

2017

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT
SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE
TIZI OUZOUFACULTE DU GENIE DE LA
CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

Thème

**Etude d'une structure en R+8+ un sous sol,
contreventée par voiles modélisée avec ROBOT.**

Dirigé par :

Mr S.BOUKAIS

Réalisé par:

Akli Liza

Challal Farida

[Tapez le nom de la société]

01/01/2017

REMERCIEMENTS

Nous remercions avant tout ALLAH, le tout Puissant de nous avoir donné la force nécessaire pour mener ce Projet à terme

Nous remercions nos familles d'avoir assuré avec loyauté nos cursus et d'avoir toujours fait de nos réussites leurs priorités ;

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur M^r BOUKAIS S. on le remercie pour son sens critique positif et on est heureuses de pouvoir lui exprimer notre très sincère reconnaissance;

On remercie aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civile qui ont contribué à notre formation tout au long de notre parcours;

Nos remerciements vont également aux membres du jury Mr KAHIL et Mme SEMAHI qui nous feront l'honneur d'examiner et d'évaluer notre travail;

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Merci à tous

DEDICACES

Que nulle dédicace ne saurait trouver les mots qu'il faut.....

Tout les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, le respect

Aussi, c'est tout simplement que je dédie ce projet de fin d'étude...

A mes chers parents : Brahim et Tassadit

Autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes soient-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Vous avez su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie, vos conseil on toujours guidé mes pas vers la réussite Je vous dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester votre fierté et ne jamais vous décevoir. Que dieu le tout puissant, vous préserve, vous accorde santé, bonheur, et vous protège de tout mal.

A Yemma Zehra , Zohor et Mhidine

vosre compréhension et vos encouragements sont pour moi le soutien indispensable que vous avez toujours su m'apporter, tout mon amour et ma reconnaissance, vous êtes ma joie merci de faire parti de ma vie.

A mes adorables sœurs : Kenza et Dalila

Mon cher frère : Nassim

Merci d'être toujours à mes cotés, par votre présence, votre amour dévoué et votre tendresse vous donnez sens et gout a ma vie. En témoignage de mon amour de ma grande affection je vous prie de trouver dans ce travaille l'expression de mon estime et mon sincère attachement. Je prie dieu, le tout puissant pour qu'il vous donne bonheur et prospérité

A mes très chères tantes

Ma très chère tante et amie Chafia et son petit ange Ilyas, à ma chère Fatiha ; et à Saliha sans oublier ses enfants : Mira et Mohend, mon attachement et mes affections les plus sincères envers vous.

A ma collègue et amie d'enfance Challal Farida pour sa présence à mes cotés tout au long de notre parcours et à sa famille.

A ma chère amie, camarade et collègue Hassani Chabha qui a su m'apporter aide et soutient aux moments propices

Et à mes chers ami(e)s

Pedro, mouma, Siham O.H, Y.Youcef ; H.Fatiha, SLM.Mounir, B.Amine, DJ.Youcef, C.Ghiles, H.Akli, F.Toufik, B.Rabah, DJ.Toufik, H.Mourad, A.Mohand, Z.Ghiles, A.Assalas ;H.Hillel ; D.Feroudja tout particulièrement Slimani Jugurtha et Gada Said pour leur indéfectible soutien.

Liza

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents, que je ne remercierais jamais assez, dont l'amour, la patience, l'encouragement et les prières sont la source de ma réussite et ma motivation la plus forte;

*Ma mère **Zahra** ma partenaire celle qui m'a éclairée sur le droit chemin, ma source de paix tranquillité amour et douceur;*

*Mon père **M^d Arab** celui qui m'a appris à faire face aux difficultés et qui a planté en moi le sens de la responsabilité, mon guide et mon conseiller;*

Je les remercie pour leur présences et leur sacrifices sans mesures et inconditionnels je leur présente mon respect sans limites et ma promesse la plus noble de gratitude je ne suis que l'image qui reflète leur éducation et leurs efforts et j'en suis fière;

Qu'ils trouvent ici le témoignage de mon attachement et ma reconnaissance, que dieu me les préserve.

*A mes chers frères **Smail, Belkacem et Farid** mes exemples dans la vie et mes sources de sécurité que j'aime plus fort que tous;*

*A mes oncles et tantes maternels et paternels en particulier **Malika**;*

A tous mes cousins et cousines;

*A mon amie ma moitié **AKLI LISA** avec qui j'ai passé la majeure partie de ma vie et les meilleurs moments aussi dont ce travail fructueux qu'on a accompli, ma meilleure pour toujours;*

*A toute sa famille en particulier **Kenza et Zohor**;*

A mes amis Ghanima ma chérie et son mari Lyes, Pedro, ma nounou, Mouma, O.H. Siham, H. Fatiha, H. Chabha, S. Jugurta, G. Said, Z. Ghiles, H. Mourad, B. Rabah, DJ. Toufik, A. Karim, SHM Mounir, B. Amine, F. Toufik, H. Akli, D. Feroudja

FARIDA

Sommaire

SOMMAIRE

- Liste des figures
- Liste des tableaux
- Introduction générale
- Plans d'architectures

CHAPITRE I:

I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.1.1. Description de l'ouvrage	1
I.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	1
I.1.3. Présentation des éléments constituant l'ouvrage	1
I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	4
I.2.1. Béton	4
I.2.2. L'acier.....	8

CHAPITRE II:

II.1. Pré dimensionnement des planchers	12
II.1.1. Plancher en corps creux	12
II.1.2. Panneau en dalle pleine	13
II.2. Pré dimensionnement des poutres	14
II.2.1. Poutres principales.....	15
II.2.2. Poutres secondaires.....	15
II.2.3. Vérification des conditions exigées par le RPA	16
II.3. Pré dimensionnement des voiles.....	16
II.4. Pré dimensionnement des poteaux	18
II.4.1. Descente des charges	19
II.4.2. Vérification des sections selon RPA 99 version 2003.....	27
II.4.3. Vérification des poteaux aux flambement	28

CHAPITRE III:

III.1. L'acrotère	30
III.1.1. Introduction	30

III.1.2. Calcul à L'ELU	31
III.1.3. Vérifications à L'ELU	34
III.1.4. Vérifications à L'ELS	36
III.2. Calcul des escaliers	37
III.2.1. Définitions	37
III.2.2. Terminologie	37
III.2.3. Etude des escaliers	38
III.2.4. Sollicitations de calcul pour un escalier à deux volées identiques.....	41
III.2.5. Calcul des armatures	45
III.2.6. Vérifications à L'ELU	48
III.2.7. Vérifications à L'ELS	50
III.3. Calcul de la poutre palière.....	56
III.3.1. Pré dimensionnement de la poutre palière	56
III.3.2. Vérifications relatives aux exigences du RPA [Art 7.5.1.5/ RPA 99]	57
III.3.3. Détermination des charges	57
III.3.4. Calcul à L'ELU	57
III.3.5. Calcul à L'ELS	62
III.4. Calcul de la salle machine	66
III.4.1. Pré dimensionnement de la dalle pleine	66
III.4.2. Calcul des sollicitations.....	66
III.4.3. Ferrailage.....	69
III.4.4. Vérifications à L'ELU	71
III.4.5. Vérifications à L'ELS	72
III.5. Calcul du plancher.....	77
III.5.1. Calcul de la dalle de compression	77
III.5.2. Calcul des poutrelles	78
III.5.3. Calcul des efforts internes	80
III.5.4. Ferrailage de la poutrelle.....	86
III.5.5. Vérifications à L'ELU	88
III.5.6. Vérifications à L'ELS	90
III.6. Calcul du balcon en dalle pleine	92
III.6.1. Détermination des différentes charges	92
III.6.2. Calcul à l'ELU	92

III.6.3. Vérifications à L'ELU	93
III.6.4. Vérifications à L'ELS	94

CHAPITRE IV:

Partie I: Choix de la méthode utilisée et justification des données introduites au logiciel ROBOT	96
IV.I.1. Choix de la méthode de calcul	96
IV.I.2. Présentation du logiciel ROBOT Structural Analysis Professional 2010.....	96
IV.I.3. Justification des données introduites au logiciel ROBOT	108
Partie II: Vérifications et interprétation des résultats	109
IV.II.1. Justification du système de contreventement	109
IV.II.2. Vérification des résultats du logiciel selon le RPA(2003)	111

CHAPITRE V:

Partie I: Procédures à suivre avec Robot pour extraire les efforts	123
V.I.1. Ferrailage des poutres	123
V.I.2. Ferrailage des poteaux	125
V.I.3. Ferrailage des voiles	126
Partie II: Calcul des ferrailages	127
V.II.1. Ferrailage des poutres	127
V.II.1.1. Recommandations et exigences du RPA	127
V.II.1.2. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU	128
V.II.1.3. Vérifications à L'ELU	131
V.II.1.4. Vérifications à L'ELS	134
V.II.2. Ferrailage des poteaux	136
V.II.2.1. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU	136
V.II.2.2. Vérifications à L'ELU	141
V.II.2.3. Vérifications à L'ELS	146
V.II.3. Ferrailage des voiles	149
V.II.3.1. Introduction.....	149
V.II.3.2. Exposé de la méthode	150
V.II.3.3. Les vérifications.....	153
V.II.4. Exemple de calcul	154

CHAPITRE VI:

VI. Ferrailage du mur plaque	162
VI.1. Introduction	162
VI.2. Les exigences du RPA 99 modifié 2003 [Art 10.1.2]	162
VI.3. Méthode de calcul	162
VI.3.1. Caractéristiques du sol	163
VI.3.2. Détermination des sollicitations	163
VI.3.3. Ferrailage du mur plaque à L'ELU	164
VI.3.4. Vérifications à L'ELU	166
VI.3.5. Vérifications à L'ELS	166

CHAPITRE VII:

VII.1. Introduction.....	168
VII.2. Méthodologie.....	168
VII.3. Etude du sol de fondation	168
VII.4. Choix du type de fondation.....	168
VII.4.1. semelles isolées.....	168
VII.4.2. Semelle filantes.....	169
VII.5. Etude du radier général	171
VII.5.1. Pré dimensionnement du radier	171
VII.5.2. Calcul des sollicitations à la base du radier	174
VII.5.3. Vérifications	175
VII.5.4. Ferrailage du radier.....	178
VII.5.4.1. Ferrailage de la dalle du radier	178
VII.5.4.2. Ferrailage des débords	183
VII.5.4.3. Ferrailage des nervures	183
○ Plans de coffrages	
○ Plans de ferrailages	
○ Conclusion	
○ Référence bibliographique	

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I:

Figure I.1. Coupe de l'escalier	3
Figure I.2. Les murs intérieurs et extérieurs.....	3
Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations du béton (ELU)	7
Figure I.4. Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELS	8
Figure I.5. Diagramme contraintes-déformations	11

CHAPITRE II:

Figure II.1. Coupe verticale de la dalle en corps creux	13
Figure II.2. Coupes de voiles en plan.....	17
Figure II.3. Coupes de voiles en élévation	17
Figure II.4. Surface d'influence	19
Figure II.5. Coupe verticale du plancher terrasse accessible	20
Figure II.6. Coupe verticale d'un mur intérieur	20
Figure II.7. Coupe verticale d'un mur extérieur	21
Figure II.8. Coupe verticale du plancher étage courant	21
Figure II.9. Coupe verticale du plancher en dalle pleine.....	22
Figure II.10. Dégression verticale des surcharges d'exploitation.....	24

CHAPITRE III:

Figure III.1. Coupe verticale de l'acrotère.....	30
Figure III.2. Schéma statique	30
Figure III.3. Diagramme des efforts internes	31
Figure III.4. Terminologie d'un escalier.....	37
Figure III.5. Schéma statique de l'entrée au RDC	38
Figure III.6. Schéma statique de l'escalier du RDC vers les étages supérieurs.....	39
Figure III.7. Schéma statique de l'escalier à L'ELU	42
Figure III.8. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	45
Figure III.9. Schéma statique de l'escalier à l'ELS	50
Figure III.10. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.....	53

Figure III.11. Schéma de la poutre palière	56
Figure III.12. Schéma statique de la poutre palière	57
Figure III.13. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU	58
Figure III.14. Schéma statique de la poutre palière à l'ELS	62
Figure III.15. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS	63
Figure III.16. Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine	66
Figure III.17. Coupe transversale sur un plancher à corps creux	67
Figure III.18. Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression	79
Figure III.19. Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)	81
Figure III.20. Diagramme des moments.....	82
Figure III.21. Diagramme des moments à l'ELU	84
Figure III.22. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	85
Figure III.23. Diagramme des moments à l'ELU	85
Figure III.24. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	86
Figure III.25. Dimensions de la section en Té	86
Figure III.26. Coupe verticale d'un balcon.....	92
Figure III.27. Schéma statique du balcon.....	92

CHAPITRE IV:

Figure IV.1. Page d'accueil du logiciel Robot.....	96
Figure IV.2. Choix du type de structure	97
Figure IV.3. Nouvelle affaire	97
Figure IV.4. Préférence de l'affaire	97

CHAPITRE V:

Figure V.1. Etapes d'extraction des moments " M_y " pour les poutres	124
Figure V.2. Etapes d'extraction des moments pour " M_y " les poteaux	125
Figure V.3. Etapes d'extraction des contraintes pour les voiles	126
Figure V.4. Section simplement armée	128
Figure V.5. Section doublement armée	129
Figure V.6. Schéma de calcul en flexion composée (SPC).....	136

Figure V.7. Schéma de calcul en flexion composée (SEC)	137
Figure V.8. Zone nodale dans le poteau	141
Figure V.9. Disposition des armatures verticales dans les voiles	151
Figure V.10. Position numéro1	154
Figure V.11. Position numéro 2	156
Figure V.12. Délimitation de la zone nodale	157
Figure V.13. Schéma explicatif des sections et espacements adoptés pour la zone tendue... 157	
Figure V.14. Disposition des voiles	159

CHAPITRE VI:

Figure VI.1. Schéma représentatif du mur plaque	162
Figure VI.2. Schéma statique du mur plaque	163
Figure VI.3. Diagramme des contraintes à l'ELU	164
Figure VI.4. Diagramme des contraintes à l'ELS	164
Figure VI.5. Diagramme des moments donné par Robot à L'ELU	165
Figure VI.6. Diagramme des moments donné par Robot à L'ELS.....	166

CHAPITRE VII:

Figure VII.1. Semelle isolée.....	169
Figure VII.2. Semelle continu sous poteaux	169
Figure VII.3. Périmètre utile des poteaux	177
Figure VII.. Périmètre utile des voiles	177
Figure VII.4. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens X-X	185
Figure VII.5. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens X-X	185
Figure VII.6. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens X-X	185
Figure VII.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens X-X	185
Figure VII.8. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens Y-Y	186
Figure VII.9. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens Y-Y	186
Figure VII.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens Y-Y	186
Figure VII.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens Y-Y	186

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II:

Tableau II.1. Vérification des poutres aux conditions exigées par le RPA.....	16
Tableau II.2. Charges permanentes (G) Plancher terrasse accessible	20
Tableau II.3. Charges permanentes (G) aux murs intérieurs	21
Tableau II.4. Charges permanentes (G) aux murs extérieurs	21
Tableau II.5. Charges permanentes (G) étage courant	21
Tableau II.6. Charges permanentes (G) dalle pleine	22
Tableau II.7. Charges d'exploitation (Q)	22
Tableau II.8. Poids propres des planchers	23
Tableau II.9. Poids propres des poutres	23
Tableau II.10. Poids propres des poteaux	23
Tableau II.11. Surcharge d'exploitation revenant à la surface d'influence	24
Tableau II.12. Coefficients de dégression de surcharges	25
Tableau II.13. Dégression des charges d'exploitation	25
Tableau II.14. Sections des poteaux adoptées	26
Tableau II.15. Vérification des sections des poteaux recommandations du RPA	27
Tableau II.16. Vérification des sections des poteaux au flambement	28

CHAPITRE III:

Tableau III.1. Charge totale des paliers.....	41
Tableau III.2. Charge totale de la volée	41
Tableau III.3. Armatures principales aux appuis	46
Tableau III.4. Armatures de répartition aux appuis	46
Tableau III.5. Armatures principales aux appuis	47
Tableau III.6. Armatures de répartition aux appuis.....	47
Tableau III.7. Vérification des exigences du RPA.....	57
Tableau III.8. Condition de vérification de la flèche	65
Tableau III.9. Vérification des sections d'armatures calculée a l'ELU	73

CHAPITRE IV:

Tableau IV.1. Valeurs du coefficient R.....	109
Tableau IV.2. Efforts verticaux et horizontaux agissant sur la structure	110
Tableau IV.3. Pourcentage de la masse participante	111
Tableau IV.4. Valeurs du coefficient CT	112
Tableau IV.5. Période fondamentale	112
Tableau IV.6. Les excentricités	113
Tableau IV.7. Coefficient d'accélération de zone "A"	114
Tableau IV.8. Récapitulatif des différents paramètres	115
Tableau IV.9. Les déplacements inter-étage	120
Tableau IV.10. Vérification de l'effet $P\Delta$ dans le sens xx	121
Tableau IV.11. Vérification de l'effet $P\Delta$ dans le sens yy	122

CHAPITRE V:

Tableau V.1. Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux	127
Tableau V.2. Pourcentage des armatures longitudinales	127
Tableau V.3. Ferrailage des poutres principales.	130
Tableau V.4. Ferrailage des poutres secondaire	130
Tableau V.5. Pourcentage total minimum des aciers	131
Tableau V.6. Calcul de l'espacement	131
Tableau V.7. Vérification au cisaillement	132
Tableau V.8. Influence de l'effort tranchant sur le béton	132
Tableau V.9. Vérification de la condition de non fragilité du béton	134
Tableau V.10. Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux	135
Tableau V.11. Vérifications des contraintes à L'ELS	135
Tableau V.12. Efforts internes dans les poteaux	139
Tableau V.13. Ferrailage des poteaux avec les efforts les plus défavorables	140
Tableau V.14. Sections d'acier minimales et maximales recommandé par le RPA	141
Tableau V.15. Coefficients correcteurs "pa" en fonction de l'élançement géométrique du poteau " λ_g "	143
Tableau V.16. Espacement des armatures transversales	144
Tableau V.17. Quantité minimale d'armatures transversales	144
Tableau V.18. Vérification des contraintes tangentielles	145

Tableau V.19. Vérification de la condition de non fragilité	146
Tableau V.20. Vérification des contraintes	148
Tableau V.21. Ferrailage des voiles	160
Tableau V.22. Vérification des ferrailages et des contraintes	161

CHAPITRE VI:

Tableau VI.1. Caractéristiques du sol	163
Tableau VI.2. Les contraintes horizontales à l'ELU et à l'ELS	163
Tableau VI.3. Ferrailage vertical et horizontal	165
Tableau VI.4. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier	167

CHAPITRE VII:

Tableau VII.1. Calcul de l'excentricité.....	170
Tableau VII.2. Surface des semelles sous les voiles dans le sens XX	170
Tableau VII.3. Surface des semelles sous les voiles dans le sens YY	171
Tableau VII.4. Calcul du moment de renversement	176
Tableau VII.5. Vérification des contraintes du sol sous le radier	176
Tableau VII.6. Calcul de la section d'armatures	180
Tableau VII.7. Vérification de la condition de non fragilité	181
Tableau VII.8. Calcul des contraintes	182
Tableau VII.9. Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X)	184
Tableau VII.10. Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y)	184
Tableau VII.11. Moments fléchissant sens x-x	187
Tableau VII.12. Efforts tranchants sens x-x.....	187
Tableau VII.13. Moments fléchissant sens y-y	187
Tableau VII.14. Efforts tranchants sens y-y.....	187
Tableau VII.15. Calcul des armatures longitudinales	187
Tableau VII.16. Calcul des espacements	188
Tableau VII.17. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	190

Introduction

Introduction générale :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance du bâtiment afin d'assurer sa sécurité. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts que peuvent lui occasionner les séismes et le vent.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique. Donc il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

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

L'ingénieur doit donc définir la qualité de matériaux, les dispositions constructives et les dimensions pour chaque élément de la construction, en suivant des règlements et des méthodes connues [**BAEL91modifié99, RPA99V2003**] qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure. Ce qui permettra, si les secousses sont vraiment trop fortes, de contrôler leur endommagement en empêchant la rupture brutale et l'effondrement.

