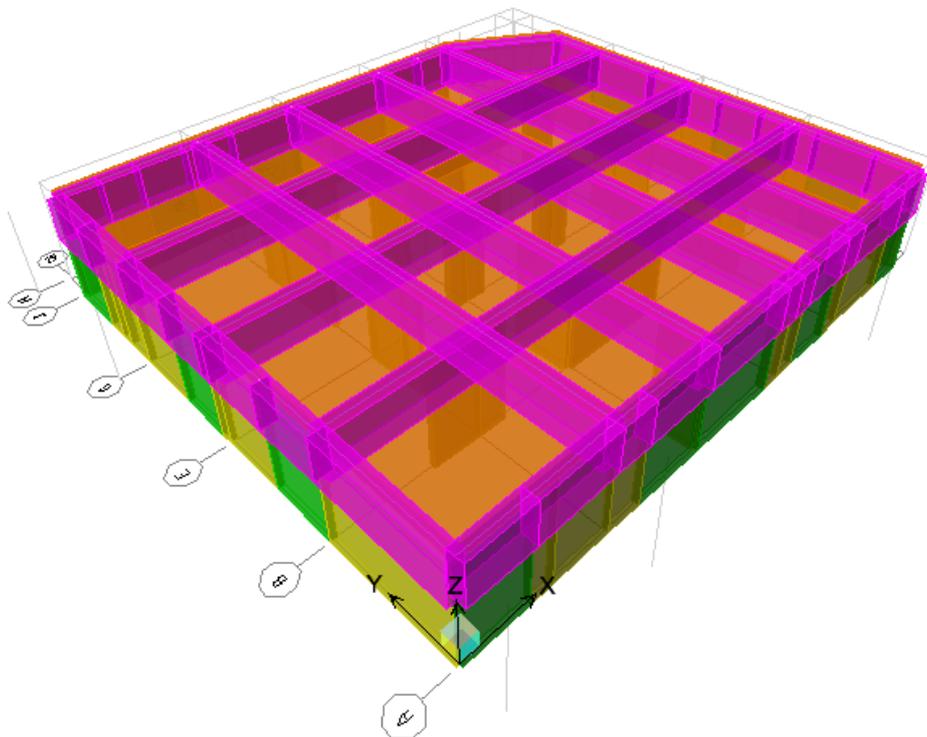


Figure VII.1 : Schéma du radier

VII.2.2. Pré dimensionnement du radier

- *Poids supporté par le radier*

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{11} G_i = 127067,46 \text{ KN.}$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^{11} Q_i = 16788,125 \text{ KN}$$

- *Combinaison d'actions*

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 196723,258 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 143855,58 \text{ KN}$$

- *Surface du radier*

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 143855,58 \text{ KN.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 599,39 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 702,89 \text{ m}^2$.

- *Calcul de l'épaisseur du radier*

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ere} condition :

$$\tau_{\mu} = V_u / b.d \leq 0,06 f_{c28}$$

avec :

- V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q.L/2$
- L : Longueur maximal d'une bande 1 m ; $L = 6,5$ m

$$Q_u = N_u / S = 196723,258 / 702,89 = 279,87 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Par ml: } Q_u = 279,87 \cdot 1 \text{ ml} = 279,87 \text{ KN/ml}.$$

$$V_u = 279,87 \times 6,5 / 2 = 909,60 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{909,6 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,60 \text{ m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 6,5 \text{ m}$$

$$0,26 \leq d \leq 0,32 \text{ m}$$

$$h = d + c = 65 + 5 = 70 \text{ cm} ; \text{ on prend : } h = 70 \text{ cm} ; d = 65 \text{ cm}$$

- *Détermination de la hauteur de la poutre de libage*

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \quad \Leftrightarrow \quad 72 \text{ cm} \leq h \leq 108 \text{ cm}$$

On prend : $d = 90$ cm ; $h = 100$ cm ; $b = 60$ cm.

- *Vérification des contraintes*

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 25[(0,70 \times 702,89) + (1,00 \times 0,6 \times 273,58)] = 19155,075 \text{ KN}$$

E.L.S : $N_{\text{ser}} = 19155,075 + 143855,58 = 163010,655 \text{ KN}$.

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{163010,655}{702,89} = 231,91 \text{ KN/m}^2 < 240 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{conditi on verifiée.}$$

$$\frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{196723,258}{702,89} = 279,87 \text{ KN/m}^2 < 319 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{conditi on verifiée.}$$

- *La longueur élastique*

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec:

- I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,6 \times (1)^3 / 12 = 0,05 \text{ m}^4$.
- E : module d'élasticité du béton, $E = 32164200 \text{ KN/m}^2$.
- b : largeur de la poutre $b=0,6\text{m}$.
- K : coefficient de la raideur de sol $k = 3000 \text{ KN/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164200 \times 0,05}{3000 \times 0,6}} = 7,73\text{m}$$

$$L_{\text{max}} = 6,5\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 7,73\text{m}$$

- L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

- *Evaluation des charges pour le calcul du radier*

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \times h = 25 \times 0,70 = 1,75 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 279,87 - 1,75 = 278,12 \text{ KN/m}^2.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 278,12 \text{ KN/m}^2.$$

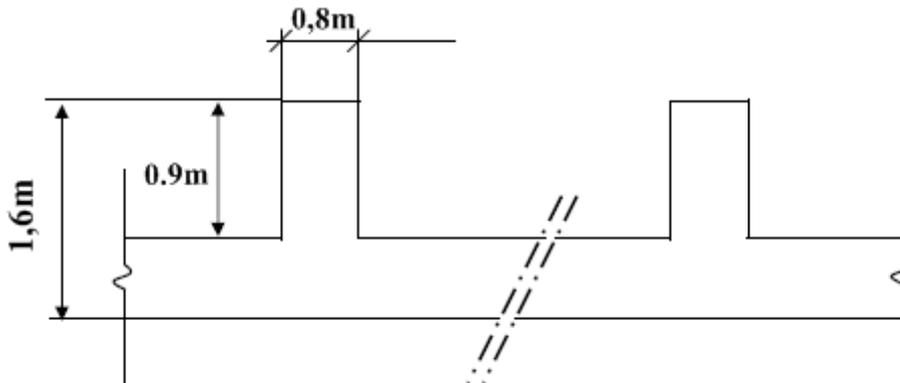


Figure VII.2 les dimensions du radier

VII.2.3.Ferraillage du radier

VII.2.3.1.Ferraillage de la dalle

On va suivre le même méthode utilisée dans le ferraillage des dalles pleines

Pour obtenir le choix final des armatures on a tout d’abord supposé un ferraillage 5T16/ml $e=20\text{cm}$ et à l’aide du logiciel SOCOTEC on a obtenu le moment de la section d’armature, ce dernier à était introduit dans l’ETABS ce qui va valider ou rejeter le choix selon les résultats obtenus