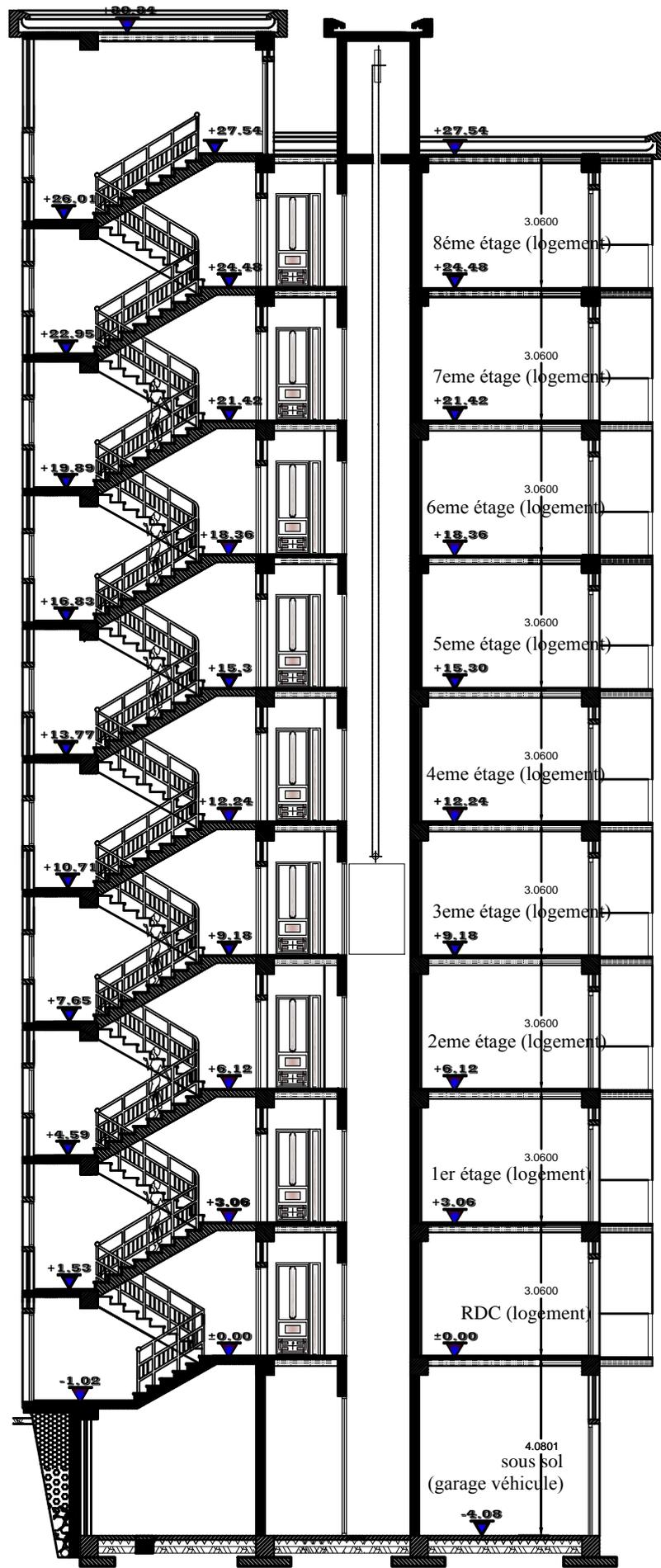
Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Au cours de notre travail qui consiste à l'étude d'une structure [**R+8+ sous-sol**] à usage d'habitation, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien [**RPA99/version 2003**], et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel RBOT-BAT 2014.

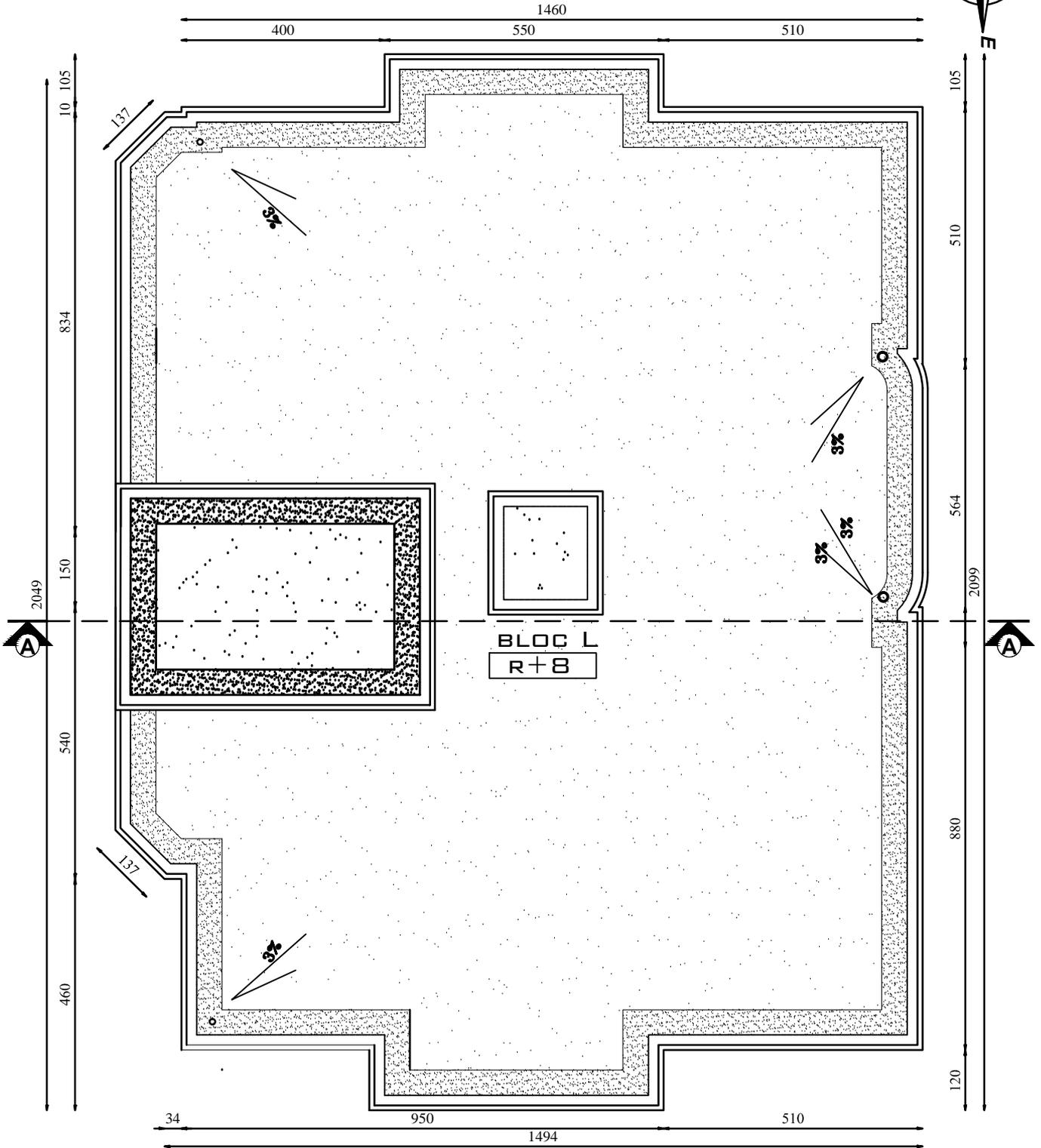
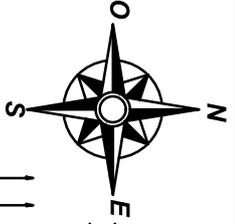
plans d'architecture



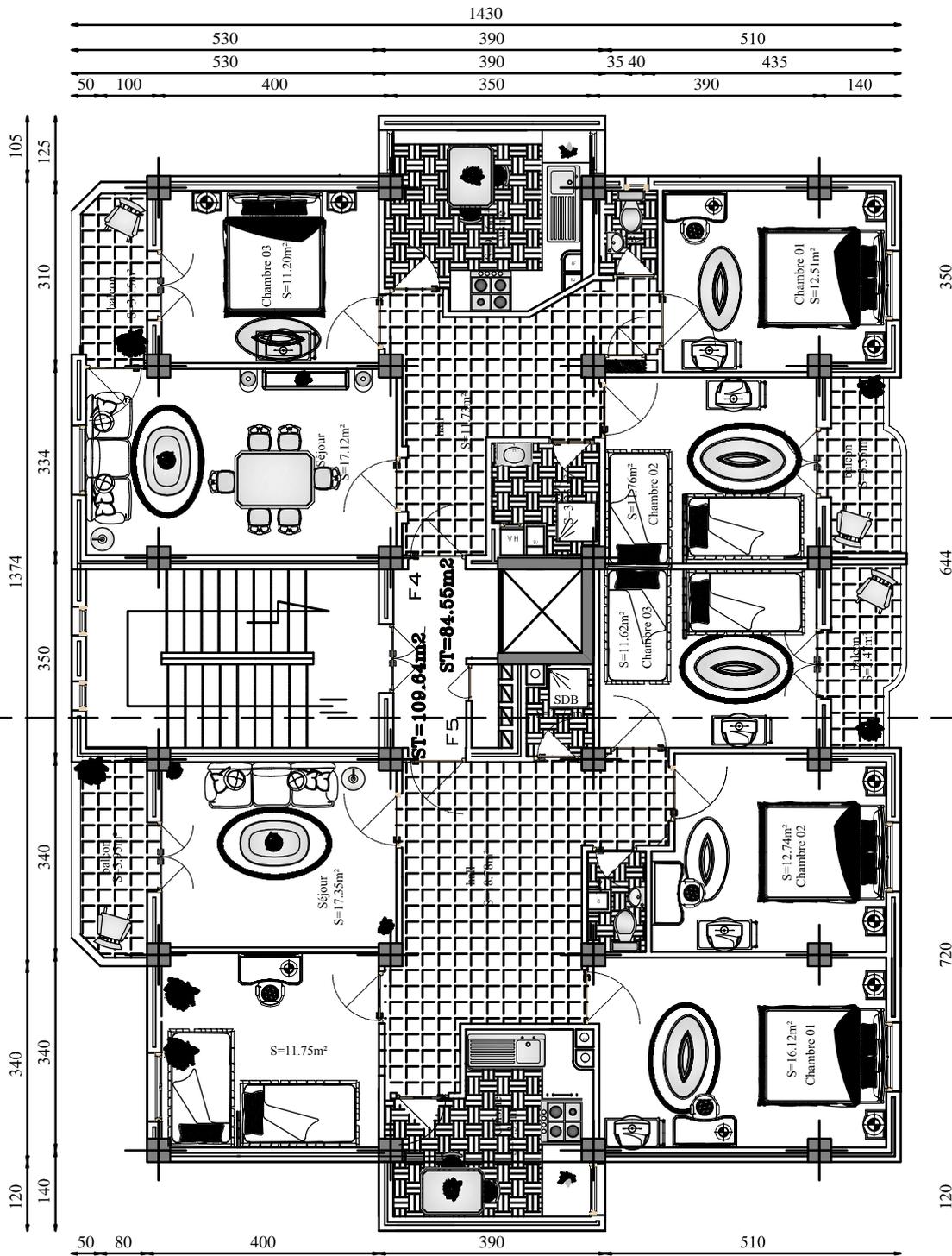
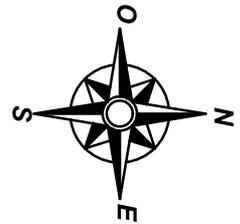
FACADE NORD



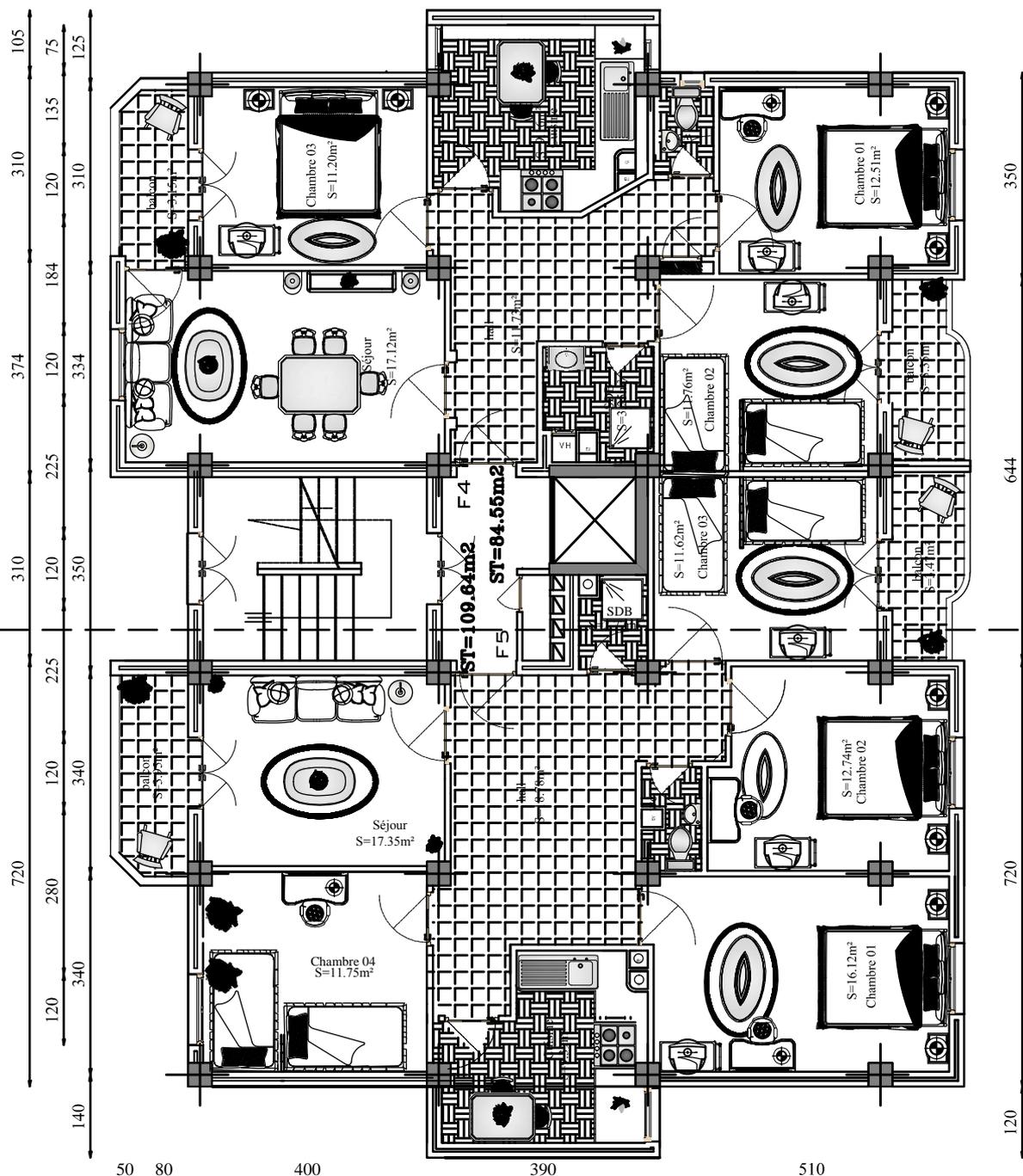
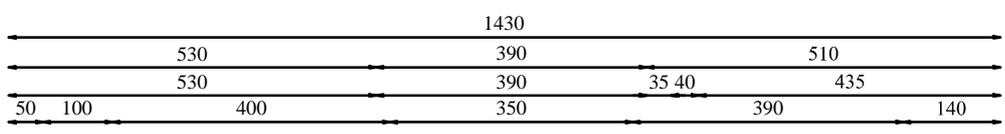
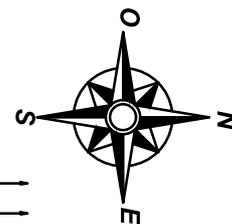
COUPE A-A



TERRASSE

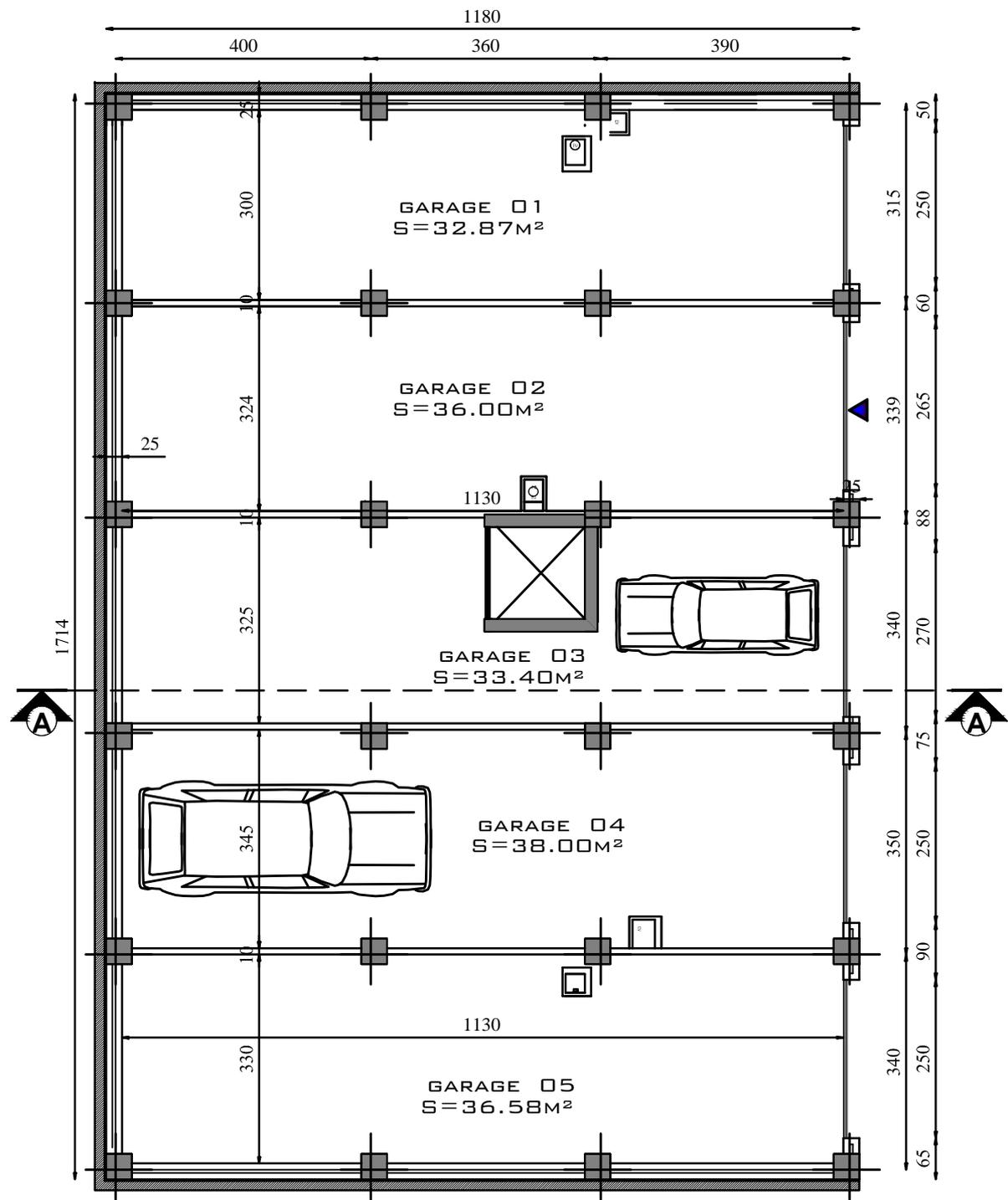
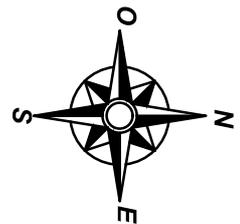


ETAGE COURANT



RDC





SOUS SOL

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

L'ouvrage à calculer consiste en un immeuble en R + 8 avec sous-sol, en utilisant des matériaux et des techniques appropriées.

On commencera dans ce présent chapitre par la présentation globale des éléments constructifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

I.1.1. Description de l'ouvrage :

Notre étude porte sur la réalisation d'un bâtiment comportant un rez de chaussée et 8 étages à usage d'habitation avec un sous-sol qui servira de parking.

Cet immeuble est classé selon le RPA99 (2003) en :

- **Zone sismique** : Implanté à BOUKHALFA qui est selon le RPA99 version 2003 une zone de moyenne sismicité [ANNEXE 1 du RPA].
- L'ouvrage appartient **au groupe d'usage IIb**. « Ouvrages d'importance moyenne » [Article 3.2 du RPA].

D'après le rapport du sol qui nous a été transmis par le bureau d'études, la valeur de la contrainte admissible est de $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.

Le bâtiment sera implanté dans un site de **catégorie S₃** : site meuble [Article 3.3.1 du RPA]

I.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

En plan :

- Longueur totale du bâtiment : $L = 19.39 \text{ m}$
- Largeur totale du bâtiment : $l = 14.40 \text{ m}$

En élévation :

- Hauteur totale du bâtiment : $H_t = 31.62 \text{ m}$
- Hauteur du sous-sol : $H_{SS} = 4.08 \text{ m}$
- Hauteur de l'étage courant : $H_{EC-RDC} = 3.06 \text{ m}$

I.1.3. Présentation des éléments constituant l'ouvrage :

La structure est composée des éléments ci-après :

a. L'ossature du bâtiment :

Ce sont les éléments de l'ouvrage qui assurent sa stabilité. La partie située au dessus du sol est la superstructure, la partie enterrée dans le sol est l'infrastructure.

L'immeuble qui fait objet de notre étude est à ossature mixte, le contreventement est assuré par des voiles et des portiques.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

1. Les portiques :

C'est des éléments constructifs plans constitués de barres (poteaux + poutres) reliés par des nœuds rigides capables de reprendre les forces horizontales et les forces verticales

2. Les voiles :

C'est des murs en béton armé capables de stabiliser le bâtiment vis-à-vis des forces horizontales, ils reprennent aussi une partie des forces verticales et il en existe deux types :

- **Voiles périphériques** : Disposés à la périphérie du bâtiment au sous sol destinés à reprendre les efforts de poussées et de butées des terres sur le sous sol
- **Mur plaque** : Destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

b. Les planchers :

Ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation, ils sont capables de supporter les charges d'utilisation, assurant deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance mécanique** : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **Fonction d'isolation** : Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Notre structure est constituée de deux types de planchers :

1. Les planchers en corps creux :

Les planchers des étages courants sont réalisés en corps creux constitués de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, elles assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures ;
- Entrevous en béton servant de coffrage perdu ;
- Une dalle de compression coulée sur place de 4 à 5cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effet répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

Le plancher terrasse est accessible, comportera un système complexe d'étanchéité multicouche en forme de pente de 1,5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

2. Les Dalles en béton armé :

Les dalles pleines sont des planchers en béton armé à âme pleine ; coulées sur place sur toute son épaisseur (entre 15 et 30 cm).

Elles sont souvent prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux, en particulier pour la cage d'ascenseur et les consoles.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Dans notre cas elles sont prévues pour les balcons et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur).

c. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant la circulation à pied d'un niveau à un autre, réalisé en béton armé coulé sur place.

En ce qui concerne les escaliers de la structure à étudier il s'agit d'un escalier droit à deux volées identiques.

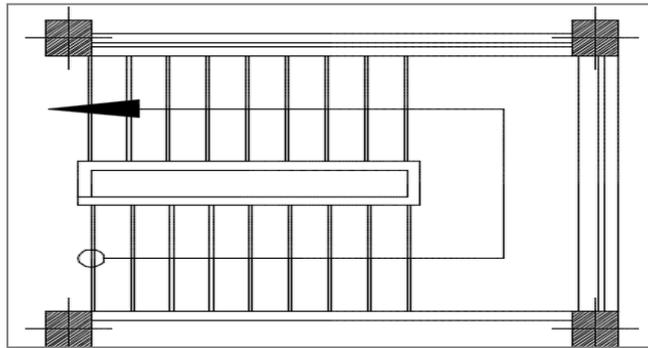


Figure I.1 : coupe de l'escalier.

d. Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte un ascenseur allant du sous sol jusqu'au dernière étage. Sa cage sera réalisée en béton armé.

e. La maçonnerie :

Ouvrage constitué de briques ou de pierres qui sont assemblés par des matériaux élémentaires, liés ou non par du ciment, plâtre ou mortier. Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs:** Ils seront réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de **10cm** d'épaisseur, séparés d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs:** Ils seront réalisés en brique creuses de **10cm** d'épaisseur et seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.

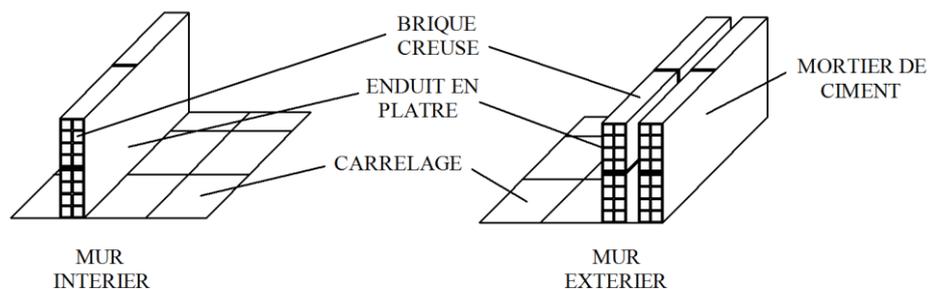


Figure I.2 : Les murs intérieurs et extérieurs.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

f. L'acrotère:

Un muret situé en bordure de toitures terrasse pour permettre la relevée d'étanchéité, il possède des passages pour l'évacuation des eaux de pluie.

g. Fondations:

Les fondations sont l'ensemble des ouvrages enterrés sur lesquels repose une construction, elles assurent la stabilité du bâtiment et transmettent au sol le poids total de l'ouvrage.

Le types de fondations a adopter dépend de la nature du sol d'implantation, l'importance de l'ouvrage et essentiellement de la résistance du sol. Il sera définies dans les chapitres qui suivent.

h. système de coffrage:

Le coffrage est une structure provisoire qui permet de donner à un ouvrage en béton armé sa forme définitive répondant aux exigences architecturales les plus diverses.

i. Revêtements :

Ils seront réalisés en :

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façade.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Pour la conception de l'ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien [RPA 99/Version2003], ainsi qu'aux règles de béton arme [B.A.E.L.91/modifie.99].

I.2.1.Béton :

Le béton est un mélange défini par une formulation, par la quelle on prévoit les quantités des différents constituants pour un volume particulier de béton (généralement 1 m³) et pour lequel on annonce certaines performances (performances de base : consistance et résistance mécanique).

La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances de façon à avoir une résistance caractéristique qui convient.

Le dosage courant, pour 1 m³ de béton est :

- Sable propre.....50 à 400 litres de sable.
- Gravier 800 litres.
- Dosage de ciment CPJ325..... 350 à 400 Kg.
- Eau de gâchage.....200 litres.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.2.1.1. La résistance caractéristique du béton à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, f_{c28} qui est mesurée par l'essai d'écrasement des éprouvettes par compression axiale.

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton.

- **Pour $j < 28$ jours :** elle suit approximativement les lois suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \\ \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \end{array} \right. \quad [\text{Art. 2.1,11/BAEL91 modifié99}]$$

- **Pour $j > 28$ jours :** la valeur f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

f_{cj} : La résistance du béton à la compression à (j) jours.

f_{c28} : La résistance du béton à la compression à 28 jours.

Pour l'étude de notre projet on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I.2.1.2. Résistance à la traction:

La résistance du béton à la traction est faible, il est particulièrement difficile d'obtenir expérimentalement la résistance à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} .

C'est pourquoi, on retient conventionnellement :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad [\text{A.2.1 ,12 / BAEL91 modifié 99}]$$

Cette formule est valable pour $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$.

Dans notre cas :

à 28 jours :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 \end{array} \right. \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

I.2.1.3. Déformations instantanées :

Elle est mesurée à partir d'un test de courte durée (la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures), elle représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

- **Module de déformation longitudinale :**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On a : $E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

- **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « **G** » est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{G} = \frac{\mathbf{E}}{2(1+\nu)}$$

Avec :

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

I.2.1.4. Déformations différées :

Elle est mesurée à partir d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire. Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \cong \frac{E_{ij}}{3} \quad (\text{MPa})$$

Pour: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On a : $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$

I.2.1.5. Le coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson du béton représente le rapport entre la déformation relative transversale ($\Delta d/d$) d'une pièce et la déformation relative longitudinale ($\Delta l/l$).

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

$\nu = 0.00$ Pour un calcul de sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.20$ Pour un calcul de déformations à l'ELS

I.2.1.6. Notions d'états limites :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle elle est conçue, on distingue les catégories d'état limites suivants :

a. Etat limite ultime :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage, autrement dit à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture).

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

- **Diagramme de contrainte / déformation (de calcul) :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

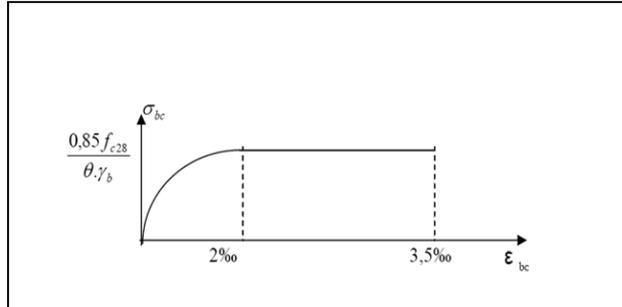


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).

Où :

- σ_{bc} : Contrainte en MPa.
- ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

- La contrainte correspondant à l'état limite ultime s'écrit :

$$f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \dots \dots \dots \text{en situations durables} \\ \gamma_b = 1.15 & \dots \dots \dots \text{en situations accidentelles} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} \theta = 1 & \dots \dots \dots t > 24h \\ \theta = 0.9 & \dots \dots \dots 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0.85 & \dots \dots \dots t \leq 1h \end{cases}$$

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28jours.

Avec: $f_{c28} = 25\text{MPa}$, on trouve :

- Pour des situations durables : $\gamma_b = 1,5$

	$\theta = 1$
f_{bu} (MPa)	14.20

- Pour des situations accidentelles : $\gamma_b = 1.15$

	$\theta = 1$	$\theta = 0.9$	$\theta = 0.85$
f_{bu} (MPa)	18.48	20.53	21.74

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

b. Etat limite de service :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

- **Diagramme de contrainte / déformation :**

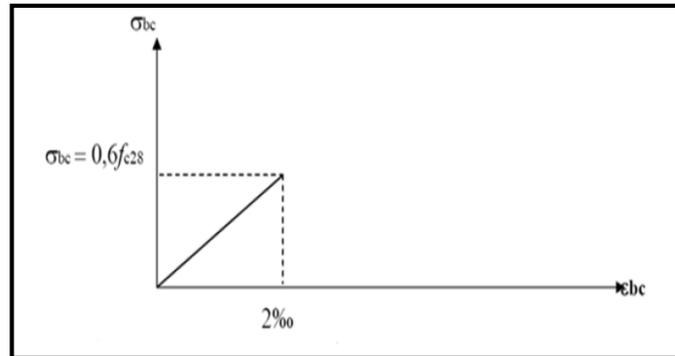


Figure I.4 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\begin{cases} \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \\ f_{c28} = 25\text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

⇒ Pour les vérifications il faut que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

I.2.1.7. Contrainte limite de cisaillement [Art : A5.1, 21 BAEL] :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

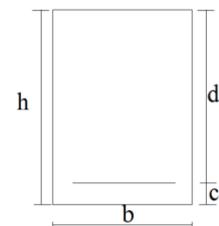
Avec : **V_u** : effort tranchant dans la section étudiée ;

b : largeur de la section cisailée ;

d : hauteur utile (h-c).

h : hauteur totale de la section.

C : enrobage.



$$\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}] \quad \text{pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}] \quad \text{pour la fissuration préjudiciable}$$

I.2.2. L'acier :

En dépit des vertus du béton vis à vis de sa résistance à la compression, il présente un mauvais atout par rapport à la traction d'où vient la nécessité de l'acier qui résiste aussi bien à la traction qu'à la compression.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Les aciers sont caractérisés par leurs limite élastique et leur module d'élasticité, ils se distinguent aussi par leurs nuance, leurs formes ou leurs état de surface (barre lisse, barre haute adhérence).....

En général les aciers utilisés sont :

- Les barres à haute adhérence, de nuances :
Fe E400 de limite élastique $f_e = 400$ MPa
Fe E500 de limite élastique $f_e = 500$ MPa
- Treillis soudés : formés par assemblage des barres de fils lisses ou à haute adhérence.

I.2.2.1. Module d'élasticité :

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa.} \quad [\text{BAEL 91, art A.2.2, 1}]$$

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier.

I.2.2.2. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson des aciers il est pris égal à : $\nu=0,3$.

I.2.2.3. Contrainte limite de l'acier :

a. Contrainte limite ultime :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par [art A.4.3.2 BAEL91]:

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec:

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : Contrainte limite d'élasticité.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ en situation courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ en situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ Les résultats de $\bar{\sigma}_{st}$ pour les aciers couramment utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$f_e = 235 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 204.35 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 235 \text{ MPa}$
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 347.83 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452.17 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 520 \text{ MPa}$

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

b. Contrainte limite de service :

Il est nécessaire de limiter les ouvertures des fissures (risque de corrosion des armatures) et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles du BAEL91.

On distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire. $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

➤ Les résultats de $\bar{\sigma}_{st}$ sont résumés dans le tableau suivant :

$f_e = 235 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 235 \text{ MPa}$
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$

- **Fissuration préjudiciable** : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ en MPa}$$

Avec :

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

η : Coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 \quad : \text{pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta=1.3 \quad \text{pour les aciers de haute adhérence de diamètre } \varnothing < 6\text{mm.} \\ \eta=1.6 \quad \text{pour les aciers de haute adhérence de diamètre } \varnothing \geq 6\text{mm.} \end{array} \right.$$

➤ Les résultants de $\bar{\sigma}_{st}$ sont résumés dans le tableau suivant :

$f_e = 235 \text{ MPa}$	$\eta=1$	$\bar{\sigma}_{st} = 156.67 \text{ MPa}$
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\eta=1.3$	$\bar{\sigma}_{st} = 181.75 \text{ MPa}$
	$\eta=1.6$	$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$

- **Fissuration très préjudiciable** : c'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ en MPa}$$

➤ Les résultants de $\bar{\sigma}_{st}$ sont résumés dans le tableau suivant :

$f_e = 235 \text{ MPa}$	$\eta=1$	$\bar{\sigma}_{st} = 130.42 \text{ MPa}$
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\eta=1.3$	$\bar{\sigma}_{st} = 148.70 \text{ MPa}$
	$\eta=1.6$	$\bar{\sigma}_{st} = 164.97 \text{ MPa}$

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

c. Diagramme contrainte-déformation [Art A.2.2.2/BAEL 91] :

Dans le cas relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant :

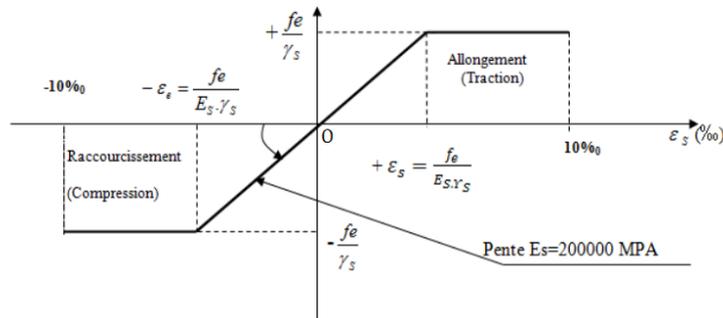


Figure I.5 : Diagramme contraintes – déformation.

- Cas de traction :

- Droite OA (domaine élastique) $\epsilon_s = \frac{f_e}{E_s}$
- AB d'ordonnée (domaine plastique) $\sigma_s = \frac{f_e}{E_s}$
- B correspond à un allongement $\epsilon_s = 10 \%$

- Cas de la compression :

Diagramme symétrique à celui de la traction par rapport à l'origine O.

I.3. Protection des armatures [art A.7.1 BAEL91]:

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage, on doit donc respecter les prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (Réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Chapitre II :

Prédimensionnement des éléments

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Les dimensions des différents éléments composant l'ossature de notre bâtiment, n'étant pas connu à ce stade de l'étude, on procédera donc dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments.

Le pré-dimensionnement des éléments permet d'avoir un pré avis sur les dimensions des éléments de la structure, et cela en déterminant l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage à savoir planchers, poutres, poteaux, voiles...

II.1. Pré dimensionnement des planchers:

II.1.1: Plancher en corps creux:

Notre plancher est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé, ces dernières sont disposées suivant le sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur, elle sera ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

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

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par la relation suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad [\text{BAEL 91 modifié 99 ; Article 6.8.424}]$$

Où :

- h_t : hauteur du plancher
- L_{\max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L_{\max} = L - b$$

L : Distance entre axes des poteaux.

b : Largeur du poteau

On prend un poteau de section (25x25 cm²) qui est la section minimale exigée par le RPA99/2003 dans la zone II_b, [RPA, art : 7.4.1].

Dans notre cas:

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \quad L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm} \\ \bullet \quad h_t \geq \frac{325}{22.5} = 14.44 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ D'où: } \quad \mathbf{h_t = 20 \text{ cm.}}$$

Ainsi, on opte pour un plancher de $h_t = 20 \text{ cm}$; soit un plancher de (16+4)

Avec : -Epaisseur du corps creux est de 16 cm.

-Epaisseur de la dalle de compression est 4 cm.

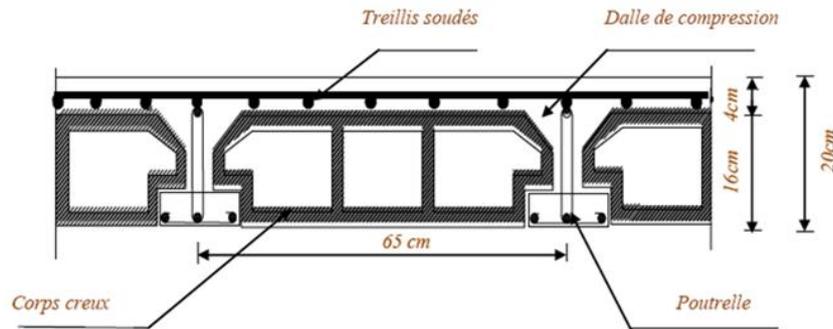


Figure II.1 : coupe verticale de la dalle en corps creux.

II.1.2: Panneaux en dalle pleine:

Pour le hall d'ascenseur et les balcons de notre structure on adoptera des dalles pleines ; l'épaisseur minimale de ces dernières est déterminée ainsi :

- **Dalle pleine des balcons :**

$$0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.50}{3.40} = 0.44 < 1$$

⇒ Le panneau travail dans les deux sens.

- Panneau isolé ⇒ $h_t \geq \frac{l_x}{30}$
- Panneau continue ⇒ $h_t \geq \frac{l_x}{40}$

Avec :

l_x : étant la petite portée de la dalle ($l_x=1.50m$)

l_y : Étant la grande portée de la dalle ($l_y=3.40m$)

D'ou:

$$h_t \geq \frac{150}{30} = 5cm \Rightarrow h_t = 10cm$$

La valeur de h_0 doit également permettre de satisfaire la condition de résistance à l'incendie (résistance au feu).

L'épaisseur de la dalle, doit être égale à **11 cm**, pour une durée de deux heures.

⇒ On adoptera donc une épaisseur de 15 cm.

- **Dalle pleine du hall d'ascenseur :**

$$0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.50}{3.50} = 1 \leq 1$$

⇒ Le panneau travail dans les deux sens.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

- Panneau isolé $\Rightarrow h_t \geq \frac{l_x}{30}$
- Panneau continue $\Rightarrow h_t \geq \frac{l_x}{40}$

Avec :

l_x : Étant la petite portée de la dalle ($l_x=3.50m$)

l_y : Étant la grande portée de la dalle ($l_y=3.50m$)

D'où:

$$h_t \geq \frac{350}{30} = 11.67 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 15 \text{ cm}$$

La valeur de h_t doit également permettre de satisfaire aux conditions suivantes :

- Résistance à l'incendie (résistance au feu) :

L'épaisseur de la dalle, doit être égale à **11 cm**, pour une durée de deux heures.

- Isolation phonique :

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, une masse surfacique minimale sera exigée : 350 Kg/m^2 .

$$M_p \geq \rho_{\text{béton}} \times e_p \geq 350 \text{ Kg/m}^2.$$

Avec :

$$\rho_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^2.$$

D'où l'épaisseur minimale de dalle :

$$e_p \geq \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m} = 14 \text{ cm.} \Rightarrow e_p = 15 \text{ cm.}$$

\Rightarrow On adoptera donc une épaisseur de 15 cm.

II.2. Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments barres en béton armé coulées sur place, elles servent souvent d'intermédiaire dans la transmission des charges et surcharges entre les planchers et les éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portées **L** et sont données par référence au BEAL 91 comme suit :

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h}: \text{ hauteur totale de la poutre.} \\ \mathbf{b}: \text{ largeur de la poutre.} \\ \mathbf{L}_{\max}: \text{ longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré.} \end{array} \right.$$

On doit tenir compte aussi des conditions imposées par le règlement parasismique algérien qui sont détaillées dans l'article [RPA2003-Art 7-5-1] :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4$

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II.2.1: Poutres principales:

Ce sont les poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles.

- **Hauteur :**

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

$$\begin{array}{l} \blacksquare L_{\max} = 400 \text{ cm} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \blacksquare L_{\max} = 400 \text{ cm} \\ \blacksquare \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \end{array}} \right\}$$

$$\begin{array}{l} \blacksquare \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \end{array}$$

$$26.67 \leq h \leq 40 \Rightarrow \mathbf{h = 35cm.}$$

- **Largeur:**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.4h \leq b \leq 0.7h \\ 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \end{array} \right. \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \Rightarrow \mathbf{b = 25cm.}$$

Donc la section de la poutre principale est : **PP (25x35) cm².**

II.2.2: Poutres secondaires:

Se sont les poutres parallèles aux poutrelles qui assurent le chaînage.

- **Hauteur:**

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

$$\begin{array}{l} \blacksquare L_{\max} = 350 \text{ cm} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \blacksquare L_{\max} = 350 \text{ cm} \\ \blacksquare \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \end{array}} \right\}$$

$$\begin{array}{l} \blacksquare \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \end{array}$$

$$23.33 \leq h \leq 35 \Rightarrow \mathbf{h = 30cm.}$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

- **Largeur:**

$$\begin{cases} 0.4h \leq b \leq 0.7h \\ 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \end{cases} \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow \mathbf{b = 25cm}$$

Donc la section de la poutre secondaire est : **PS (25x30) cm²**.

II.2.3: Vérification des conditions exigées par le RPA :

D'après les conditions du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1) relative au coffrage des poutres :

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

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérifier (oui / non)
$h \geq 30\text{cm}$	35 cm	30 cm	oui
$b \geq 20\text{cm}$	25cm	25cm	oui
$\frac{h}{b} \leq 4$	1.4	1.2	oui

Tableau II.1 : Vérification des poutres aux conditions exigées par le RPA.

Finalement, on adoptera les dimensions suivantes :

- Poutres principales (**25 × 35) cm²**.
- Poutres secondaires (**25 × 30) cm²**.

II.3. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement rigides en béton armé coulés sur place.

Le pré dimensionnement se fera conformément aux règles du RPA 99 version 2003

(Article 7.7.1).

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

- **Epaisseur du voile**

L'épaisseur minimale des voiles est de ($a = 15\text{cm}$) elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure (II.4):

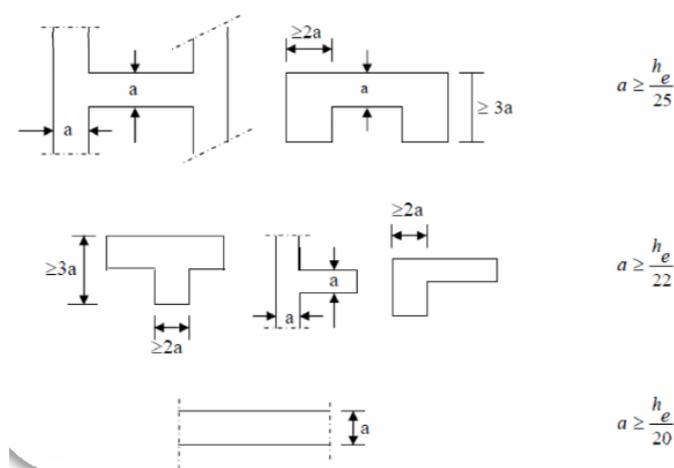


Figure II.2: Coupes de voiles en plan.

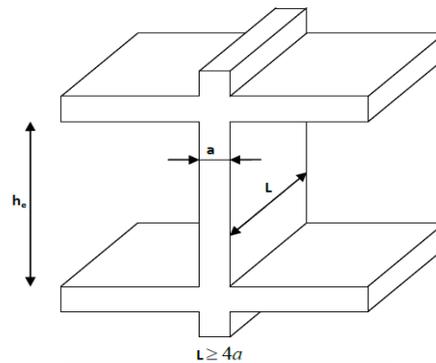


Figure II.3 : Coupes de voile en élévation.