La méthode est expliquée sur les figures suivantes :

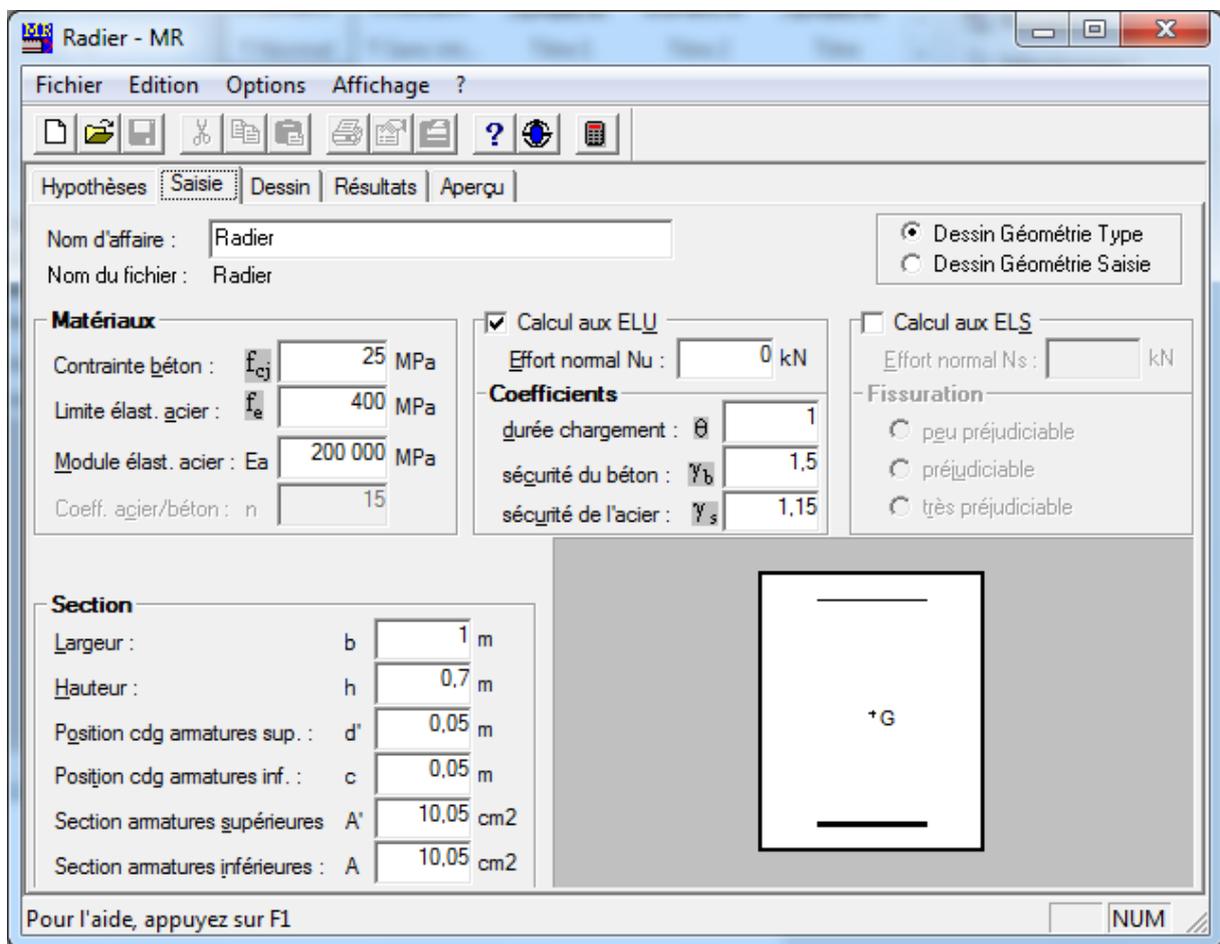


Figure VII. 3 :données de calcul des armatures filantes 5T16 par ml

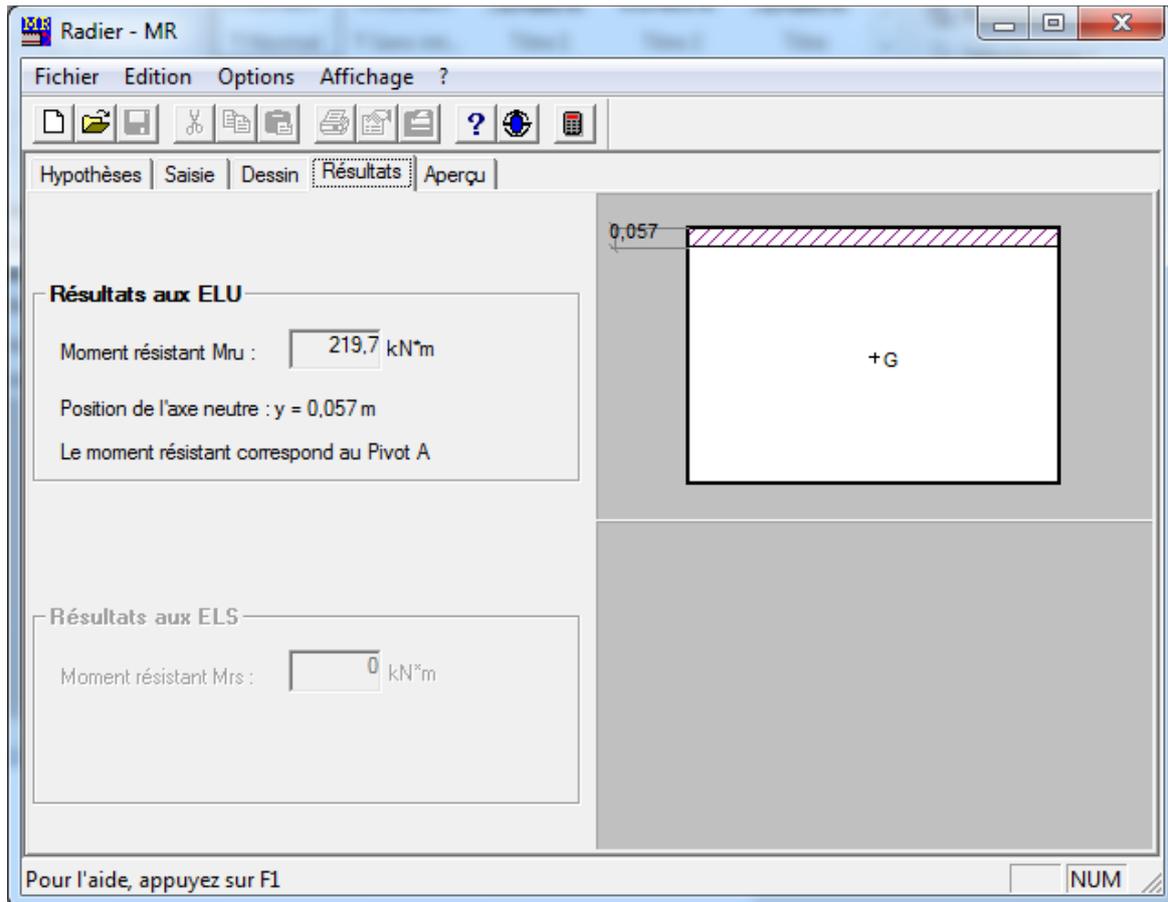


Figure VII. 4 : le moment résultant

VII.2.3.1.1. Vérification du ferrailage

Après l'introduction du moment résultant dans l'ETABS l'analyse a donné les schémas de des déformations du ferrailage choisi dans les deux directions comme le montre les figures suivantes :