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante : $a \geq \frac{h_e}{20}$

On a:

$$h_e = h - e_p \quad \text{Où: } e_p : \text{Hauteur du plancher} = 20\text{cm}$$

- **Pour le sous-sol :**

$$\begin{cases} h_e = h - e_p = 408 - 20 = 388\text{cm} \\ a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{On prend l'épaisseur de voile } a = 20 \text{ cm}$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

▪ Pour l'étage courant:

$$\begin{cases} h_e = h - e_p = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \\ a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{On prend l'épaisseur de voile } a = 15 \text{ cm.}$$

➤ On prend: $e_p = 20 \text{ cm}$ pour tous les voiles.

• Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1):

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L_{\min} \geq 4a$.

Avec :

L_{\min} : Portée minimale des voiles.

a : Épaisseur du voile.

$$\Rightarrow L_{\min} = 1 \text{ m} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} = 0.8 \text{ m} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

L'ouvrage sera implanté à TIZI OUZOU, zone de moyenne sismicité (II_a); L'épaisseur minimale exigée est de 15cm

$$\Rightarrow a = 20 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

II.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des porteurs verticaux en béton armé qui ont pour but la transmission des forces (résultantes de la descente de charge) du haut vers le bas, autrement dit descendre les charges jusqu'aux fondations, leurs forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, selon la combinaison suivante:

$$N_s = G + Q$$

Avec :

N_s : effort normal repris par le poteau;

G : charge permanente;

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, qui sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) par la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et vérifiant les exigences du (RPA 99 modifié 2003) on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité qui est donné par la formule suivante:

$$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Avec:

- **S**: section du poteau considéré
- N_s : Effort normal revenant au poteau.
- σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression.
- $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$ en MPa à 28 jours $\Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa

Selon le RPA (Article 7.4.1), les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire la condition suivante :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{en zones I et II}_a$$

II.4.1.Descente des charges :

La descente de charges a pour objectif de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

Les valeurs obtenues permettront de dimensionner les poteaux.

II.4.1.1.Surface d'influence :

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque poteau appelées surface d'influence.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est le poteau (D₂), le calcul de la surface d'influence donne les résultats illustrés dans la figure suivante:

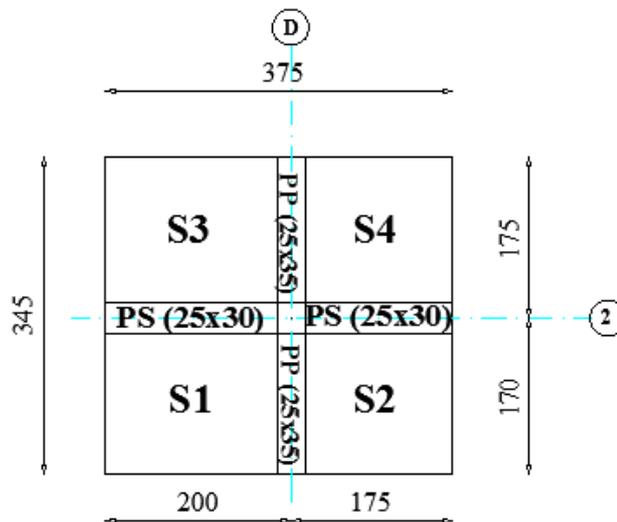


Figure II.4: surface d'influence.

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (2 \times 1.7) + (1.75 \times 1.7) + (2 \times 1.7) + (1.75 \times 1.7) = 12.75 \text{m}^2$$

$$S' = (3.75 \times 0.25) + (3.4 \times 0.25) - (0.25 \times 0.25) = 1.725 \text{m}^2$$

$$S_t = S + S' = 14.475 \text{m}^2$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Remarque : L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.4.1.2. Détermination des charges et surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes G et surcharges d'exploitation Q nous allons nous référer au DTR B.C.22 [4]

a. Charges permanentes :

Les charges permanentes se résument dans les tableaux ci-dessous pour chaque élément :

- Plancher terrasse (accessible) :

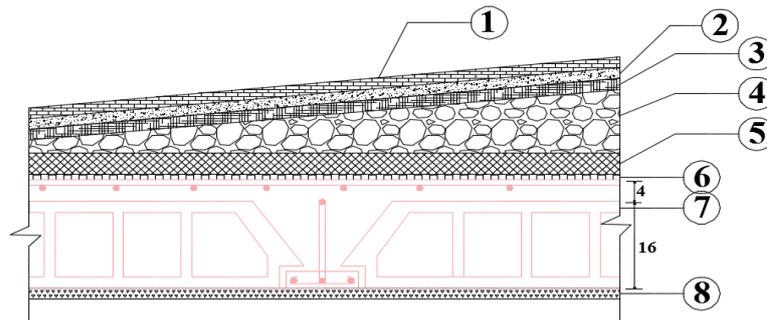


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse accessible.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
4	Béton en forme de pente	0.04	22	0.88
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
7	Plancher en corps creux (16+4)	0.20	_____	2.80
8	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				4.97

Tableau II.2 : Charges permanentes (G) Plancher terrasse accessible.

- Murs intérieurs :

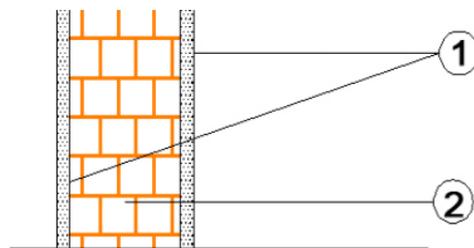


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9.0	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G _t				1.30

Tableau II.3 : Charges permanentes (G) aux murs intérieurs.

- Murs extérieurs :

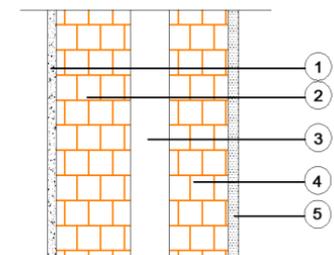


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	00.00	00.00
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G total				2.36

Tableau II.4 : Charges permanentes (G) aux murs extérieurs.

- Plancher étage courant :

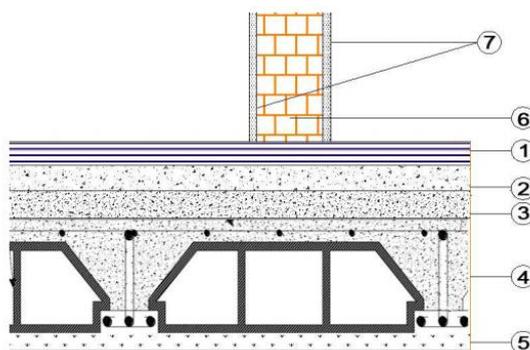


Figure II.8 : coupe verticale du plancher étage courant.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en corps creux	0.02	—	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Briques creuse	0.10	9	0.90
7	Enduit de plâtre	0.02×2	10	0.40
Charge permanente totale G _t				5.64

Tableau II.5 : Charges permanentes (G) étage courant.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

- **Plancher en dalle pleine :**

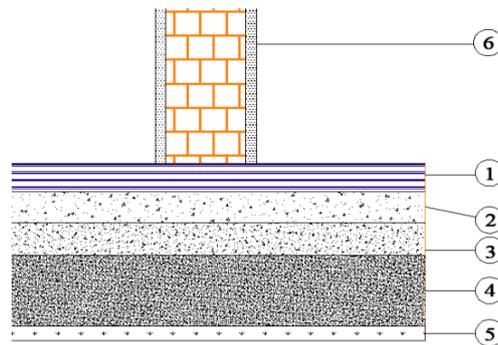


Figure II.9 : coupe verticale du plancher en dalle pleine.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	-----	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
6	Cloisons intérieurs y compris enduit plâtre	0.14	-----	1.30
Charge permanente totale G_t				6.75

Tableau II.6 : Charges permanentes (G) dalle pleine.

b. surcharges d'exploitations :

Comme nous l'avons déjà fait pour les charges permanentes nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

➤ Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse (accessible)	1.5
Plancher RDC et d'étage courant (logements)	1.5
Plancher du sous-sol (garage pour les véhicules).	2.5
Balcon	3.5
Porte à faux	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1.00

Tableau II.7 : Charges d'exploitation (Q).

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II.4.1.3. Détermination du poids propre des éléments :

$$\rho = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$$

a. poids propre des planchers :

plancher	Surface d'influence S (m ²)	Charges G (KN/m ²)	Charges permanente du plancher P (KN)
terrasse	12.75	4.97	$P = G \times S = \underline{63.368}$
Etage courant	12.75	5.64	$P = G \times S = \underline{71.91}$

Tableau II.8 : poids propres des planchers.

b. poids propre des poutres :

poutres	Charge permanente des poutres G (KN)	Charge permanente totale des poutres P totale= G _{PP} +G _{PS} (KN)
Poutres principales	$G_{PP} = 3.75 \times 0.25 \times 0.35 \times 25$ $= \underline{8.203}$	$P_{\text{total}} = 9.844 + 6.375$ $= \underline{14.578}$
Poutres secondaires	$G_{PS} = 3.4 \times 0.25 \times 0.3 \times 25$ $= \underline{6.375}$	

Tableau II.9 : poids propres des poutres.

c. propres des poteaux :

Pour nos calculs on prendra une section des poteaux égale (25×25) la section minimale préconisée par le RPA en zone II_a (Art 7.4.1. RPA99/2003).

$$G_{\text{pot}} = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{pot}} \times h_{\text{libre}}$$

$$h_{\text{libre}} = h_{\text{étage}} - h_{\text{pp}}$$

poteaux	h libre (m)	Charges permanente du plancher P (KN)
Poteau sous-sol	$4.08 - 0.35 = 3.73$	$G_{\text{pot}_{ss}} = 0.25 \times 0.25 \times 3.73 \times 25 = 5.828$
Poteau RDC	$3.06 - 0.35 = 2.71$	$G_{\text{pot}_{RDC}} = 0.25 \times 0.25 \times 2.71 \times 25 = 4.234$
Poteau étage courant	$3.06 - 0.35 = 2.71$	$G_{\text{pot}_{EC}} = 0.25 \times 0.25 \times 2.71 \times 25 = 4.234$

Tableau II.10 : poids propres des poteaux.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

d. Surcharge d'exploitation :

plancher	Surface d'influence (m ²)	Surcharges d'exploitations Q (KN/m ²)	Surcharge d'exploitation du plancher (KN)
Plancher sous-sol (parking)	14.475	2.5	36.188
Plancher RDC+EC (logement)	14.475	1.5	21.713
Plancher terrasse (accessible)	14.475	1.5	21.713

Tableau II.11 : Surcharge d'exploitation revenant à la surface d'influence.

II.4.1.4. Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression:

Les règles du DTR 2.2 (Art 6.3) nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanété du chargement sur tous les planchers.

Cette loi s'applique aux bâtiments très élancés ; dont le nombre de niveau est supérieur à 5 ce qui est notre cas, autrement dit aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

- La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \times \sum_{i=1}^n Q_i \quad \Rightarrow \quad \text{pour } n \geq 5.$$

Car les niveaux ne sont pas chargés de la même manière.

Avec :

Q₀: Surcharge d'exploitation à la terrasse;

Q_i: Surcharge d'exploitation de l'étage i;

n: Numéro de l'étage du haut vers le bas

Q_n: Surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de dégression des surcharges.

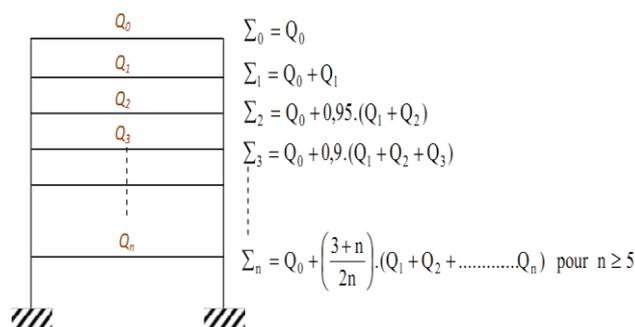


Figure II.10 : Dégression vertical des surcharges d'exploitation.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

➤ Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients en fonction des étages :

Niveau	8 ^{ème} -0-	7 ^{ème} -1-	6 ^{ème} -2-	5 ^{ème} -3-	4 ^{ème} -4-	3 ^{ème} -5-	2 ^{ème} -6-	1 ^{er} -7-	RDC -8-	s/sol -9-
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688	0.667

Tableau II.12 : Coefficients de dégression de surcharges.

Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression:

Avec :

- La surface d'influence : $S_{\text{Total}} = 14.475 \text{ m}^2$.
- Plancher terrasse accessible :

$$Q_0 = 1.5 \times 14.475 = \mathbf{21.713 \text{ KN.}}$$

- Plancher à usage d'habitation :

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = 1.5 \times 14.475 = \mathbf{21.713 \text{ KN}}$$

- Plancher sous-sol (parking) :
- $$Q_9 = 2.5 \times 14.475 = \mathbf{36.188 \text{ KN.}}$$

- Les surcharges cumulées Q_n :

Niveaux	Opérations	Résultats (KN)
Niveau 8	$Q_0=1.5 \times 14.475$	21.713
Niveau 7	$Q_0+ Q_1 = 2 \times 21.713$	43.426
Niveau 6	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2) = 21.713+41.255$	62.968
Niveau 5	$Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3) = 21.713+58.625$	80.338
Niveau 4	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 21.713+73.824$	95.537
Niveau 3	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 21.713+86.852$	108.565
Niveau 2	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 21.713+97.709$	119.422
Niveau 1	$Q_0+0.714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 21.713+108.522$	130.235
RDC	$Q_0+0.688(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=21.713+119.508$	141.221
Sous-sol	$Q_0+0.667(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=21.713+139.998$	161.711

Tableau II.13: Dégression des charges d'exploitation.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Tableau II.14 : Sections des poteaux adoptées.

Niveau	Charges permanentes [KN]					Charges d'exploitations [KN]		Efforts normaux N_s [KN]	Section [cm ²]	
	Poids des Planchers [KN]	Poids des poteaux [KN]	Poids des poutres [KN]	G [KN]	G Cumulée [KN]	Q [KN]	Q Cumulée [KN]	$N_s=G+Q$ [KN]	$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ (Cm ²)	Section adoptée (b×h) (Cm ²)
8	63.368	4.234	14.578	82.18	82.18	21.713	21.713	103.893	69.262	25 × 25
7	71.91	4.234	14.578	90.722	172.902	43.426	65.139	238.041	158.694	25 × 25
6	71.91	4.234	14.578	90.722	263.624	62.968	128.107	391.731	261.154	25 × 25
5	71.91	4.234	14.578	90.722	354.346	80.338	208.445	562.791	375.194	25 × 25
4	71.91	4.234	14.578	90.722	445.068	95.537	303.982	749.05	499.367	25 × 25
3	71.91	4.234	14.578	90.722	535.79	108.565	412.547	948.337	632.22	30×30
2	71.91	6.098	14.578	92.586	628.376	119.422	531.969	1160.345	773.56	30×30
1	71.91	6.098	14.578	92.586	720.962	130.235	662.204	1383.166	922.11	35×35
RDC	71.91	8.299	14.578	94.787	815.749	141.221	803.425	1619.174	1079.44	35×35
Sous-sol	71.91	11.423	14.578	97.991	913.66	161.711	965.136	1878.796	1252.53	40 × 40

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

NB : les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d'être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :

- Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton.
- Si la période de vibration n'est pas vérifiée.

II.4.2. Vérification des sections selon RPA 99 version 2003 :

Selon l'article [7.7.1] du RPA 99 mod 2003 :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ pour la zone I et II_a
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Section des poteaux des différents niveaux	Vérification des conditions	
25×25 (du 4 ^{ème} au 8 ^{ème})	Min (b,h) = 25 = 25	Condition vérifiée
	Min (b,h) = 25 $\geq \frac{343}{20} = 15.30\text{cm}$	Condition vérifiée
	0.25 < 1 < 4	Condition vérifiée
30×30 (le 2 ^{ème} et 3 ^{ème})	Min (b,h) = 30 > 25	Condition vérifiée
	Min (b,h) = 30 $\geq \frac{306}{20} = 15.30\text{cm}$	Condition vérifiée
	0.25 < 1 < 4	Condition vérifiée
35×35 (Le 1 ^{er} et le RDC)	Min (b,h) = 35 > 25	Condition vérifiée
	Min (b,h) = 35 $\geq \frac{306}{20} = 15.30\text{cm}$	Condition vérifiée
	0.25 < 1 < 4	Condition vérifiée
40×40 (le s/sol)	Min (b,h) = 40 > 25	Condition vérifiée
	Min (b,h) = 40 $\geq \frac{306}{20} = 15.30\text{cm}$	Condition vérifiée
	0.25 < 1 < 4	Condition vérifiée

Tableau II.15: Vérification des sections des poteaux recommandations du RPA.

- Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II.4.3. Vérification des poteaux au flambement :

Lorsque une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement. Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier l'élancement λ des poteaux :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 5$$

Avec :

- L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$).
- L_0 : hauteur libre du poteau
- i : rayon de giration ($i = \sqrt{I/S}$)
- S : section transversale du poteau ($b \times h$) d'où dans notre cas $b=h$ section carrée.
- I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{bh^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12} \cdot 2$)

D'où :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{I_{yy}/S}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{b^2/12}} = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} = 2.4248 \frac{L_0}{b}$$

Vérifications :

Section des poteaux des différents niveaux	hauteur libre du poteau	Vérification des conditions	
25×25 (du 4 ^{ème} au 8 ^{ème})	$L_0 = 3.06 \text{ m}$	$\lambda = 29.68 < 50$	Condition vérifiée
30×30 (le 2 ^{ème} et 3 ^{ème})	$L_0 = 3.06 \text{ m}$	$\lambda = 24.73 < 50$	Condition vérifiée
35×35 (Le 1 ^{er} et le RDC)	$L_0 = 3.06 \text{ m}$	$\lambda = 21.20 < 50$	Condition vérifiée
40×40 (le s/sol)	$L_0 = 4.08 \text{ m}$	$\lambda = 24.73 < 50$	Condition vérifiée

Tableau II.16: Vérification des sections des poteaux au flambement.

- Toutes les sections des poteaux de notre structure sont conformes aux conditions de stabilité de forme.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Conclusion :

Les valeurs de sections des poteaux sont retenues car elles sont conformes aux exigences du RPA99 version 2003 et aux conditions de stabilité de forme.

Résumé :

Tous calculs fait, on a opté pour le pré-dimensionnement suivant :

- Plancher à corps creux : (16+4) cm.
- Poutres $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales : (25x35) cm}^2. \\ \text{Poutres secondaires : (25x30) cm}^2. \end{array} \right.$
- Poteaux :

Niveau	Section adoptée (b×h) [cm ²]
(du 4 ^{ème} au 8 ^{ème})	(25×25)
(le 2 ^{ème} et 3 ^{ème})	(30×30)
(Le 1 ^{er} et le RDC)	(35×35)
(le s/sol)	(40×40)

- Voiles : épaisseur de 20 cm.
- Dalles plaines : épaisseur de 15 cm.

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Introduction :

On procédera dans ce chapitre au dimensionnement et au calcul des éléments secondaires constituant notre structure.

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitations.

On peut énumérer l'ensemble de ces éléments comme suit :

- L'acrotère
- L'escalier
- la poutre palière
- L'ascenseur
- Les planchers en corps creux
- Balcon en dalle pleine

III.1.L'acrotère :

III.1.1.Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé entourant la terrasse d'un bâtiment, il sert à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toutes chutes.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse dont la section la plus dangereuse se situe au niveau de l'encastrement.

Son ferrailage se calcule pour une bande de 1 ml en flexion composée sous l'effet de :

- L'effort normal N_G dû à son poids propre.
- Surcharge horizontale Q due à la main courante estimée à $1(\text{KN/ml})$ non pondérée provoquant un moment de flexion (M_Q).
- L'effort sismique.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables.

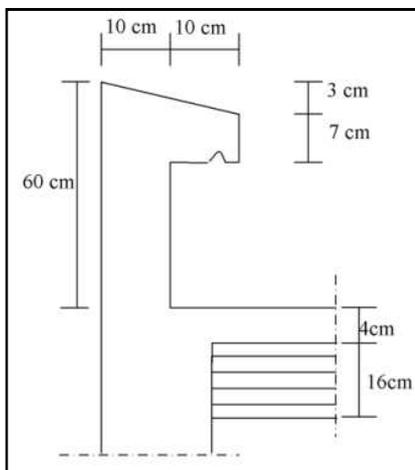


Figure III.1 : coupe verticale de l'acrotère.

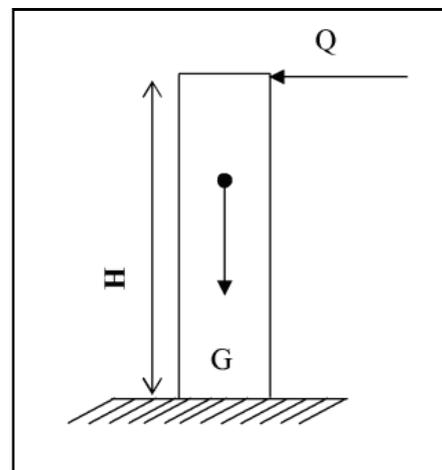


Figure III.2 : Schéma statique.

III.1.2 : Calcul a l'ELU :

III.1.2.1. Evaluation des sollicitations :

a. Chargement :

- Poids propre de 1m de largeur de l'acrotère:

$$G = \rho \cdot S \cdot 1m$$

Avec :

ρ : masse volumique du béton = 2500kg/m³ = 25KN/m³.

S : section longitudinale de l'acrotère

$$G = 25 \times \left[(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \frac{(0.1 \times 0.03)}{2} \right] \times 1ml = 1.7125 \text{ kN/ml.}$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml.}$$

- Effort horizontal dû à la main courante (Surcharge d'exploitation) :

$$Q = 1.00 \text{ KN/ml.}$$

b. Calcul des sollicitations :

- Effort normal à la base dû au poids propre G :

$$N_G = G \cdot 1ml = 1,7125 \text{ KN.}$$

- Effort tranchant dû à la surcharge Q:

$$T_Q = Q \cdot 1ml = 1 \text{ KN.}$$

- Moment de flexion dû à G :

$$M_G = 0$$

- Moment fléchissant maximal dû à la surcharge Q (moment de renversement) :

$$M_Q = T \cdot H, \text{ Tel que } H : \text{ hauteur de l'acrotère } H = 0.6 \text{ m}$$

$$M_Q = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$$

c. Diagramme des efforts internes :

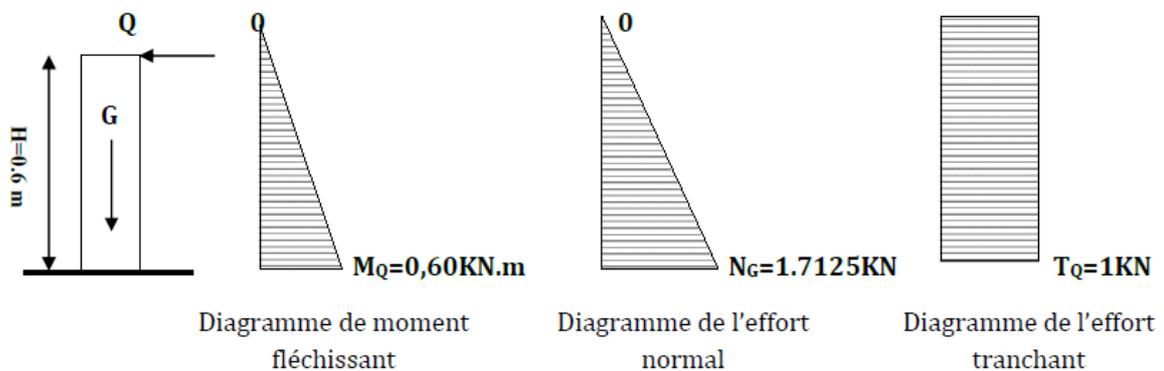


Figure III.3: Diagrammes des efforts internes.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III.1.2.2. Combinaisons de charges :

▪ **L'ELU :**

La combinaison est : **1.35G + 1.5Q**

$$\begin{cases} N_u = 1.35 \times N_G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.m} \\ T_u = 1.5 \times T_Q = 1.5 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ **L'ELS :**

La combinaison est : **G + Q**

$$\begin{cases} N_s = N_G = 1.7125 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0.60 \text{ KN.m} \\ T_s = T_Q = 1 \text{ KN} \end{cases}$$

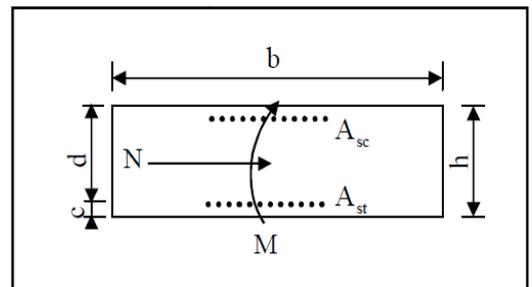
III.1.2.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

▪ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Le ferrailage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée, ce qui nous conduit à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer aux vérifications de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

- $h = 10 \text{ cm}$.
- $b = 100 \text{ cm}$.
- On prend $c=c'=3 \text{ cm}$ car la zone est soumise aux condensations.
- d : Hauteur utile $d = h - c = 7\text{cm}$.



▪ **Position du centre de pression c_p :**

- **Calcul de l'excentricité :**

$$\begin{cases} e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.312} = 39 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

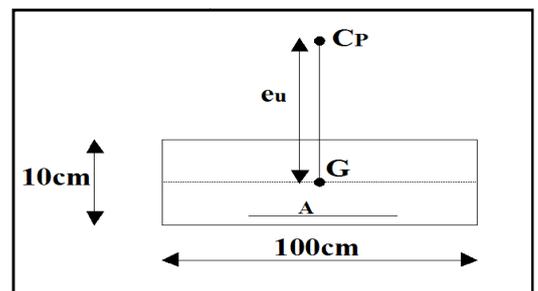
Avec :

M_u : Moment du à la compression.

N_u : Effort de compression.

e_u : Excentricité.

c_p : Centre de pression.



Chapitre III : calcul des éléments secondaires

$e_u = 39 \text{ cm} > 2 \text{ cm} \Rightarrow$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée **SPC**.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f , qui sert à déterminer la section des armatures fictives A_f , puis on passe à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de A_f déjà calculée.

▪ Calcul de la section d'armature en flexion simple :

• Moment fictif M_f :

$$M_f = N_U \cdot g \quad \text{Avec : } g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

g : distance entre le centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues

$$M_f = 2.312 \times \left[0.39 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03\right)\right] = 0.95 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_f = 0.95 \text{ KN.m}}$$

• Armatures fictives (flexion simple) :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.95 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.0136$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.} \\ \bullet M_f = 0.95 \text{ KN.m} \\ \bullet b = 1000 \text{ mm.} \\ \bullet d = 70 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

$\mu_b = 0.0136 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

On prend : $\mu_b = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$ (tirer du tableau)

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \beta = 0.993$$

$$\text{Donc : } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{950}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.393 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{stf} = 0.393 \text{ cm}^2}$$

• Armatures réelles (flexion composée) :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.392 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.327 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{st} = 0.327 \text{ cm}^2.}$$

III.1.3. Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité [BAEL 99 Art A.4.2.1]:

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_{st} \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \left[\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.7125} = 0.35m.$$

$$f_{t28} = 2.1MPa.$$

$$f_e = 400MPa.$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 7 \times \left[\frac{35 - (0.455 \times 7)}{35 - (0.185 \times 7)} \right] = 0.8cm^2$$

Remarquons que : $A_{min} = 0.8cm^2 > A_{st} = 0.327cm^2 \Rightarrow$ la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale d'armatures imposée par cette condition.

$$A_{st} = A_{min} = 0.8cm^2$$

Soit $A_{adopeté} = 4 HA 8 = 2.01 cm^2/ml$ avec un espacement $St = 25cm$.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{adopeté}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5cm^2/ml$$

Soit: $A_r = 4 HA 8 = 2.01cm^2$ avec un espacement $St = 20cm$.

b. Vérifications au cisaillement [Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99]:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \right\} [MPa].$$

- Contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021MPa.$$

Avec : V_u : effort tranchant à l'ELU = $T_U = 1.5KN$.

- Contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_u$:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25 = 3.333 MPa, 5 MPa \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.333MPa.$$

$\tau_u = 0.021MPa < \bar{\tau}_u = 3.333MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

c. Vérifications des Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres :

- **Entraînement des barres :**

Les contraintes d'entraînement des armatures en partie courante (la zone médiane) doivent être limitées pour ne pas endommager le béton, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

- $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.
 $\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi = 4 \times 8 \times \pi = 100.531\text{mm.}$
- Ψ_s : Coefficient de scellement (fonction de la nuance d'acier)
 $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).
- $f_{t28} = 2.1\text{MPa.}$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.531} = 0.237\text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa.}$$

On a: $\tau_{se} = 0.237\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \Rightarrow$ Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

d. Ancrage des barres aux appuis [Art 6.1, 221/BAEL 91]:

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne

$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \tau_{su} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.} \\ f_e = 400 \text{ MPa.} \\ \Psi_s = 1.5 \end{cases}$$

$$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.187\text{mm} = \mathbf{28.219 \text{ cm.}}$$

- D'après le **BAEL 91[Art6.1.221]**, la longueur de scellement pour les HA 400 est de :

$$l_s = 35\emptyset = 35 \times 0.8 = \mathbf{28\text{cm.}}$$

Donc on opte pour : $l_s = \mathbf{30\text{cm.}}$

e. Espacement des barres :

- **Armature principales :**

$$S_t = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

- **Armatures de répartition :**

$$S_t = 20\text{cm} < \text{Min}(3h ; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.1.4. Vérifications à l'ELS :

- **Les contraintes limites dans le béton et l'acier :**

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

- **contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{0.6 \times 10^3}{2.01 \times 0.9155 \times 7} = 46.580\text{MPa.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \beta_1 = 0.9155 \text{ et } k_1 = 44.17 \\ M_s = 0.6\text{KN.m} \end{array} \right.$$

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ en MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa (Déjà calculé chapitre I)}$$

D'où :

$$\sigma_{st} = 46.580 \text{ MPa.} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{46.580}{44.17} = 1.055 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 1.055\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2 .Calcul des escaliers :

III.2.1.Définitions :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Notre structure comporte une seule cage d'escalier, pour l'escalier menant au rez de chaussé l'architecte a prévu un escalier droit composé d'une seule volée, pour celui menant du rez de chaussé aux étages courants il a prévu un escalier droit composé de deux volées.

III.2.2. Terminologie :

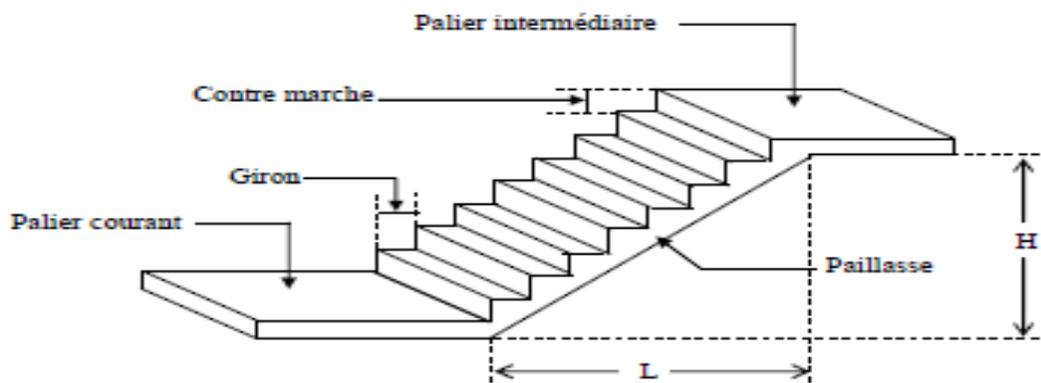


Figure III.4 : Terminologie d'un escalier.

▪ Caractéristiques dimensionnelles :

- **Marche**: surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- **Contremarche** : désigne la face verticale située entre deux marches consécutives.
- **La hauteur de marche** : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante. Les hauteurs des marches des escaliers intérieurs varient de 14 à 20 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escalier, la hauteur est souvent désignée par la lettre **h**.
- **Le giron** : la distance en plan séparant deux contre marches successives. Les giron des marches des escaliers intérieurs varient de 22 à 33 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escaliers, le giron est souvent désigné par la lettre **g**.
- **La volée**: ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.
- **L'emmarchement**: largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs.

- **La paillasse d'épaisseur e_p** : dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

- **Le palier** : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.

III.2.3. Etude des escaliers :

III.2.3.1. Etude de l'escalier d'entrée au RDC :

- Schéma statique :

Il est constitué d'une volée telle quelle est montrée ci-après :

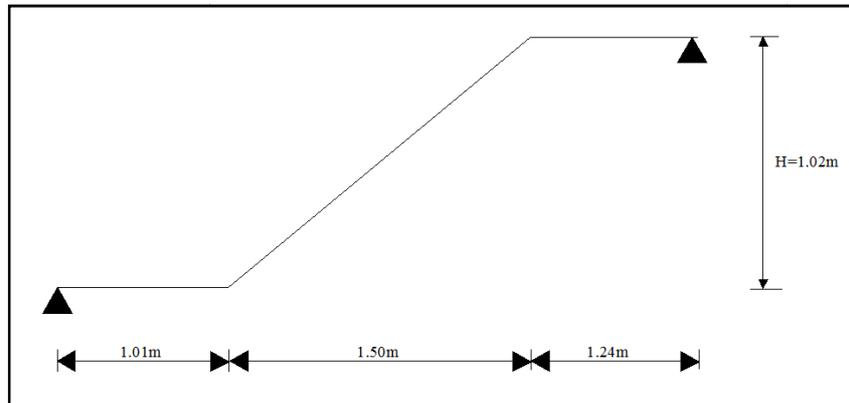


Figure III.5. Schéma statique de d'entrée au RDC

On notera :

- $l_1 = 1.01$ m
- l_p : longueur réelle de la paillasse = 1.50 m
- $l_2 = 1.24$ m
- l : Longueur de la paillasse projetée.

- **Dimensionnement de l'escalier :**

Le dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- **Hauteur de la marche h :**

On a : $14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$.

- **Nombre de marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.02}{0.17} = 6$$

- **Nombre de contremarche m:**

$$m = n - 1 = 5$$

- **Le giron g :**

On a : $22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$

$$g = \frac{l_p}{m} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$$

On prend : $g = 30 \text{ cm}$.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

- **Vérification de la formule de BLONDEL :**

Les dimensions des marches (g) et contremarches (h) doivent vérifier la formule de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$$

D'où : $59 \text{ cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20}$$

Avec : l_0 longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis)

$$l_0 = l + l_1 + l_2$$

Calcul de l :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{l_p} = \frac{1.02}{1.50} \Rightarrow \alpha = 34.22^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{l_p}{l} \Rightarrow l = \frac{l_p}{\cos \alpha} \Rightarrow l = 1.81 \text{ m}$$

Donc : $l_0 = 1.01 + 1.24 + 1.81 = 4.06 \text{ m}$

$$\frac{406}{30} \leq e \leq \frac{406}{20} \Rightarrow 13.53 \text{ cm} \leq e \leq 20.3 \text{ cm}$$

On prend : $e = 18 \text{ cm}$

III.2.3.2. Etude de l'escalier du RDC vers les étages supérieurs :

- **Schéma statique :**

Il est constitué de deux volées identiques on se contentera d'étudier une seule telle qu'elle est montrée ci-après :

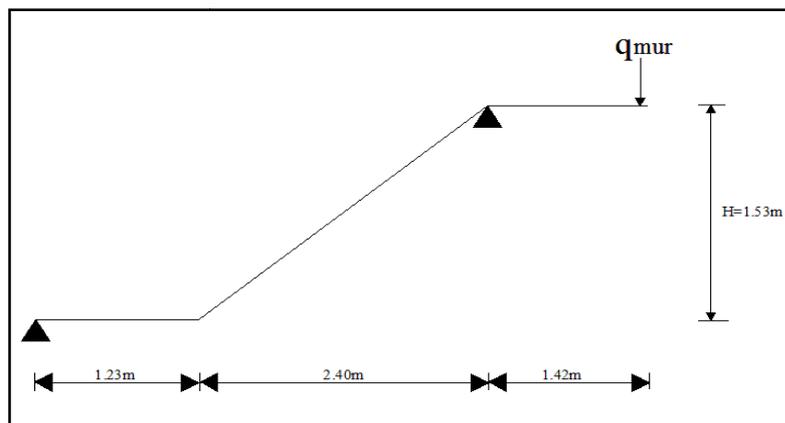


Figure III.6. Schéma statique de l'escalier du RDC vers les étages supérieurs.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

On notera :

- $l_1 = 1.23$ m
- l_p : longueur réelle de la paillasse = 2.40 m
- $l_2 = 1.42$ m ;
- l : Longueur de la paillasse projetée.

▪ Dimensionnement de l'escalier :

Le dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- **Hauteur de la marche h :**

$$\text{On a : } 14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

$$\text{On prend : } h = 17\text{cm.}$$

- **Nombre de marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.53}{0.17} = 9$$

- **Nombre de contremarche m :**

$$m = n - 1 = 8$$

- **Le giron g :**

$$\text{On a : } 22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

$$g = \frac{l_p}{m} = \frac{2.40}{8} = 30\text{cm.}$$

$$\text{On prend : } g = 30\text{cm.}$$

- **Vérification de la formule de BLONDEL :**

Les dimensions des marches (g) et contremarches (h) doivent vérifier la formule BLONDEL

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

$$\text{D'où : } 59\text{cm} \leq 2h + g = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20}$$

Avec : l_0 longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis)

$$l_0 = l + l_1$$

Calcul de l :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{l_p} = \frac{1.53}{2.40} \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32.52^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{l_p}{l} \quad \Rightarrow \quad l = \frac{l_p}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.52} \quad \Rightarrow \quad l = 2.85\text{m}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Donc : $l_0 = 2.85 + 1.23 = 4.08\text{m}$

$$\frac{408}{30} \leq e \leq \frac{408}{20} \Rightarrow 13.6\text{cm} \leq e \leq 20.4\text{cm}$$

On prend : $e = 18\text{cm}$

Remarque :

Il suffit d'étudier l'escalier dont la portée est plus grande, c'est le cas pour l'escalier qui mène du RDC vers les niveaux supérieurs, et en fin on généralise sur l'autre escalier.

III.2.4. Sollicitations de calcul pour un escalier à deux volées identiques :

a. Charges permanentes :

a.1.palier :

Eléments	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Charges (KN/m^2)
1. revêtement carrelage	0.02	20	0.4
2. Mortier de pose	0.02	20	0.4
3. Lit de sable	0.03	18	0.54
4. Poids du palier	0.18	25	4.5
5. Enduit plâtre	0.02	10	0.2
			$G_{\text{palier}} = 6.04$

Tableau III.1: Charge totale des paliers.

a.2.volée :

Eléments	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Charges (KN/m^2)
1. revêtement carrelage	0.02	20	0.4
2. Mortier de pose	0.02	20	0.4
3. Lit de sable	0.03	18	0.54
4. Poids de la paille	0.18	25	$\frac{0.18 \times 25}{\cos \alpha} = 5.34$
5. Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6. Poids des marches	-----	25	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
7. Poids du garde corps	-----	-----	0.2
			$G_{\text{volée}} = 9.205$

Tableau III.2 : Charge totale de la volée.

Avec :

- $\text{Poids}_{\text{paille}} = e_p \times \rho$; sachant que : $e_p = \frac{e}{\cos \alpha}$ et $\alpha = 32.52^\circ$
- $\text{Poids}_{\text{marches}} = \frac{h}{2} \times \rho$
- On prend la même épaisseur pour la paille et le palier ($e=18\text{cm}$).

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

b. Surcharge d'exploitation :

Selon le DTR pour une construction a usage d'habitation la surcharge pour le palier et la volée est de : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

c. charge concentrée :

Une charge concentrée sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (**P**).

$$P = (3.06 - 0.18) \times 2.36 \times 1\text{m} = 6.797 \text{ KN.}$$

$$\text{Avec : } G_{\text{mur ext}} = 2.36 \text{ KN/m}^2$$

d. combinaison de charges :

$$\text{■ ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m}$$

- **Palier :** $q_{up} = (1.35 \times 6.04 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 11.904 \text{ KN/ml}$
- **Volée :** $q_{uv} = (1.35 \times 9.205 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 16.177 \text{ KN/ml}$
- **Mur extérieure :** $p_u = 1.35 \times 6.797 = 9.176 \text{ KN}$

$$\text{■ ELS: } q_s = (G + Q) \times 1\text{m}$$

- **Palier :** $q_{sp} = (6.04 + 2.5) \times 1\text{m} = 8.54 \text{ KN/ml.}$
- **Volée :** $q_{sv} = (9.205 + 2.5) \times 1\text{m} = 11.705 \text{ KN/ml}$
- **Mur extérieure :** $p_s = 6.797 \text{ KN.}$

E. Calcul des efforts internes a l'ELU :

■ Les réactions aux appuis :

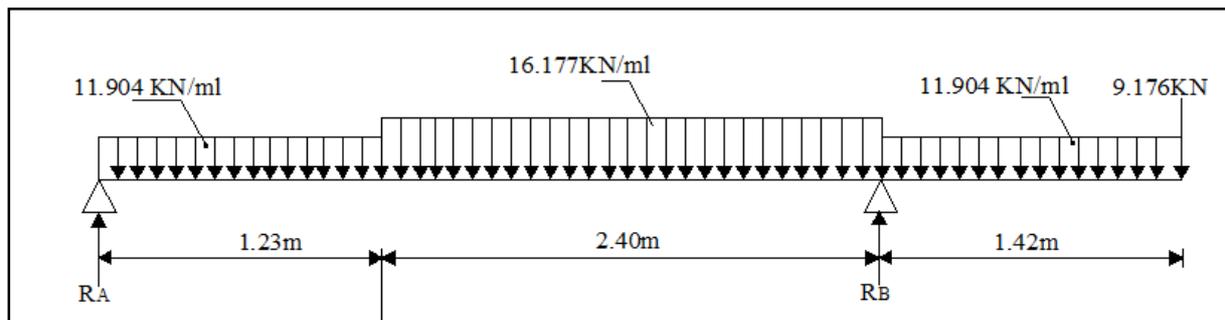


Figure III.7. Schéma statique de l'escalier a l'ELU.