Avec :

- M11 : sens-X
- M22 : sens-Y

En appuis

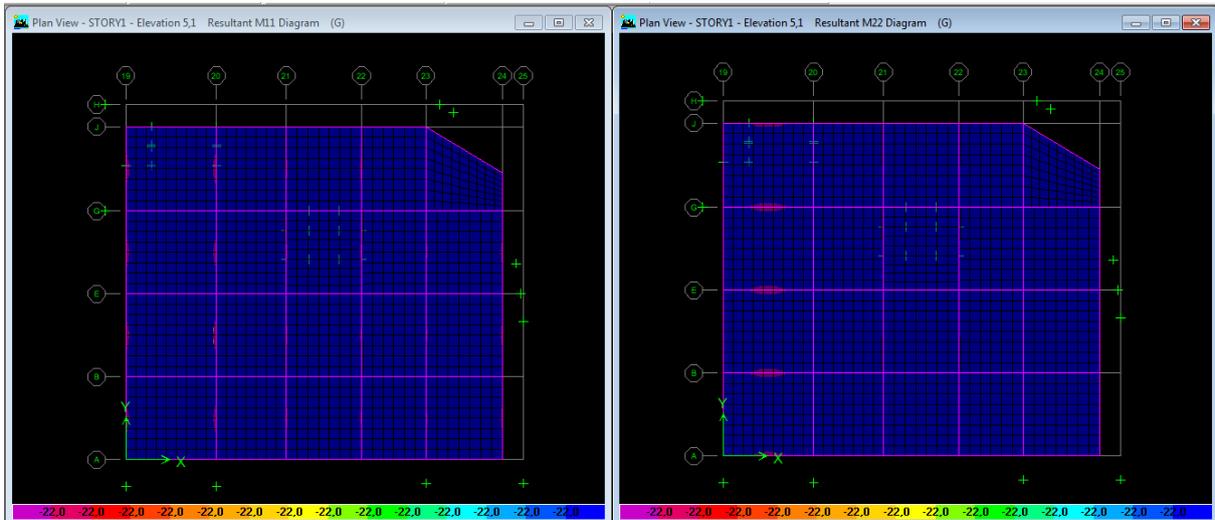


Figure VII. 5 : Schéma de déformation du ferrailage du radier des armatures filantes au niveau de la nappe inférieure (en appuis) sens X-X et Y-Y

En travée

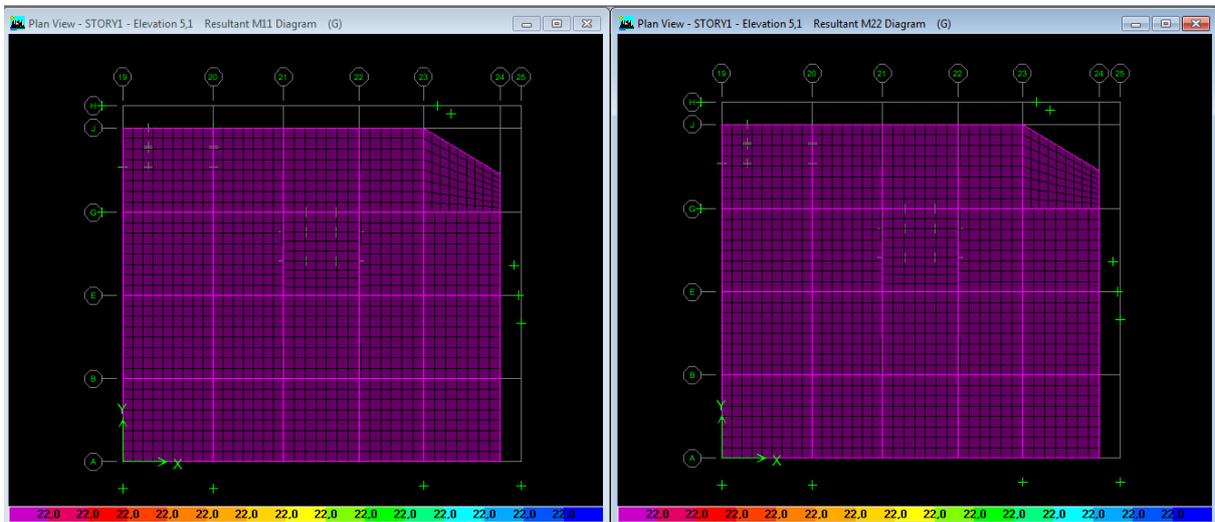


Figure VII. 6 : Schéma de déformation du ferrailage du radier des armatures filantes au niveau de la nappe supérieure (en travée) sens X-X et Y-Y

L'absence des taches mauves et bleues signifié que le ferrailage choisi (5T16/ml e=20) est adéquat

VII.2.3.1.2.Schéma de ferrailage

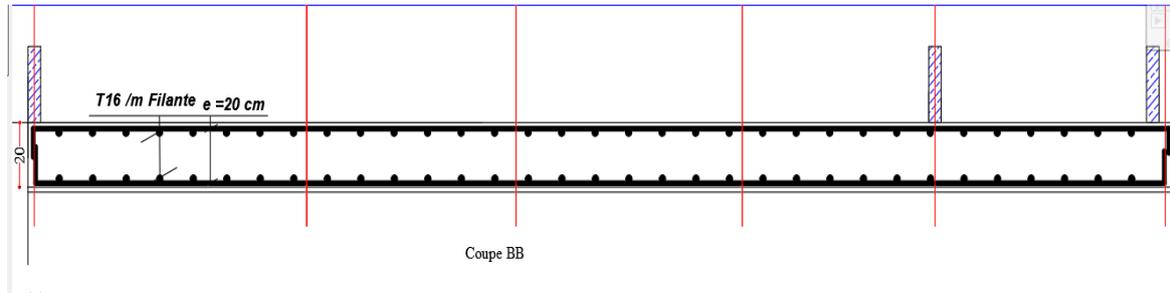


Figure VII. 7 : ferrailage de la dalle du radier

VII.2.3.2.Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x / L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

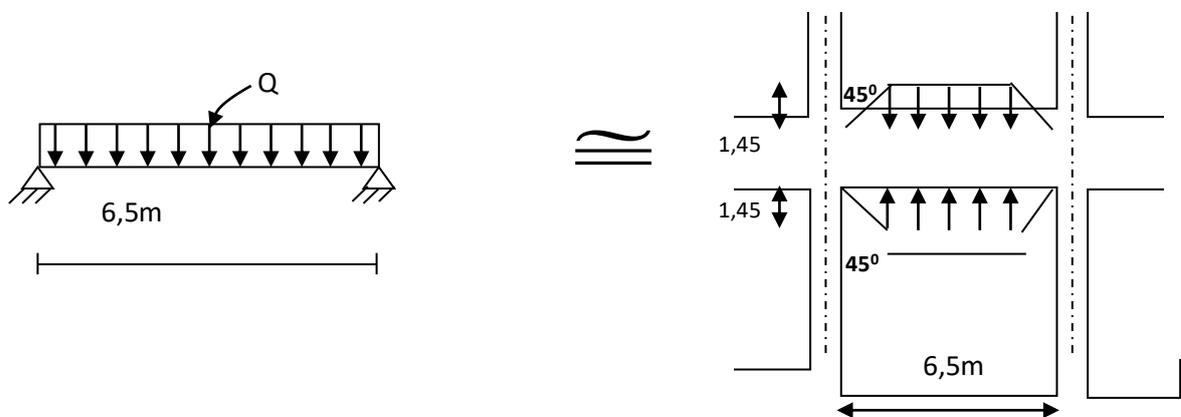


Figure VII.8 Répartition des charges

VII.2.3.2.1. Calcul du ferrailage

On va utiliser un programme Excel qui calcule le ferrailage des armature longitudinal (en appuis et en travée) , les espacement des armatures transversal et la vérification de la contrainte

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	O	P	Q	R	S	T	U	DB
1												vé	st	st no	st cour	v	A ap	A' a	A tri	A' v	v
2	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3		1	6,29	14,40	34,91	0	90,14	0,00	110,16	0,00	
124	STORY1	B9	G	5,175	-0,44	208	0,08	-2,54	0,254	-121	OK	1	8,25	14,40	34,91	0	40,17	0,00	0,00	0,00	OK
125	STORY1	B9	G	5,175	-0,75	209,8	2,19	-2,9	0,221	-121	OK	1	8,16	14,40	34,91	0	40,19	0,00	0,00	0,00	OK
126	STORY1	B9	G	5,55	-0,75	213,5	2,19	-2,9	-0,6	-201	OK	1	8,02	14,40	34,91	0	71,79	0,00	0,00	0,00	OK
127	STORY1	B10	G	0,2	-2,97	-225	-2,54	10,5	-0,82	-219	OK	1	7,37	14,40	34,91	0	80,11	0,00	0,00	0,00	OK
128	STORY1	B10	G	0,571	-2,97	-222	-2,54	10,5	0,127	-136	OK	1	7,48	14,40	34,91	0	45,75	0,00	0,00	0,00	OK
129	STORY1	B10	G	0,571	-2,09	-220	-0,24	10,1	0,177	-136	OK	1	7,53	14,40	34,91	0	45,73	0,00	0,00	0,00	OK
130	STORY1	B10	G	0,856	-2,09	-213	-0,24	10,1	0,245	-74,3	OK	1	7,80	14,40	34,91	0	23,71	0,00	0,00	0,00	OK
131	STORY1	B10	G	1,142	-2,09	-205	-0,24	10,1	0,313	-14,8	OK	1	8,08	14,40	34,91	0	4,53	0,00	0,00	0,00	OK
156	STORY1	B10	G	5,708	2,27	204,8	0,13	-29,6	0,357	-14,5	OK	1	7,42	14,40	34,91	0	4,45	0,00	0,00	0,00	OK
157	STORY1	B10	G	5,994	2,27	212,6	0,13	-29,6	0,319	-74	OK	1	7,18	14,40	34,91	0	23,61	0,00	0,00	0,00	OK
158	STORY1	B10	G	6,279	2,27	220,3	0,13	-29,6	0,282	-136	OK	1	6,96	14,40	34,91	0	45,61	0,00	0,00	0,00	OK
159	STORY1	B10	G	6,279	3,68	221,5	3,02	-30	0,198	-136	OK	1	6,92	14,40	34,91	0	45,63	0,00	0,00	0,00	OK
160	STORY1	B10	G	6,55	3,68	223,9	3,02	-30	-0,62	-196	OK	1	6,85	14,40	34,91	0	69,90	0,00	0,00	0,00	OK
246	STORY1	B25	G	5,175	1,21	197,6	0,14	10,18	0,226	-31,7	OK	1	8,36	14,40	34,91	0	9,80	0,00	0,00	0,00	OK

Figure VII.9 : vérification de la contrainte et calcul d'armature pour une section de (60×100)

Comme on l'a déjà expliqué dans le chapitre précédent si la vérification de la contrainte donne (1) ça veut dire que l'effort tranchant est très grand , et on est obligé d'améliorer la section