D'après les formules de la RDM :

- $\sum F = 0$
 $R_A + R_B = (11.904 \times 1.23) + (16.177 \times 2.40) + (11.904 \times 1.42) + 9.176.$
 $R_A + R_B = 79.546 \text{ KN.}$
- $\sum M/A = 0$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

$$\begin{aligned}
 [R_B \times (1.23 + 2.40)] - \left[(11.904 \times 1.23) \times \frac{1.23}{2} \right] - \left[(16.177 \times 2.40) \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.23 \right) \right] \\
 - \left[(11.904 \times 1.42) \times \left(\frac{1.42}{2} + 1.23 + 2.40 \right) \right] \\
 - [9.176 \times (1.42 + 2.40 + 1.23)].
 \end{aligned}$$

$$R_B \times 3.63 = 223.05 \text{ KN}$$

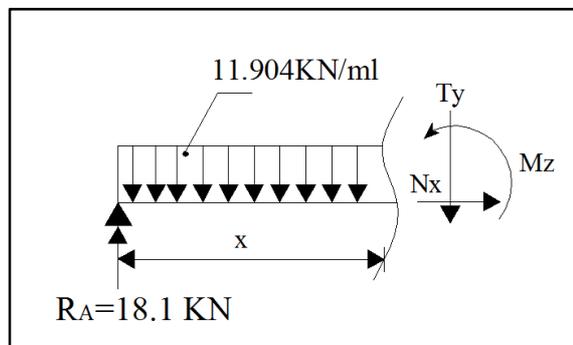
D'où :

$$R_B = 61.446 \text{ KN.}$$

$$R_A = 18.1 \text{ KN.}$$

▪ Efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon: $0 \leq x \leq 1.23 \text{ m}$



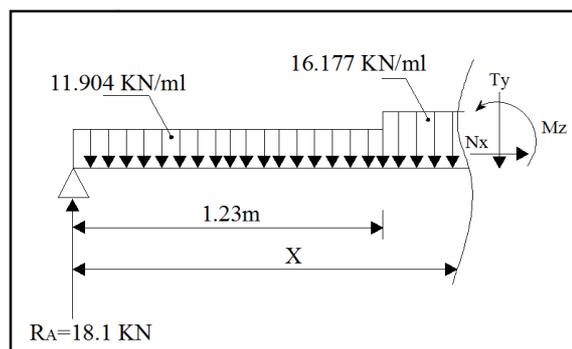
- $T_y = -11.904 \times x + 18.1$

{	$x = 0$	→	$T_y = 18.1 \text{ KN.}$
	$x = 1.23 \text{ m}$	→	$T_y = 3.458 \text{ KN.}$

- $M_z = -11.904 \times \frac{x^2}{2} + 18.1$

{	$x = 0$	→	$M_z = 0$
	$x = 1.23 \text{ m}$	→	$M_z = 13.258 \text{ KN. m}$

2^{ème} tronçon: $1.23 \text{ m} \leq x \leq 3.63 \text{ m}$



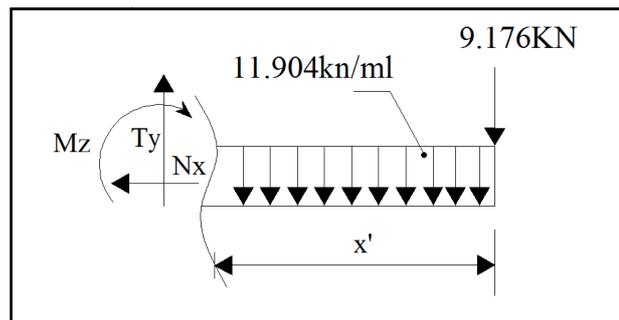
Chapitre III : calcul des éléments secondaires

- $T_y = -[(11.904 \times 1.23)] - [16.177 \times (x - 1.23)] + 18.1$

$$\begin{cases} x = 1.23\text{m} \longrightarrow T_y = \mathbf{3.458\text{KN.}} \\ x = 3.63\text{m} \longrightarrow T_y = \mathbf{-35.367\text{KN.}} \end{cases}$$
- $M_z = -\left[(11.904 \times 1.23) \times \left(x - \frac{1.23}{2}\right)\right] - \left[16.177 \times \frac{(x-1.23)^2}{2}\right] + [18.1 \times x]$

$$\begin{cases} x = 1.23\text{m} \longrightarrow M_z = \mathbf{13.258\text{KN.m}} \\ x = 3.63\text{m} \longrightarrow M_z = \mathbf{-25.032\text{KN.m}} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon: $0 \leq x' \leq 1.42\text{m}$



- $T_y = 11.904 \times x + 9.176$

$$\begin{cases} x' = 0 \longrightarrow T_y = \mathbf{9.176\text{KN.}} \\ x' = 1.42\text{m} \longrightarrow T_y = \mathbf{26.08\text{KN}} \end{cases}$$
- $M_z = -(9.176 \times x) - \left(11.904 \times \frac{x^2}{2}\right)$

$$\begin{cases} x' = 0 \longrightarrow M_z = \mathbf{0} \\ x' = 1.42\text{m} \longrightarrow M_z = \mathbf{-25.032\text{KN.m}} \end{cases}$$

Quand $\frac{dM_z(x)}{dx} = T_y(x) = 0 \Rightarrow$ la valeur de $M_z(x)$ est maximum

$$\text{D'où : } T_y = 0 \Rightarrow -[(11.904 \times 1.23)] - [16.177 \times (x - 1.23)] + 18.1 = 0$$

$$\text{Ce qui donne : } x = 1.445\text{m.}$$

Le moment M_z est maximum pour la valeur $x = 1.445\text{m}$.

$$\mathbf{M_{z \max} = 13.628\text{KN.}}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement a l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{z \max}$ au niveau de l'appui A et en travée.

- Aux appuis : $M_u^a = -0.3M_{z \max}$ $M_u^a = -4.088 \text{KN.m}$
 $M_u^b = -25.032 \text{KN.m}$
- En travée : $M_u^t = 0.85M_{z \max}$ $M_u^t = 11.584 \text{KN.m}$

▪ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

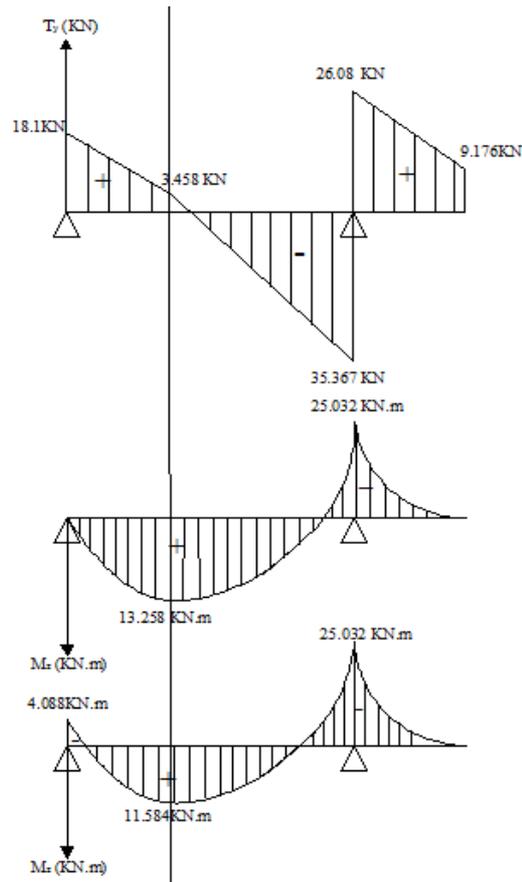
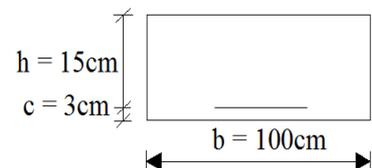


Figure III.8. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.2.5. Calcul des armatures :

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 15 \text{ cm}$.



▪ Aux appuis:

Appui B : $M_u^b = 25.032 \text{KN.m}$

• Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^b}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{25.032 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.078$$

Avec : $f_{bu} = 14.2 \text{MPa}$.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

$$\mu_b = 0.078 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée(SSA)}$$

$$A_{ap} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{25.032 \times 10^3}{0.959 \times 15 \times 348} = 5.00 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_b = 0.078 \Rightarrow \beta = 0.959 \text{ (tiré des tableaux).} \\ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Soit : $A_{ap} = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t=20\text{cm}$.

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{ap}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.413 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t=25\text{cm}$.

➤ Tableaux récapitulatifs des armatures principales et de répartition aux appuis :

a. Armatures principaux:

Appui B :	
A_{st}	$A_{st} = 5.00 \text{ cm}^2$
Section adoptée	$A_{ap} = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2$
Espacement S_t	$S_t = 20 \text{ cm}$

Tableau III.3 : Armatures principales aux appuis.

b. Armatures de répartition :

Appui B :	
A_r	1.413 cm^2
Section adoptée	$A_r = 4\text{HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$
Espacement S_t	$S_t = 25 \text{ cm}$

Tableau III.4 : Armatures de répartition aux appuis.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

▪ **En travée :** $M_u^t = 11.584 \text{KN.m}$

• **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{11.58 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.036.$$

Avec : $f_{bu} = 14.2 \text{MPa}$.

$\mu_t = 0.036 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée(SSA)

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.58 \times 10^3}{0.982 \times 15 \times 348} = 2.259 \text{cm}^2$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_t = 0.036 \Rightarrow \beta = 0.982 \text{(tiré des tableaux).} \\ \sigma_{st} = 348 \text{MPa.} \end{array} \right.$$

Soit : $A_{st} = A_{ap} = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t=20\text{cm}$.

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{ap}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t=25\text{cm}$.

➤ Tableaux récapitulatifs des armatures principales et de répartition en travée:

• **Armatures principales:**

	En travée
A_{st}	$A_{st} = 2.259 \text{cm}^2$
Section adoptée	$A_{st} = A_{ap} = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{cm}^2$
Espacement S_t	$S_t = 20\text{cm}$

Tableau III.5 : Armatures principales aux appuis.

• **Armatures de répartition :**

	En travée
A_r	0.785cm^2
Section adoptée	$A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2$
Espacement S_t	$S_t = 25 \text{cm}$

Tableau III.6 : Armatures de répartition aux appuis.

III.2.6. Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité [BAEL 99 Art A.4.2.1]:

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la CNF : $A \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{t28} = 2.1 \text{MPa.} \\ f_e = 400 \text{MPa.} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 15 = 1.811 \text{cm}^2$$

▪ En travée :

$$\Rightarrow A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.811 \text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Sur appuis :

$$\Rightarrow A_{ap} = 5.65 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.811 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\Rightarrow A_{ap} = 2.01 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.811 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Espacement des barres :

▪ Armature principales :

$$\begin{cases} \text{Aux appuis : } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{En travée : } S_t = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow < \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

▪ Armature de répartition :

$$\begin{cases} \text{Aux appuis : } S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{En travée : } S_t = 25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow < \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

C. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant [Art A.5.1,211/BAEL 91] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \right\} [\text{MPa}].$$

▪ Contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{35.367 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.236 \text{MPa.}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Avec :

V_u : Effort tranchant maximum en valeur absolue = $t_y^{\max} = 35.367\text{KN}$.

- Contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_u$:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2}{1.5} \times 25 = 3.333\text{MPa.} \\ 5\text{MPa.} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.333\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0.236\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification des Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

- $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.
$$\sum U_i = n \times \phi \times \pi$$
- Ψ_s : Coefficient de scellement (fonction de la nuance d'acier)
$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Barres de haute adhérence).}$$
- $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$.

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa.}$$

Appuis B :

$$\sum U_i = 5 \times 12 \times \pi = 188.496\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35.367 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.496} = 1.390\text{MPa.}$$

On a: $\tau_{se} = 1.390\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \Rightarrow$ Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

e. Ancrage des barres aux appuis [Art A.6.1, 22 / BAEL91]:

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{su} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa.} \\ f_e = 400\text{MPa.} \\ \Psi_s = 1.5 \end{array} \right.$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.280 \text{ mm} = 42.328 \text{ cm.}$$

- D'après le **BAEL 91 [Art6.1.221]**, la longueur du scellement pour les HA 400

$$l_s = 35\phi = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm.}$$

- Longueur d'ancrage mesuré hors crochets :

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 42.328 = 16.931 \text{ cm.}$$

f. Influence de l'effort tranchant sur le béton [Art A.5.1, 313 / BAEL91] :

$$\frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 35.367 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 150} = 0.524 \text{ MPa} \\ 0.8 \frac{25}{1.5} = 13.333 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$0.524 \text{ MPa} < 13.336 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

III.2.7. Vérifications à l'ELS :

a. Calcul des efforts internes a l'ELS :

- Réactions d'appuis :

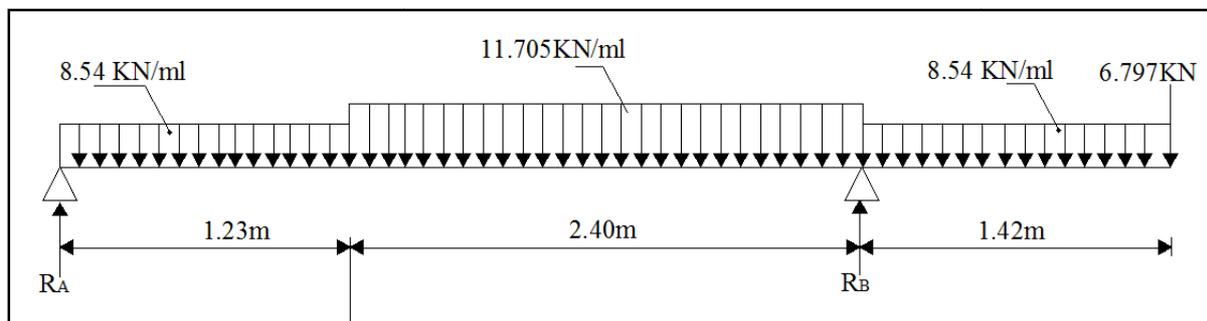


Figure III.9. Schéma statique de l'escalier a l'ELS.

D'après les formules de la RDM :

- $\sum F = 0$

$$R_A + R_B = (8.54 \times 1.23) + (11.705 \times 2.40) + (8.54 \times 1.42) + 6.797$$

$$R_A + R_B = 57.52 \text{ KN.}$$

- $\sum M/A = 0$

$$R_B(1.23 + 2.40) = \left[(8.54 \times 1.23) \times \frac{1.23}{2} \right] + \left[(11.705 \times 2.40) \times \left(1.23 + \frac{2.40}{2} \right) \right] + \left[(8.54 \times 1.42) \times \left(1.23 + 2.40 + \frac{1.42}{2} \right) \right] + [6.797 \times 5.05]$$

$$R_B \times 3.63 = 161.679 \text{ KN}$$

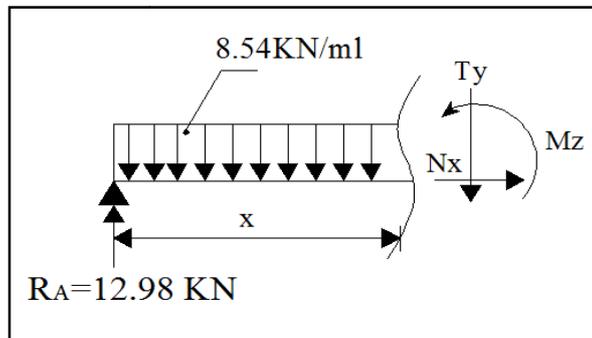
Chapitre III : calcul des éléments secondaires

D'où : $R_B = 44.54\text{KN.}$

$R_A = 12.98\text{KN.}$

- Efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon: $0 \leq x \leq 1.23\text{m}$

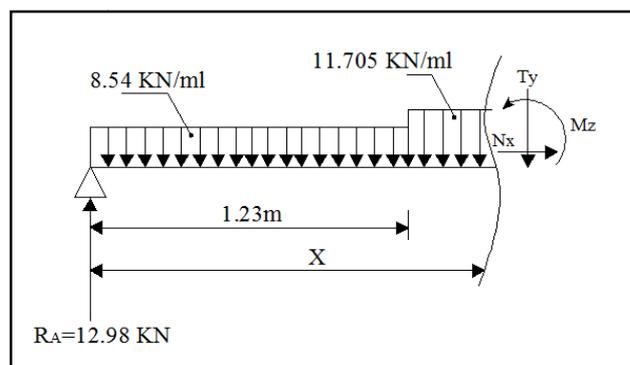


- $T_y = -8.54 \times x + 12.98$

{	$x = 0$	→	$T_y = 12.98\text{KN.}$
	$x = 1.23\text{m}$	→	$T_y = 2.476\text{KN.}$
- $M_z = -(8.52 \times \frac{x^2}{2}) + (12.98 \times x)$

{	$x = 0$	→	$M_z = 0$
	$x = 1.23\text{m}$	→	$M_z = 9.505\text{KN.m}$

2^{ème} tronçon: $1.23\text{m} \leq x \leq 3.63\text{m}$



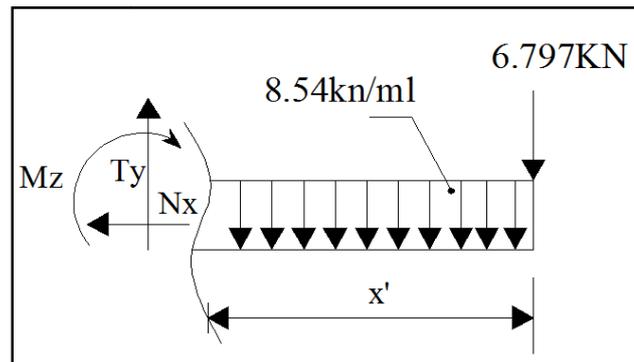
- $T_y = -[(8.54 \times 1.23)] - [11.705 \times (x - 1.23)] + 12.98$

{	$x = 1.23\text{m}$	→	$T_y = 2.476\text{KN.}$
	$x = 3.63\text{m}$	→	$T_y = -25.616\text{KN.}$
- $M_z = -[(8.54 \times 1.23) \times (x - \frac{1.23}{2})] - [11.705 \times \frac{(x-1.23)^2}{2}] + [12.98 \times x]$

{	$x = 1.23\text{m}$	→	$M_z = 9.505\text{KN.m}$
	$x = 3.63\text{m}$	→	$M_z = -18.263\text{KN.m}$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

3^{ème} tronçon: $0 \leq x' \leq 1.42\text{m}$



- $T_y = 8.54 \times x + 6.797$

$$\begin{cases} x' = 0 & \longrightarrow T_y = 6.797\text{KN.} \\ x' = 1.42\text{m} & \longrightarrow T_y = 18.924\text{KN} \end{cases}$$
- $M_z = -(6.797 \times x) - \left(8.54 \times \frac{x^2}{2}\right)$

$$\begin{cases} x' = 0 & \longrightarrow M_z = 0 \\ x' = 1.42\text{m} & \longrightarrow M_z = -18.262\text{KN.m} \end{cases}$$

Quand $\frac{dM_z(x)}{dx} = T_y(x) = 0 \Rightarrow$ la valeur de $M_z(x)$ est maximum

$$\text{D'où : } T_y = 0 \Rightarrow -[(8.54 \times 1.23)] - [11.705 \times (x - 1.23)] + 12.98 = 0$$

$$\text{Ce qui donne : } x = 1.442\text{m.}$$

Le moment M_z est maximum pour la valeur $x = 1.442\text{m}$.

$$M_{z_{\max}} = 9.767\text{KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement a l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{z_{\max}}$ au niveau de l'appui A et en travée.

- Aux appuis : $M_s^A = -0.3M_{z_{\max}}$ $M_s^A = -2.93\text{KN.m}$
 $: M_s^B = -18.263\text{KN.m}$
- En travée : $M_s^t = 0.85M_{z_{\max}}$ $M_s^t = 8.302\text{KN.m}$

- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :

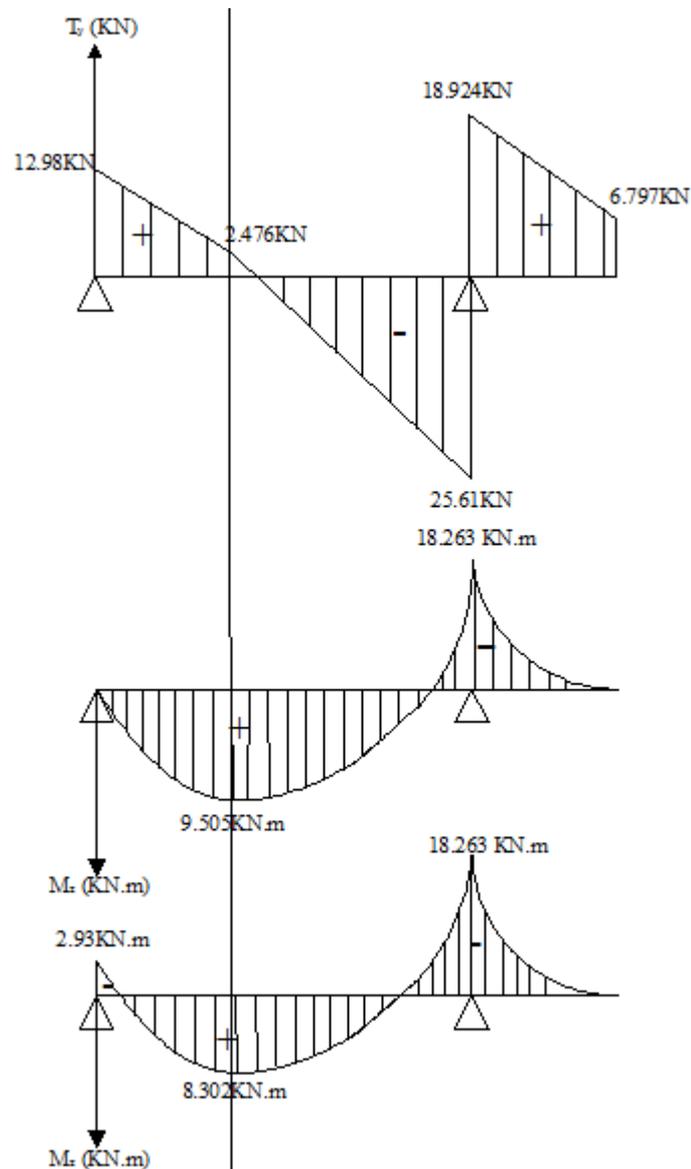


Figure III.10. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

b. Vérifications :

- Les contraintes limites dans le béton et l'acier :

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

En travée :

1. contraintes dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{8.302 \times 10^3}{3.14 \times 0.9263 \times 15} = 190.287 \text{MPa.}$$

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 15} = 0.209 \Rightarrow \beta_1 = 0.9263 \text{ et : } k_1 = 52.877$$

La fissuration est peu nuisible donc :

- $\overline{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{MPa.}$

D'où :

$$\sigma_{st} = 190.287 \text{MPa.} < \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. contrainte dans le béton :

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{190.287}{52.877} = 3.599 \text{MPa.}$
- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa.}$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 3.599 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appui :

1. contraintes dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^B}{A_{ap} \times \beta \times d} = \frac{18.263 \times 10^3}{5.65 \times 0.9051 \times 15} = 238.087 \text{MPa.}$$

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_{ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0.378 \Rightarrow \beta_1 = 0.9051 \text{ et : } k_1 = 37.686$$

La fissuration est peu nuisible donc :

- $\overline{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{MPa.}$

D'où :

$$\sigma_{st} = 238.087 \text{MPa.} < \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. contrainte dans le béton :

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{238.087}{37.686} = 6.318 \text{MPa.}$
- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa.}$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 6.318 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

▪ **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \qquad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{18}{363} = 0.0496 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche s'impose

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\max} \times l^4}{E_{vj} \times I_0} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

- I_0 : Moment d'inertie de la section de la section homogénéisée.