La section suivante sera 80x160

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	O	P	Q	R	S	T	U	DB
1												vé.	st	st no	st cou	v	A ap	A' a	A tri	A' v	
2	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3		0	10,23	14,40	26,18	0	46,68	0,00	54,43	0,00	
124	STORY1	B9	G	5,175	-0,44	208	0,08	-2,54	0,254	-121	OK	0	13,23	14,40	26,18	0	23,01	0,00	0,00	0,00	OK
125	STORY1	B9	G	5,175	-0,75	209,8	2,19	-2,9	0,221	-121	OK	0	13,11	14,40	26,18	0	23,03	0,00	0,00	0,00	OK
126	STORY1	B9	G	5,55	-0,75	213,5	2,19	-2,9	-0,6	-201	OK	0	12,88	14,40	26,18	0	38,68	0,00	0,00	0,00	OK
127	STORY1	B10	G	0,2	-2,97	-225	-2,54	10,5	-0,82	-219	OK	0	11,92	14,40	26,18	0	42,41	0,00	0,00	0,00	OK
128	STORY1	B10	G	0,571	-2,97	-222	-2,54	10,5	0,127	-136	OK	0	12,12	14,40	26,18	0	25,95	0,00	0,00	0,00	OK
129	STORY1	B10	G	0,571	-2,09	-220	-0,24	10,1	0,177	-136	OK	0	12,19	14,40	26,18	0	25,94	0,00	0,00	0,00	OK
130	STORY1	B10	G	0,856	-2,09	-213	-0,24	10,1	0,245	-74,3	OK	0	12,62	14,40	26,18	0	13,98	0,00	0,00	0,00	OK
131	STORY1	B10	G	1,142	-2,09	-205	-0,24	10,1	0,313	-14,8	OK	0	13,08	14,40	26,18	0	2,76	0,00	0,00	0,00	OK
156	STORY1	B10	G	5,708	2,27	204,8	0,13	-29,6	0,357	-14,5	OK	0	12,28	14,40	26,18	0	2,71	0,00	0,00	0,00	OK
157	STORY1	B10	G	5,994	2,27	212,6	0,13	-29,6	0,319	-74	OK	0	11,87	14,40	26,18	0	13,92	0,00	0,00	0,00	OK
158	STORY1	B10	G	6,279	2,27	220,3	0,13	-29,6	0,282	-136	OK	0	11,49	14,40	26,18	0	25,87	0,00	0,00	0,00	OK
159	STORY1	B10	G	6,279	3,68	221,5	3,02	-30	0,198	-136	OK	0	11,42	14,40	26,18	0	25,88	0,00	0,00	0,00	OK
160	STORY1	B10	G	6,55	3,68	223,9	3,02	-30	-0,62	-196	OK	0	11,31	14,40	26,18	0	37,81	0,00	0,00	0,00	OK
246	STORY1	B25	G	5,175	1,21	197,6	0,14	10,18	0,226	-31,7	OK	0	13,55	14,40	26,18	0	5,91	0,00	0,00	0,00	OK

Figure VII.10 : vérification de la contrainte et calcul d'armature pour une section de 80x160

La vérification de la contrainte à donné (0) alors la condition est vérifiée pour une section de (80x160)

Les résultats obtenus dans ce programme sont montrés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1 : les sollicitations et le choix final des armatures en travée et en appuis

Armature supérieur			
POUTRES 80 x 160 cm ²			
Le moment maximal à l'ELU est de		-240,04 T.m	
La section d'acier est égale à		46,68 cm ²	
Le choix sera de	filante :	6	T 20
	chapeaux :	6	T 20
		6	16
La section d'acier choisie est égale à		49,76 cm ²	

Armature inférieur			
POUTRES		80 x 160 cm²	
Le moment maximal à l'ELU est de		277,64	T.m
La section d'acier est égale à		54,43	cm ²
Le choix sera de	filante :	6	T 20
	chapeaux :	6	T 20
		6	20
La section d'acier choisie est égale à		56,55	cm ²
EFFORT TRANCHANT			
L'effor tranchant max à l'ELU est de		259,51	T
L'espacement calculé est égale à		10,23	cm
L'effor tranchant max ACC est de		18,00	T
L'espacement calculé est égale à		156,98	cm
Le choix sera de	8T10		
L'espacement : e=10cm zone nodale et e=15cm zone courante			

- *Armature de peau*

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1 fe) = 80$ cm

Dans notre cas $h_a = 80$ cm (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure ou supérieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent

d'apparaître dans la zone de béton tendue.

Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (1,6 \times 0,8) \text{ m}^2$,

On a : - $\text{Asp} > 3 \text{ cm/ml}$

- $8,04 > 3 \text{ cm/ml}$

On adopte 4T16 Fil ; $A = 8,04 \text{ cm}^2$.