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \times \frac{b}{3} + 15 \times A \times (V_2 - c)^2$$

Avec :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment de la section homogène

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 18 = 17047.8 \text{ cm}^2$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_{st} = 100 \times 18 + 15 \times 3.14 = 1847.1 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{17047.8}{1847.1} = 9.229 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.229 = 8.771 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_0 = (9.229^3 + 8.771^3) \times \frac{100}{3} + 15 \times 3.14 \times (8.771 - 3)^2 = 50263.033 \text{ cm}^4$$

- E_{vj} : Module de la déformation diffère, $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

1. Partie sur appuis :

$$f_{\max 1} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{s1}^{\max} \times L^4}{E_v \times I} < \bar{f}_1 = \frac{L}{500}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet f_{\max 1} = \frac{5}{384} \times \frac{11.705 \times 3.63^4}{10818.86 \times 10^3 \times 50263.033 \times 10^{-8}} = 0.00487 \text{ m.} \\ \bullet \bar{f}_1 = \frac{3.63}{500} = 0.00726 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$f_{\max 1} = 0.00487 \text{ m} < \bar{f}_1 = 0.00726 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : $q_{s1}^{\max} = 11.705 \text{ KN/ml}$

2. Partie en console :

$$f_{\max 2} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{s2}^{\max} \times l^4}{E_v \times I} < \bar{f}_2 = \frac{l}{200}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet f_{\max 2} = \frac{5}{384} \times \frac{8.54 \times 1.42^4}{10818.86 \times 10^3 \times 50263.033 \times 10^{-8}} = 0.0000831 \text{ m.} \\ \bullet \bar{f}_2 = \frac{1.42}{200} = 0.0071 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$f_{\max 2} = 0.0000831 \text{ m} < \bar{f}_2 = 0.0071 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : $q_{s2}^{\max} = 8.54 \text{ KN/ml}$

III.3. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastree a ces deux extrémités dans les poteaux. Sa portée est de 3.10 m (entre nu d'appuis).

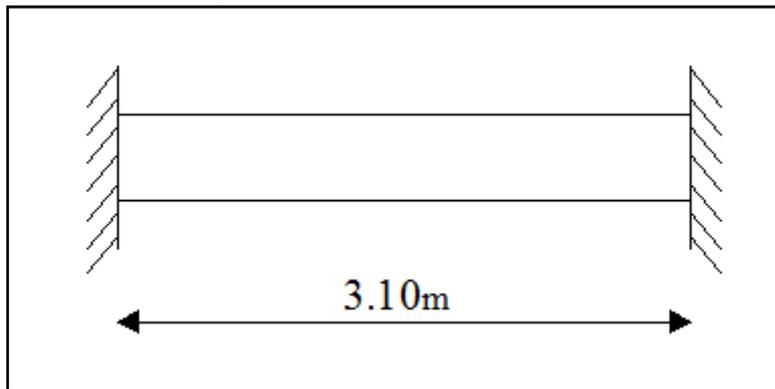


Figure III.11. : Schéma de la poutre palière.

III.3.1. pré dimensionnement de la poutre palière:

- **La hauteur :**

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} \quad \Rightarrow \quad \frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10} \quad \Rightarrow \quad 20.67 \text{ cm} \leq h_t \leq 31 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 30 \text{ cm.}$

- **La largeur :**

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \Rightarrow \quad 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \Rightarrow \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : $b = 25 \text{ cm.}$

III.3.2. Vérification relatives aux exigences du RPA [Art .7.5.1.5 / RPA 99] :

Condition	Poutre palière	Vérification
$b \geq 25\text{cm}$	$b = 25\text{cm}$	ok
$h_t \geq 30\text{cm}$	$h_t = 30\text{cm}$	ok
$\frac{h_t}{b} \leq 4$	$\frac{h_t}{b} = 1.2$	ok

Tableau III.7 : Vérification des exigences du RPA.

III.3.3. détermination des charges :

- Poids propre de la poutre :
 $G = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875\text{KN/ml}$
- Réaction du palier à l'appui B
 ELU: $R_{Bu} = 61.446\text{KN} = \frac{61.446}{1\text{m}} = 61.446\text{KN/ml}$
 ELS: $R_{Bs} = 44.54\text{KN} = \frac{44.54}{1\text{m}} = 44.54\text{KN/ml}$

III.3.3. Combinaison de charges :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35G + R_{BU} = 1.35 \times 1.875 + 61.446 \\ q_u = 63.977\text{KN/ml} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} : \left\{ \begin{array}{l} q_s = G + R_{BS} = 1.875 + 44.54 \\ q_s = 46.415\text{KN/ml} \end{array} \right.$$

III.3.4. Calcul à l'ELU :

- Réactions aux appuis :

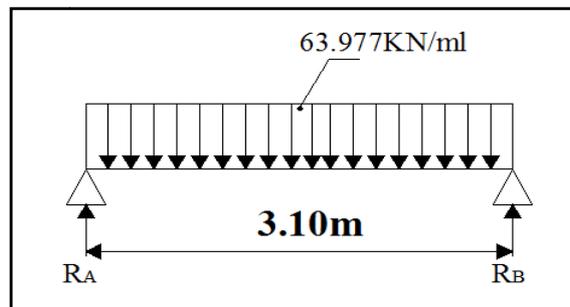


Figure III.12 : schéma statique de la poutre palière.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

$$q_u = 63.977 \text{KN/ml}$$

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{63.977 \times 3.10}{2} = 99.164 \text{KN.}$$

▪ **Moment isostatique:**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{63.977 \times 3.10^2}{8} = 76.852 \text{KN.m}$$

▪ **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{63.977 \times 3.10}{2} = 99.164 \text{KN.}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

• Aux appuis : $M_u^A = M_u^B = -0.3M_u$ $M_u^A = M_u^B = -23.056 \text{KN.m}$

• En travée : $M_u^t = 0.85M_u$ $M_u^t = 65.324 \text{KN.m}$

▪ **Diagramme des efforts internes à l'ELU :**

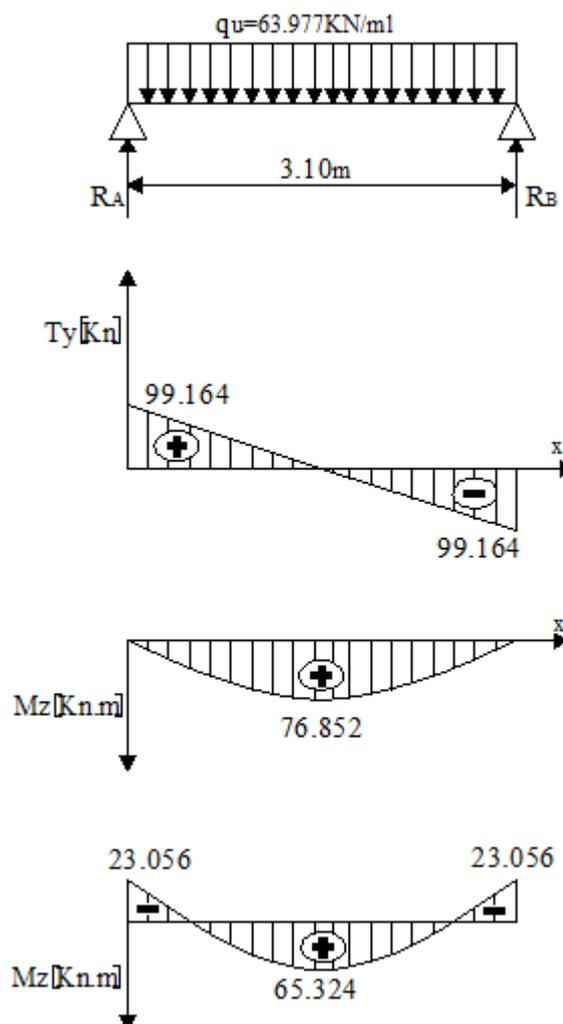


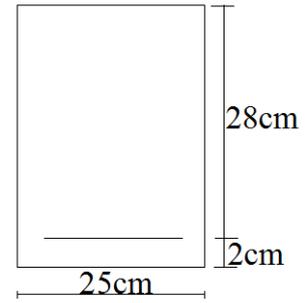
Figure.III.13: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

▪ **Calcul des armatures :**

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

$$b = 25 \text{ cm}; h = 30\text{cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 28 \text{ cm}.$$



Aux appuis :

$$M_u^A = M_u^B = -23.056\text{KN}.$$

• **Armatures longitudinales :**

$$\mu_b = \frac{M_u^A}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{23.056 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.083$$

Avec : $f_{bu} = 14.2\text{MPa}.$

$$\mu_b = 0.083 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section simplement armée(SSA).}$$

$$A_{ap} = \frac{M_u^A}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{23.056 \times 10^3}{0.9985 \times 28 \times 348} = 2.37\text{cm}^2$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_b = 0.083 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.9985 \text{ (tiré des tableaux).} \\ \sigma_{st} = 348\text{MPa.} \end{array} \right.$$

Soit : $A_{ap} = 3\text{HA}12 = 3.39\text{cm}^2$

En travée :

$$M_u^t = 65.324\text{KN} \cdot \text{m}$$

• **Armatures longitudinales :**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{65.324 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.235$$

Avec : $f_{bu} = 14.2\text{MPa}.$

$$\mu_t = 0.235 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section simplement armée(SSA)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{65.324 \times 10^3}{0.9155 \times 28 \times 348} = 7.323\text{cm}^2$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_t = 0.235 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.9155 \text{ (tiré des tableaux).} \\ \sigma_{st} = 348\text{MPa.} \end{array} \right.$$

Soit : $A_{st} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}14 = 9.24\text{cm}^2.$

▪ **Calcul des armatures transversales [BAEL 91 modifiées 99 Art A.7.2, 2] :**

Diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\}$$

- h : Hauteur totale d'élément ($h=30\text{cm}$).
- ϕ_l : Diamètre maximal d'armatures longitudinales $\phi_l=14 \text{ mm}$.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

- b: Largeur d'élément (b = 25cm).

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35}; \frac{250}{10}; 14 \right\} = \min \{8.75; 25; 14\}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm} < 8.75 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- **Espacement : selon le RPA version 2003 [Art7.5-2.2]**

- **Aux appuis :**

$$s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30 \right) = \min \left(\frac{30}{4}; 12 \times 0.8; 30 \right) = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } s_t = 8 \text{ mm.}$$

- **En travée :**

$$s_t \leq \frac{h}{2}; \text{ soit : } s_t = 15 \text{ cm.}$$

Selon le RPA 99 la section d'armatures transversale doit vérifiée :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times s_t \times b \leq A_t$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELU :**

- a. **Condition de non fragilité [BAEL 99 Art A.4.2.1]:**

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la CNF : $A \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.} \\ f_e = 400 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 25 \times 28 = 0.845 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{st} = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sur appuis :**

$$A_{ap} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- b. **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant [Art A.5.1,211/BAEL 91] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \right\} [\text{MPa}].$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

- Contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{99.164 \times 10^3}{250 \times 280} = 1.417 \text{MPa.}$$

Avec :

$$V_u: \text{Effort tranchant maximum} = T_u = 99.164 \text{KN.}$$

- Contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_u$:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2}{1.5} \times 25 = 3.333 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.333 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 1.417 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.333 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification des Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres [Art6.1.3/BAEL91] :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

- $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.
 $\sum U_i = n \times \varnothing \times \pi = 4 \times 12 \times \pi = 150.72 \text{mm}$
- Ψ_s : Coefficient de scellement (fonction de la nuance d'acier)
 $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).
- $f_{t28} = 2.1 \text{MPa.}$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{99.164 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 150.72} = 2.611 \text{MPa.}$$

On a :

$$\tau_{se} = 2.611 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.}$$

c. Ancrage des barres aux appuis [Art A.6.1, 22 / BAEL91]:

- La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa.}$$

$$f_e = 400 \text{MPa.}$$

$$\Psi_s = 1.5$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.280 \text{mm} = 42.328 \text{cm.}$$

Comme l_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets.

- Longueur d'ancrage mesuré hors crochets :
 $L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 42.328 = 16.931 \text{ cm.}$

e. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

- Influence sur les armatures :

$$A_{ap} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

Avec :

$$T_u = 99.164 \text{KN.}$$

$$M_u = -23.056 \text{KN.m}$$

$$A_{ap} = 4.52 \text{cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left[99.164 \times 10^3 + \frac{-23.056 \times 10^6}{0.9 \times 280} \right] = 22.057 \text{mm}^2 = 0.221 \text{cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée.

- Influence sur le béton :

$$T_u < 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \alpha \times b \quad \text{Avec : } \alpha \leq 0.9 d$$

$$T_u = 99.164 \text{KN} < 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 280 \times 250 = 420 \text{KN}$$

⇒ Condition vérifiée.

III.3.5. Calcul à l'ELS :

- Réactions aux appuis :

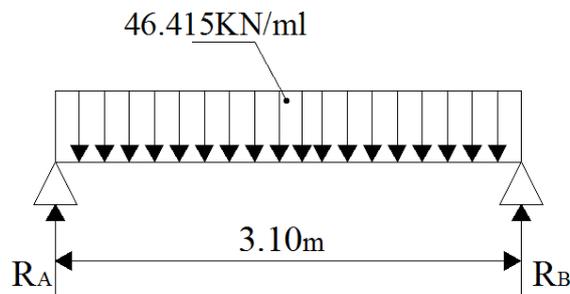


Figure III.14 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

$$q_s = 46.415 \text{KN/ml}$$

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{46.415 \times 3.10}{2} = 71.943 \text{KN.}$$

▪ **Moment isostatique:**

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{46.415 \times 3.10^2}{8} = 55.756 \text{KN.m}$$

▪ **Effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{46.415 \times 3.10}{2} = 71.943 \text{KN.}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

• Aux appuis : $M_S^A = M_S^B = -0.3M_s$ $M_S^A = M_S^B = -16.727 \text{KN.m}$

• En travée : $M_s^t = 0.85M_s$ $M_s^t = 47.393 \text{KN.m}$

▪ **Diagramme des efforts internes à l'ELS :**

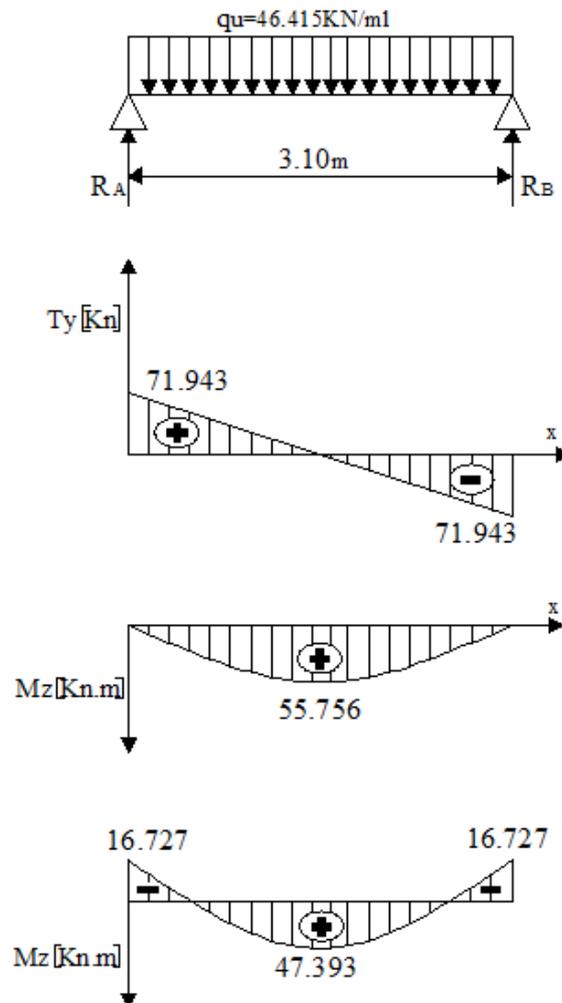


Figure.III.15 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à l'ELS.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

▪ Vérification a l'ELS :

a. Les contraintes limites dans le béton et l'acier :

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

En travée :

1. contraintes dans les aciers :

$$\bullet \sigma_{st} = \frac{M_s^t}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{47.393 \times 10^3}{7.92 \times 0.916 \times 28} = 233.311 \text{MPa.}$$

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 7.92}{100 \times 28} = 0.283 \Rightarrow \beta_1 = 0.916 \text{ et : } k_1 = 44.52 .$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bullet \overline{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{MPa.}$$

D'où :

$$\sigma_{st} = 233.311 \text{MPa.} < \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. contrainte dans le béton :

$$\bullet \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{233.311}{44.52} = 5.241 \text{MPa.}$$

$$\bullet \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 5.241 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

1. contraintes dans les aciers :

$$\bullet \sigma_{st} = \frac{M_s^B}{A_{ap} \times \beta \times d} = \frac{16.727 \times 10^3}{4.52 \times 0.8821 \times 28} = 149.832 \text{MPa.}$$

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_{ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{25 \times 28} = 0.646 \Rightarrow \beta_1 = 0.8821 \text{ et : } k_1 = 27.396$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bullet \overline{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{MPa.}$$

D'où :

$$\sigma_{st} = 149.832 \text{MPa.} < \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

2. contrainte dans le béton :

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{149.832}{27.396} = 5.469\text{MPa}.$
- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}.$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 5.469\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \qquad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s^t}{10M_s}$$

Condition	Application numérique	vérification
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{0.3}{3.10} = 0.097 \geq \frac{1}{16} = 0.063$	Condition vérifiée.
$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$\frac{792}{250 \times 280} = 0.011 \leq \frac{4.2}{f_e}$ $= 0.0105$	Condition vérifiée.
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s^t}{10M_s}$	$\frac{h}{L} = 0.097 \geq \frac{47.393}{10 \times 55.756}$ $= 0.085$	Condition vérifiée.

Tableau III.8 : condition de vérification de la flèche

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

III.4. Calcul de la salle machine :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni d'un dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de **9 t** ; répartie sur une surface de **(0,8 × 0,8) m²** transmise par le système de levage de l'ascenseur.

Notre immeuble comporte une seule cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V = 1$ m/s muni d'une dalle pleine de dimensions **(1,65 × 1,85) m²** appuyée sur ses **4** cotés, en plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau de 9 t.

III.4.1. pré dimensionnement de la dalle pleine:

a. Mode de fonctionnement du panneau :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.65}{1.85} = 0.9$$

$$0.4 \leq \rho_x = 0.9 \leq 1$$

⇒ Le panneau travaille dans les deux sens.

b. Epaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{165}{30} = 5.5 \text{ cm}$$

NB : le RPA 2003 exige une épaisseur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on prend : **$h_t = 15 \text{ cm}$** .

III.4.2. calcul des sollicitations :

III.4.2.1. calcul des moments engendrés par le système de levage :

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (**U × V**), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau (voir la figure ci-après)

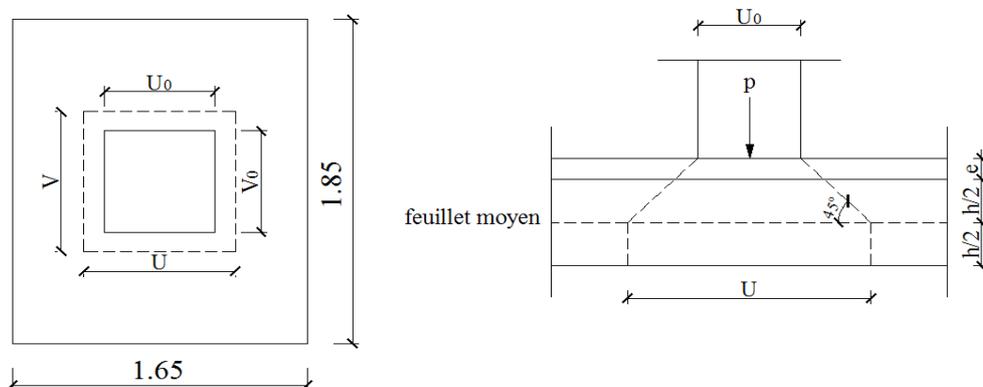


Figure III.16 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

a. Rectangle de diffusion :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_0 \\ V = V_0 + 2\xi e + h_0 \end{cases}$$

Avec :

- $\xi = 1 \Rightarrow$ un revêtement en béton.
- h_0 : Épaisseur de la dalle (15cm)
- e : épaisseur du revêtement (5cm)
- $U_0; V_0$: Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée.
 $U_0 = V_0 = 80\text{cm}.$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y .

D'où :

$$U = U_0 + 2e + h_0 \quad \Rightarrow \quad U = 105\text{cm}.$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 \quad \Rightarrow \quad V = 105\text{cm}.$$

b. Détermination des coefficients M_1 et M_2 :

$M_1; M_2$: Coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{l_x}$; $\frac{V}{l_y}$ et $\frac{l_x}{l_y}$

$$\begin{cases} \bullet \frac{U}{l_x} = 0.64 \\ \bullet \frac{V}{l_y} = 0.57 \\ \bullet \rho_x = 0.9 \end{cases}$$

Des tableaux on aura après interpolation : $M_1 = 0.08288$ et : $M_2 = 0.0668$

c. Calcul des moments fléchissant M_{x1} et M_{y1} :

$$M_{x1} = 1.35 \times P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = 1.35 \times P(\nu M_1 + M_2)$$

Avec :

P : Intensité de la charge localisée pondérée.