VII.2.3.2.2. Schéma de ferrailage

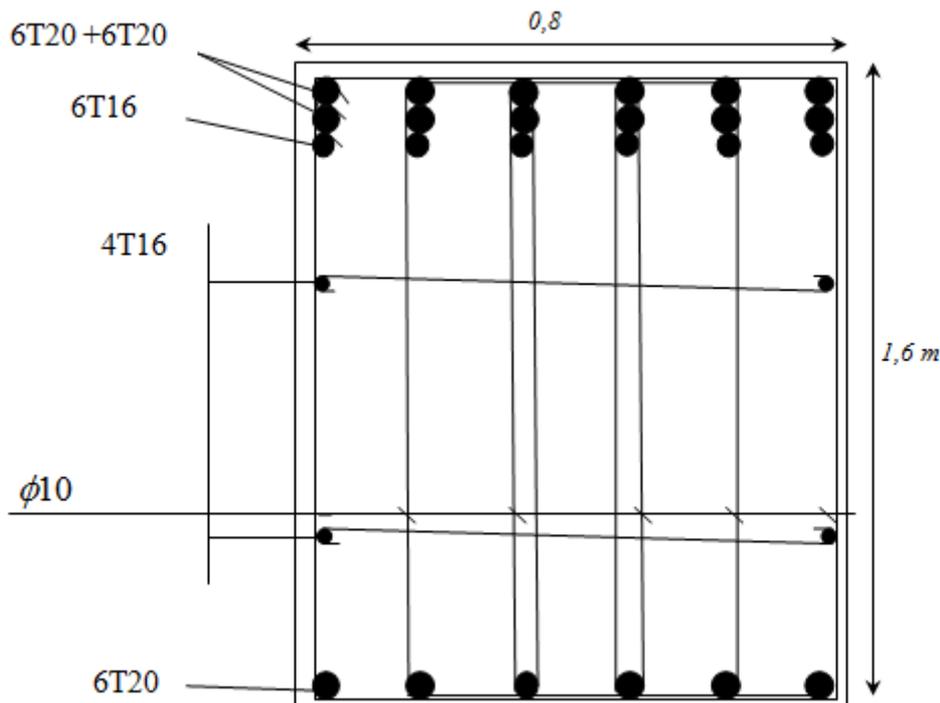


Figure VII.11 : Répartition armatures dans les Libage en appuis

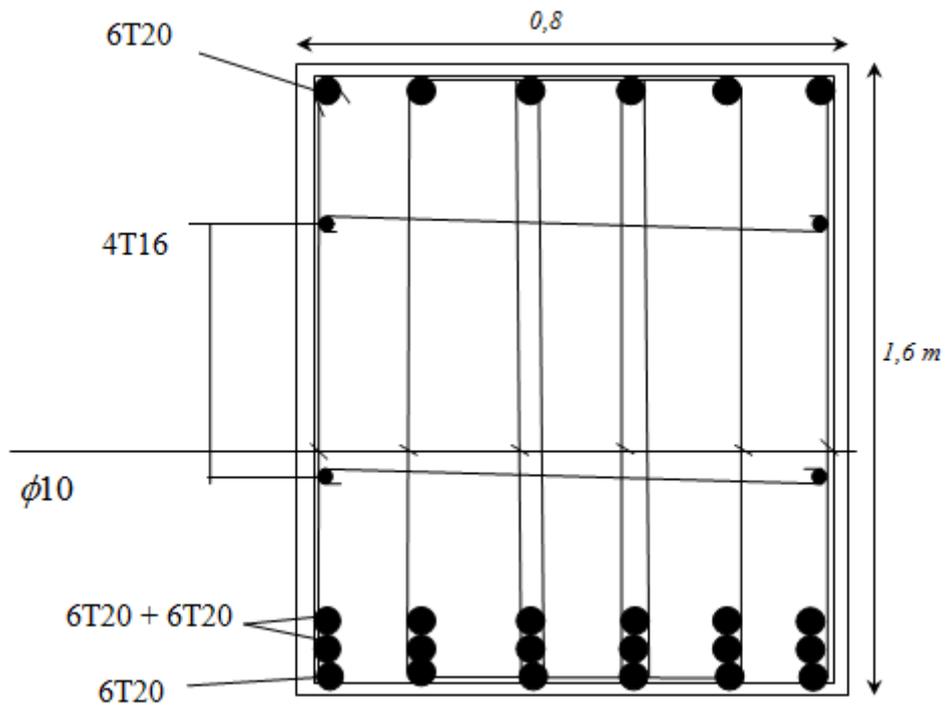


Figure VII.12 : Répartition armatures dans les Libage en Travée

VII.3. Etude du voile périphérique

- *Dimensionnement*

Selon le **RPA99/version 2003** le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40φ pour les renforcements des angles.

Nous adoptons une épaisseur $e=20$ cm.

La hauteur de voile périphérique $=3.06$ m.

Le voile étant une dalle pleine encastree sur les 4 cotes chargée par la pression des terres qui présentent dans la réalité une répartition triangulaire.

Le calcul des charges horizontales sur le mur sera avec la formule

$$g_{mur} = Kp \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

- G_{mur} : la charge surfacique appliquee sur l'écran
- Kp : coefficient de frottement

$$Kp = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad , \quad \varphi = 35^\circ$$

Avec :

- φ : Angle de frottement
- γ : le poids volumique du sol
- h : la profondeur de la charge

$$g_{01} = 0.41 \times 1,8 \times 10.2 = 7.52 \text{ ton/m}^2$$

$$g_{02} = 0.41 \times 1,8 \times 8.5 = 6.27 \text{ ton/m}^2$$

$$g_{03} = 0.41 \times 1,8 \times 6.8 = 5.01 \text{ ton/m}^2$$

$$g_{04} = 0.41 \times 1,8 \times 5.1 = 3.76 \text{ ton/m}^2$$

$$g_{05} = 0.41 \times 1,8 \times 3.4 = 2.5 \text{ ton/m}^2$$

$$g_{06} = 0.41 \times 1,8 \times 1,7 = 1.25 \text{ ton/m}^2$$

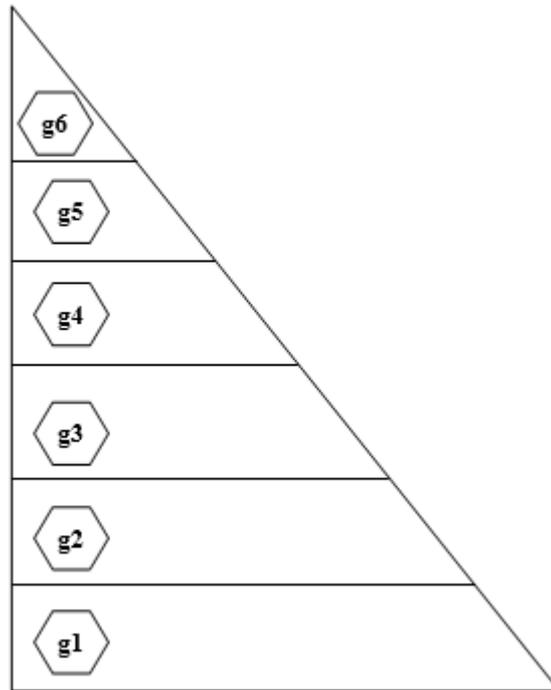


Figure VII.1 3 : Schéma des charges appliquées sur le voile périphérique

L'introduction des charges du sol seront directement dans le logiciel ETABS qui vas nous vérifier les moments au niveaux du voile avec leur ferrailage.

Les voile vont être calculés comme une dalle appuyée sur 04 coté

VII.4. calcul du Ferrailage

A l'aide du logiciel SOCOTEC on vas proposer un ferrailage de T12/ml e=20cm pour déduire le moment ensuite on vas vérifier sur l'ETABS

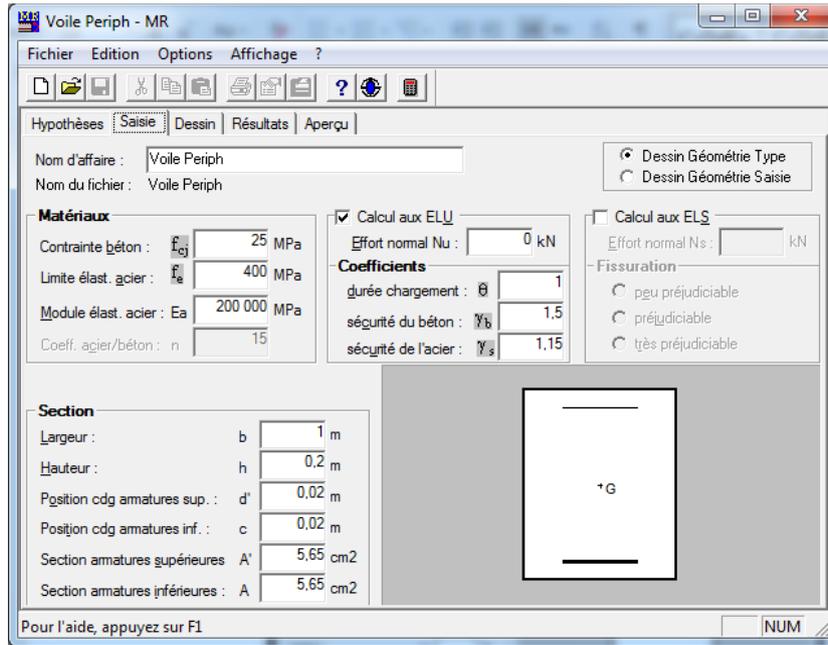


Figure VII.14 : données de calcul des armatures de 5T12/ml

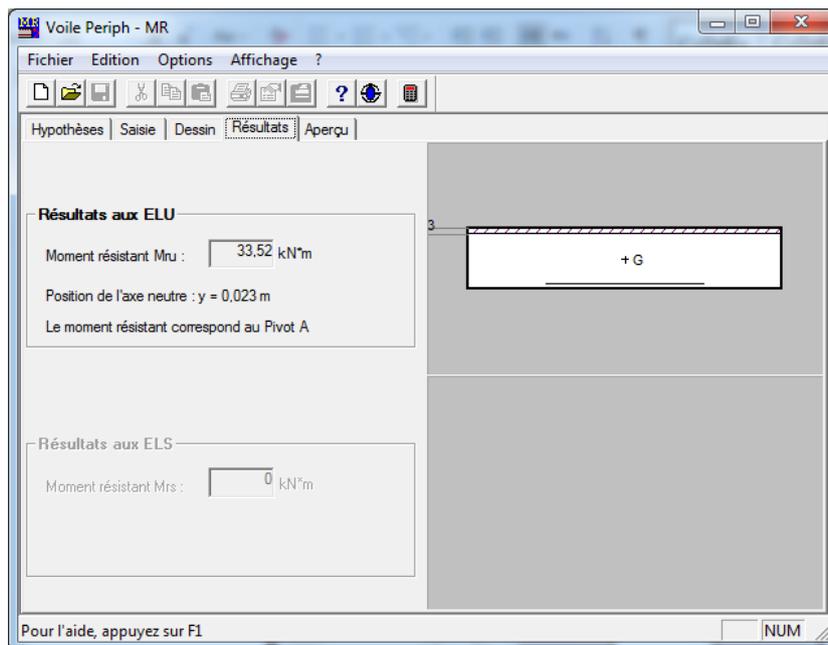


Figure VII.15 : le moment résultant

- *Vérification du ferrailage*

En appuis

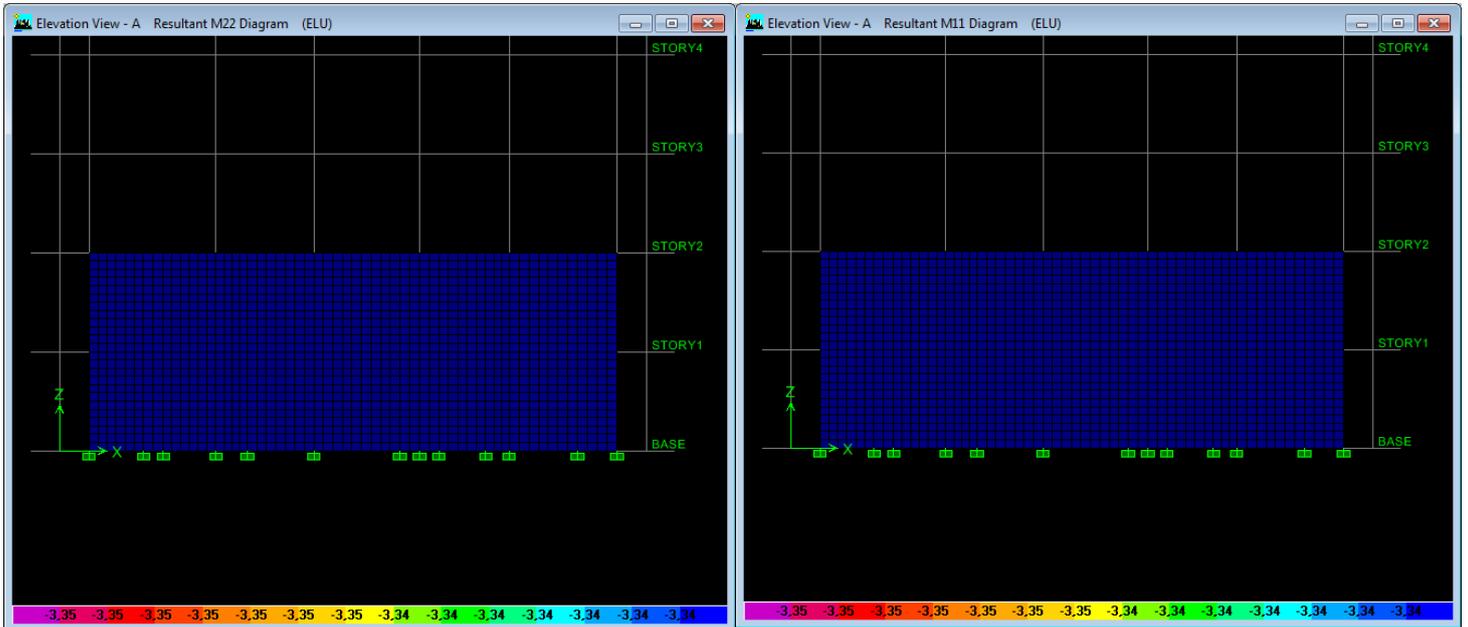


Figure VII.16 : schéma de déformation du ferrailage du voile périphérique sur les 2 sens

En travée

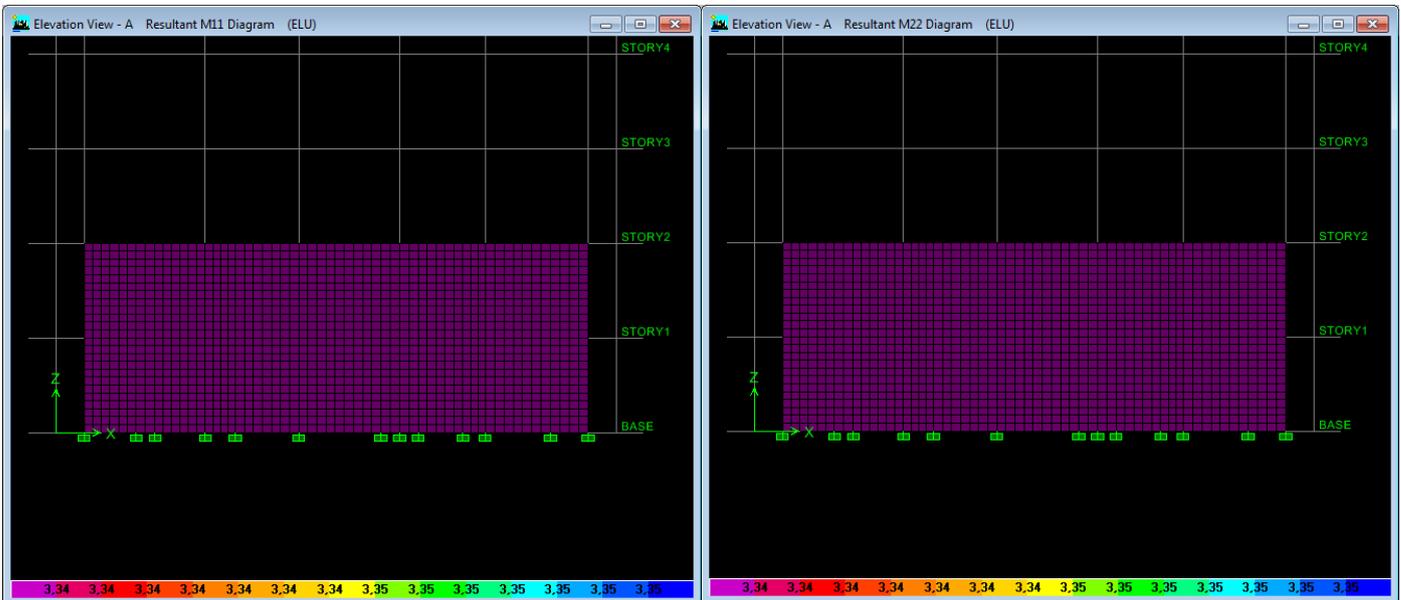


Figure VII.17 : schéma de déformation du ferrailage du voile périphérique sur les 2 sens

Il n'y a aucune tache sur les schémas de déformation alors le choix des armatures est validé

Choix finale : 5T12/ml e=15cm

VII.5. schéma de ferrailage

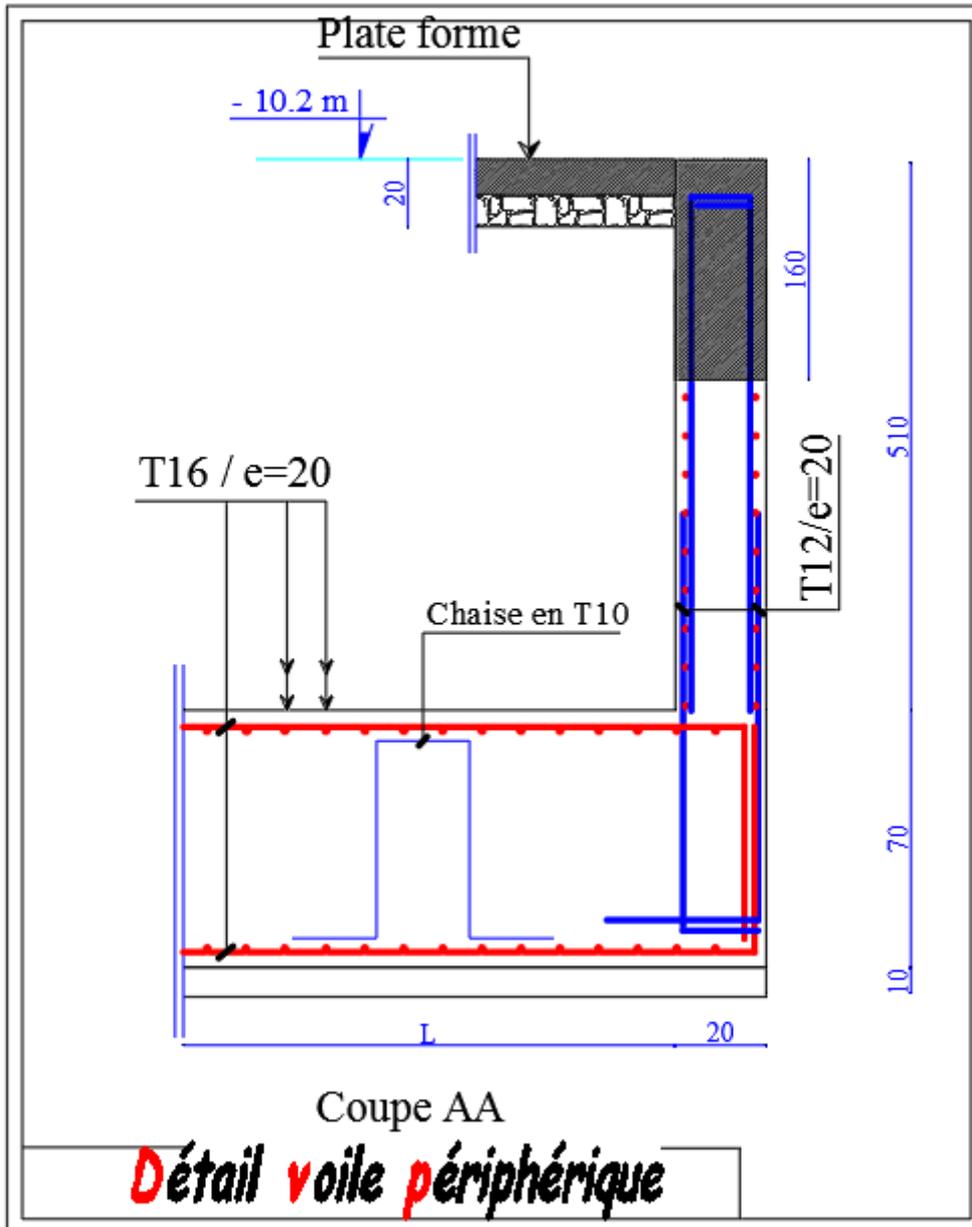


Figure VII.18 : ferrailage du voile périphérique

CONCLUSION GENERAL

Au cours de cette étude nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général sur la majorité de parties étudiées et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels dans la vie professionnelle . Cette thèse nous a permis de calculer et de dimensionner un bâtiment de R+8 + 2 sous-sols en béton armé contreventé par voiles porteurs. Ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous a été très bénéfique surtout que l'utilisation du logiciel ETABS nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique et donc nous a permis d'économiser beaucoup de temps pour calculer les efforts internes et les déformations dans la structure.

Les résultats nous ont permis de dimensionner des fondations convenables et de déterminer le ferrailage des poutres, des dalles, et voiles et des éléments secondaires de la structure. En utilisant des logiciels comme le « SOCOTEC » « SAFE » et des programmes Excel. Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés seront bénéfiques pour les prochaines promotions.

LA BIBLIOGRAPHIE

- Φ Règlements : RPA99 : règles parasismiques algériennes version 2003.
- Φ BAEL91 : béton armé aux états limite.
- Φ CBA93 : calcul des ouvrages en béton armé.
- Φ DTR B.C.2.2 : document technique règlementaire (charge et surcharge).
- Φ Cours : Cours de béton armé (3ème Année).
- Φ Cours de conception technique de construction (1ère Année Master).
- Φ Cours de Résistance de matériaux (3ème Année).
- Φ Cours de calcul des structures en béton armé (1ère Année Master).
- Φ Mémoire de fin d'étude d'anciens étudiants.
- Φ Logiciels : ETABS 9 pour l'analyse de la structure.
- Φ AUTOCAD 2016 pour le dessin.
- Φ EXCEL 2013 pour le calcul de quelques formules.
- Φ WORD 2007 pour le traitement de texte.
- Φ SOCOTEC pour le Calcul des sections d'acier.
- Φ SAFE pour la détermination des déformations et des moments.