ν : Coefficient de poisson ($\nu = 0 \dots \dots \dots$ ELU)

D'où :

$$M_{x1} = 1.35 \times 90(0.08288) = 10.07\text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35 \times 90(0.0668) = 8.116\text{KN.m}$$

III.4.2.2. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

La dalle travaille dans les deux sens et elle est uniformément chargée sous son poids propre donc on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL : on considère une bande de 1m de largeur au milieu de chaque portée.

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

Avec :

- $\begin{cases} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases} \Rightarrow$ Tirer des tableaux de Pigeaud en fonction de ρ_x et ν
- Poids propre de la dalle $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75\text{KN/ml}$
- La charge d'exploitation Q est prise égale à 1KN/ml
 $q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.563\text{KN/ml}$

D'où :

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0458 \times 6.563 \times 1.65^2 = 0.818\text{KN.m} \\ M_{y2} = 0.778 \times 0.818 = 0.636\text{KN.m} \end{cases}$$

III.4.2.3. Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.07 + 0.818 = 10.89\text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.116 + 0.636 = 8.752\text{KN.m} \end{cases}$$

III.4.2.4. Correction des moments:

Afin de tenir compte des encastremets de la dalle ; les moments calculés seront munis en leurs effectuant un coefficient de 0,85 en travée et de (-0,3) aux appuis.

- En travée :

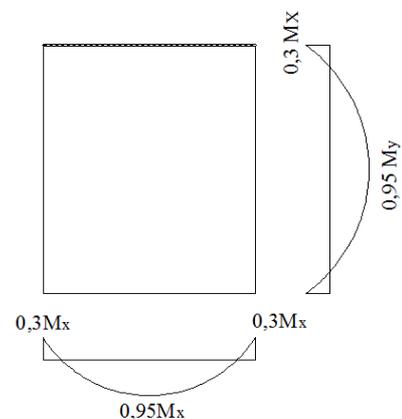
$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 9.257\text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 7.439\text{KN.m}$$

- Sur appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -3.267\text{KN.m}$$

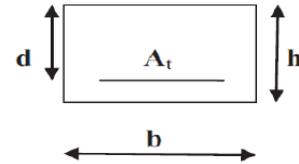
$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -2.626\text{KN.m}$$



III.4.3. ferrailage:

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.



a. Dans le sens de la petite portée x-x :

- En travée :

$$\mu_t = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.257 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.039$$

Avec : $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$.

$$M_x^t = 9.257 \text{ KN.m}$$

$\mu_t = 0.039 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée(SSA)

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.257 \times 10^3}{0.9805 \times 13 \times 348} = 2.087 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_t = 0.03 \Rightarrow \beta = 0.9805 \text{ (tiré des tableaux).} \\ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t = 25 \text{ cm}$.

- Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.267 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014$$

Avec : $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$.

$$M_x^a = -3.267 \text{ KN.m}$$

$\mu_a = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée(SSA)

$$A_{ap} = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.267 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.727 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_a = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993 \text{ (tiré des tableaux).} \\ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Soit : $A_{ap} = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t = 25 \text{ cm}$.

b. Dans le sens de la grande portée y-y :

- En travée :

$$\mu_t = \frac{M_y^t}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{7.439 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.031$$

Avec : $f_{bu} = 14.2 \text{MPa}$.

$$M_y^t = 7.439 \text{KN.m}$$

$$\mu_t = 0.031 < \mu_l = 0.39 \Rightarrow \text{Section simplement armée(SSA)}$$

$$A_{st} = \frac{M_y^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{7.439 \times 10^3}{0.9845 \times 13 \times 348} = 1.670 \text{cm}^2$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_t = 0.031 \Rightarrow \beta = 0.9845 (\text{tiré des tableaux}). \\ \sigma_{st} = 348 \text{MPa}. \end{array} \right.$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t=25\text{cm}$.

- Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_y^a}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{2.626 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.011$$

Avec : $f_{bu} = 14.2 \text{MPa}$.

$$M_y^a = -2.626 \text{KN.m}$$

$$\mu_a = 0.011 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée(SSA)}$$

$$A_{ap} = \frac{M_y^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{2.626 \times 10^3}{0.9945 \times 13 \times 348} = 0.584 \text{cm}^2$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_a = 0.011 \Rightarrow \beta = 0.9945 (\text{tiré des tableaux}). \\ \sigma_{st} = 348 \text{MPa}. \end{array} \right.$$

Soit : $A_{ap} = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t=25\text{cm}$.

III.4.4. vérification à l'ELU:

a. Condition de non fragilité :

- Sens x-x :

$$W_x = \frac{A_x}{b.h} \geq W_0 \left(\frac{3-\rho_x}{2} \right)$$

$$A_x \geq W_0 \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{3-\rho_x}{2} \right)$$

Avec :

W_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire

$W_0 = 0.8\% \Rightarrow$ Pour les H.A ; FeE400 de $\phi > 6mm$

D'où :

$$A_x \geq 0.0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3-0.9}{2} \right) = 1.26 \text{cm}^2$$

$A_x = A_{x\min} = 1.26 \text{cm}^2 < A_{st} = 3.14 \text{cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- Sens y-y :

$$W_y = \frac{A_y}{b.h} \geq W_0$$

D'où :

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{cm}^2$$

$A_y = A_{y\min} = 1.2 \text{cm}^2 < A_{st} = 3.14 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b. Condition de non poinçonnement :

$$P_u \leq 0.045 U_c \cdot h_t \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'ELU

h_t : Épaisseur totale de la dalle

U_c : Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.20 \text{m}$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{KN} \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{KN/ml}$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

c. Vérification des contraintes tangentielles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \right\} [\text{MPa}].$$

On a $U = V$, alors on a expression de V_u dans les deux sens :

$$V_u = T_{\max} = \frac{p}{3U} = \frac{90}{2 \times 1.05 + 1.05} = 28.571 \text{KN}$$

- Contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{28.571 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.220 \text{MPa}.$$

- Contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_u$:

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2}{1.5} \times 25 = 3.333 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.333 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = 0.220 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.333 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Espacement des barres:

L'espacement des armatures dans une même nappe ne doit dépasser les valeurs ci-dessous

- Direction la plus sollicitée (sens principale) $\Rightarrow S_t \leq \min\{2h_t; 25\text{cm}\}$

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min\{30\text{cm}; 25\text{cm}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Direction la moins sollicitée (sens secondaire) $\Rightarrow S_t \leq \min\{3h_t; 33\text{cm}\}$

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min\{45\text{cm}; 33\text{cm}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

e. Diamètre minimaux des barres :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm}$$

$$\phi = 10\text{mm} < \phi_{\max} = 15\text{mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.5. vérification à l'ELS:

a. Evaluation des moments :

- Moments engendrés par le système de levage

$$M_{x1} = P(M_1 + vM_2)$$

$$M_{y1} = P(vM_1 + M_2)$$

Avec : $M_1 = 0.08288$; $M_2 = 0.0668$.

$$v = 0.2 \text{ (ELS)} ; p = 90\text{KN}.$$

D'où : $M_{x1} = 90(0.08288 + 0.2 \times 0.0668) = 8.662\text{KN.m}$

$$M_{y1} = 90(0.2 \times 0.08288 + 0.0668) = 7.504\text{KN.m}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

- **Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

Avec :

$$\mu_x = 0.0529 \qquad \mu_y = 0.846$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{KN/ml}$$

D'où :

$$M_{x2} = 0.0529 \times 4.75 \times 1.65^2 = 0.684 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.846 \times 0.684 = 0.579 \text{KN.m}$$

- **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.662 + 0.684 = 9.346 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.504 + 0.579 = 8.083 \text{KN.m}$$

- **Correction des moments:**

En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 7.944 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 6.871 \text{KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -2.804 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -2.425 \text{KN.m}$$

b. Ferrailage de la dalle a l'ELS :

zone	sens	M_s [KN.m]	Valeur de μ_s	Type de section	Valeur de β	Section d'armature A_s (cm ²)
Sur appuis	x-x	$M_x^a = 2.804$	$0.00041 < \mu_l = 0.392$	S.S.A	0.9645	0.56
	x-x	$M_x^t = 7.944$	$0.00118 < \mu_l = 0.392$	S.S.A	0.9414	1.62
En travée	y-y	$M_y^a = 2.425$	$0.00036 < \mu_l = 0.392$	S.S.A	0.971	0.48
	y-y	$M_y^t = 6.871$	$0.00103 < \mu_l = 0.392$	S.S.A	0.945	1.40

Tableau III.9 : Vérification des sections d'armatures calculée a l'ELU.

Avec :

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} ; \quad \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

c. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Sens x-x :

- **En travée :**

- 1. contraintes dans les aciers :

- $\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{7.944 \times 10^3}{4.52 \times 0.9083 \times 13} = 148.843 \text{ MPa.}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.348 \Rightarrow \beta_1 = 0.9083 \text{ et : } k_1 = 39.550 \\ M_s = M_x^t = 7.944 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

La fissuration est préjudiciable donc :

- $\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$ en MPa
- $\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ (Déjà calculé chapitre I)

D'où :

$$\sigma_{st} = 148.843 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- 2. contrainte dans le béton :

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{148.843}{39.550} = 3.763 \text{ MPa.}$
 - $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 3.763 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

- 1. contraintes dans les aciers :

- $\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{2.804 \times 10^3}{2.01 \times 0.9354 \times 13} = 114.72 \text{ MPa.}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155 \Rightarrow \beta_1 = 0.9354 \text{ et : } k_1 = 62.4 \\ M_s = M_x^a = 2.804 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

La fissuration est préjudiciable donc :

- $\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$ en MPa
 $\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa}$ (Déjà calculé chapitre I)

D'où :

$$\sigma_{st} = 114.72 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. contrainte dans le béton :

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{114.72}{62.4} = 1.838 \text{MPa}$.
- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$.

D'où :

$$\sigma_{bc} = 1.838 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

- **En travée :**

1. contraintes dans les aciers :

- $\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{6.871 \times 10^3}{3.14 \times 0.9214 \times 13} = 182.68 \text{MPa}$.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \Rightarrow \beta_1 = 0.9214 \text{ et } k_1 = 48.64 \\ M_s = M_y^t = 6.871 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

La fissuration est préjudiciable donc :

- $\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$ en MPa
 $\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa}$ (Déjà calculé chapitre I)

D'où :

$$\sigma_{st} = 182.68 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. contrainte dans le béton :

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{182.68}{48.64} = 3.76 \text{MPa}$.
- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$.

D'où :

$$\sigma_{bc} = 3.76 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

- Aux appuis :

1. contraintes dans les aciers :

- $$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{2.425 \times 10^3}{2.01 \times 0.9354 \times 13} = 99.214 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155 \Rightarrow \beta_1 = 0.9354 \text{ et } : k_1 = 62.4 \\ M_s = M_y^a = 2.425 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

La fissuration est préjudiciable donc :

- $\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$ en MPa
 $\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ (Déjà calculé chapitre I)

D'où :

$$\sigma_{st} = 99.214 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. contrainte dans le béton :

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{99.214}{62.4} = 1.59 \text{ MPa.}$
- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 1.59 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.5. Calcul du plancher:

La structure comporte des planchers en corps creux d'épaisseur (16+4) cm, qui sont composés d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens longitudinal (le sens de la petite portée) sur lesquelles repose le corps creux.

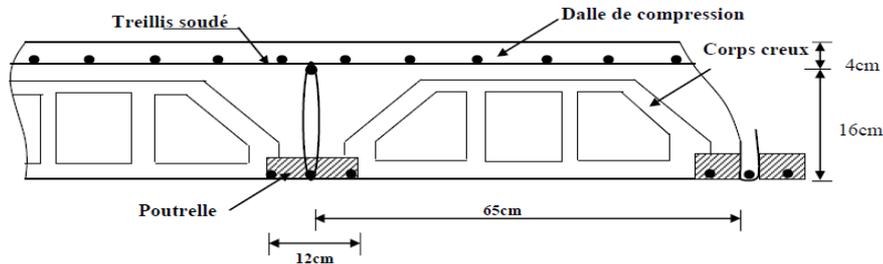


Figure III.17: coupe transversale sur un plancher à corps creux

III.5.1. Calcul de la dalle de compression:

La dalle de compression sera coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par le B.A.E.L. (Art B.6.8 ,423) :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions définies ci-après :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles:**

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times l}{f_e}$$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp}: \text{cm}^2 \text{ par mètre nervure;} \\ l : \text{Entre axe des poutrelles (} l=65\text{cm);} \\ f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier utilisé (} f_e= 400 \text{ MPa).} \end{array} \right.$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soient alors: $A_{\perp} = 4\emptyset 5 = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de $s_t=25\text{cm}$.

- **Armatures parallèles aux poutrelles:**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.79}{2} = 0.395 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soient alors: $A_{\perp} = 4\emptyset 5 = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de $s_t=25\text{cm}$.

Conclusion :

On optera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (250x250) mm².

III.5.2. Calcul des poutrelles:

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles successives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes.

III.5.2.1 Calcul avant coulage de la dalle de compression:

La poutrelle préfabriquée est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités.

Elle travaille en flexion simple, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier estimé à 100 Kg.

- **charges permanentes:**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Poids propre de la poutrelle: } G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml} \\ \text{Poids propre du corps creux : } G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml} \end{array} \right\} G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ kN/ml}$$

- **charge d'exploitation:**

Poids du à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

- **Combinaison de charges à l'ELU:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée:**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.50^2}{8} = 3.83 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant:**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.50}{2} = 4.375 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures:**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

μ_u : moment réduit;
 M_u : Moment max en travée;
 f_{bc} : Contrainte du béton à la compression;
 b : Largeur de la section;
 $d = (h - c)$: Hauteur utile;
 h : Hauteur de la poutrelle;
 c : L'enrobage.

$$\mu_u = \frac{3.83 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 5.62 \gg \mu_{adm} = 0.392 \Rightarrow \text{la section est doublement armée.}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Comme la section de la poutrelle est très réduite on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges et surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression.

III.5.2.2 Calcul après coulage de la dalle de compression:

Le calcul est conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue, encastree partiellement en ces extrémités.

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

Pour le calcul des armatures, la poutrelle est étudiée comme une poutre de section en Té en travée et de section rectangulaire au niveau des appuis.

- **Dimensionnement de la poutrelle [BAEL 91/Article A.4.1]:**

La largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10}; \frac{L' - b_0}{2}; \frac{2}{3}x \right\}$$

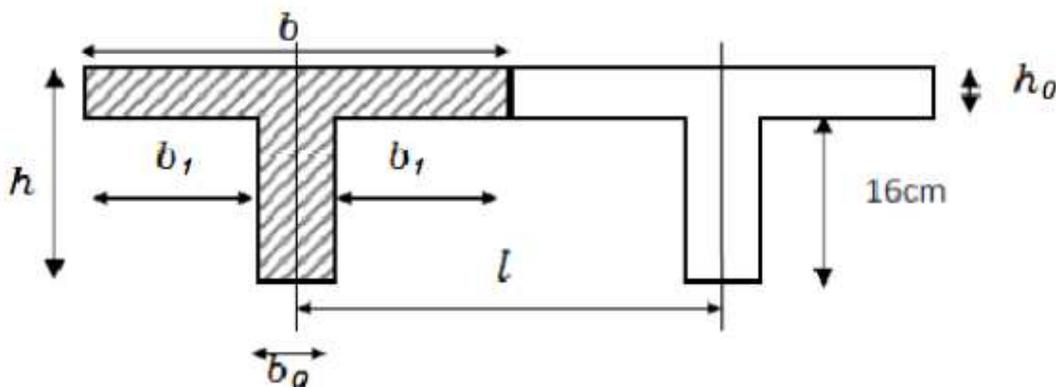


Figure III.18: Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

h : Hauteur de la poutrelle (16+4);

h₀ : Hauteur de la table de compression;

b₀ : Largeur de la nervure;

b₁ : la largeur des hourdis à prendre en compte de chaque coté de la nervure;

L : Portée libre entre nus d'appuis L= 310 cm;

L' : longueur libre entre axes des poutrelles L'=65cm;

x : Distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus proche

$$x = \frac{310}{2} = 155 \text{ cm.}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

AN :

- $\frac{L}{10} = \frac{310}{10} = 31 \text{ cm}$
- $\frac{L'-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm}$
- $\frac{2}{3}x = \frac{2}{3} \times 155 = 103.33 \text{ cm}$

$$\text{D'où: } b_1 \leq \min \{31, 26.5, 103.33\} \Rightarrow \mathbf{b_1 = 26.5 \text{ cm}}$$

On aura donc:

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 \Rightarrow \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

- **Détermination des charges:**

- **Poids propre des différents planchers :**

Etage courant : $G = G_{ec} \times L = 5.64 \times 0.65$

$$\mathbf{G = 3.666 \text{ KN/ml}}$$

Terrasse accessible : $G = G_{terrasse} \times L = 4.97 \times 0.65$

$$\mathbf{G = 3.231 \text{ KN/ml}}$$

- **Charge d'exploitation :**

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

- **Combinaison de charges :**

$$\begin{aligned} \text{ELU : } q_u &= 1.35G + 1.5Q \\ &= (1.35 \times 3.666) + (1.5 \times 0.975) \end{aligned}$$

$$\mathbf{q_u = 6.412 \text{ KN/ml}}$$

$$\begin{aligned} \text{ELS : } q_s &= G + Q \\ &= 3.666 + 0.975 \end{aligned}$$

$$\mathbf{q_s = 4.641 \text{ KN/ml}}$$

III.5.3. Calcul des efforts internes:

La détermination des moments et des efforts tranchants se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes : - Méthode forfaitaire;

- Méthode des trois moments;
- Méthode de Caquot.

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

[B.A.E.L 91/Art B.2.1 et Art B.6.2, 210]:

Cette méthode s'applique dans le cas d'un plancher à charges d'exploitation modérées, la valeur de cette dernière est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN/m^2 .

$$\mathbf{Q \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2G \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.}$$

Avec: $\begin{cases} G = 3.666 \text{ KN/ml} \\ Q = 0.975 \text{ KN/ml} \end{cases}$

$$\text{On a: } \left. \begin{array}{l} 2G = 2 \times 3.666 = 7.332 \text{ KN/ml} \\ Q = 0.975 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} Q < 2G \Rightarrow \text{Plancher à surcharges modérées.}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.....**condition vérifiée**
- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.....**condition vérifiée**
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

La travée	Longueur l_i [m]	l_i/l_{i+1}	conclusion
AB	3.40	1.00	C. Vérifiée
BC	3.40		
BC	3.40	0.97	C. Vérifiée
CD	3.50		
CD	3.50	1.05	C. Vérifiée
DE	3.34		
DE	3.34	1.08	C. Vérifiée
EF	3.10		

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

➤ Principe de la méthode [B.A.E.L91/ Art B.6.2, 211]:

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la « travée de comparaison », c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

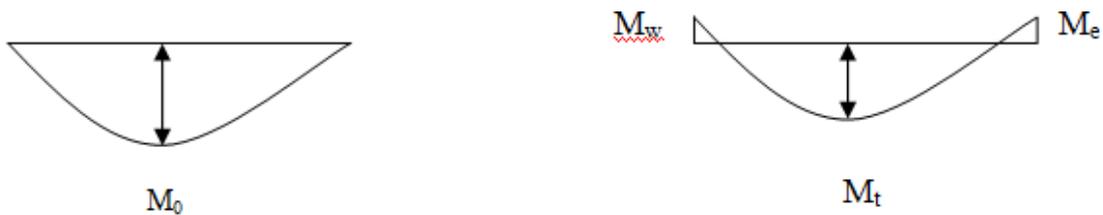


Figure III.19: Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison;

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

l : Longueur de la travée entre nus d'appuis;

q : Charge uniformément répartie.

- M_w, M_e : Moments en valeur absolue sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée;
- M_t : Moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée;

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

- α : Rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation;

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \begin{cases} Q = 0 & \rightarrow \alpha = 0 \\ Q = 2G & \rightarrow \alpha = 2/3 \end{cases} \Rightarrow 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Les valeurs de M_e , M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

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

Et:

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire;}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive.}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à:

$0.6M_0$: Dans le cas d'une poutre à deux travées;

$0.5M_0$: les appuis voisins des appuis de rive dans une poutre à plus de deux travées;

$0.4M_0$: Cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas nous avons deux types de poutrelles à étudier, une poutre sur six appuis et une autre sur trois appuis.

Types 01: une poutre sur six appuis (cinq travées):

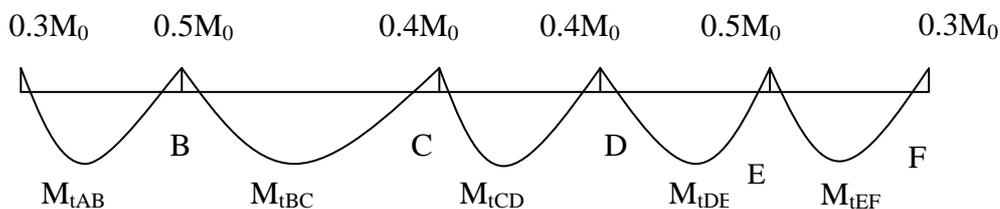


Figure III.20. Diagramme des moments

a. Calcul des rapports de charges :

$$\alpha = \frac{0.975}{3.666 + 0.975} = 0.21 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.063 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.532 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.632 \end{cases}$$

Avec: $0 \leq \alpha = 0.21 \leq \frac{2}{3}$

b. Calcul des moments isostatiques:

$$\text{Travée AB : } \mathbf{M_{01}} = q_u \frac{l_{AB}^2}{8} = \frac{6.412 \times 3.00^2}{8} = \underline{\underline{7.21 \text{ KN.m}}}$$

$$\text{Travée BC : } \mathbf{M_{02}} = q_u \frac{l_{BC}^2}{8} = \frac{6.412 \times 3.00^2}{8} = \underline{\underline{7.21 \text{ KN.m}}}$$

$$\text{Travée CD : } \mathbf{M_{03}} = q_u \frac{l_{CD}^2}{8} = \frac{6.412 \times 3.10^2}{8} = \underline{\underline{7.70 \text{ KN.m}}}$$

$$\text{Travée DE : } \mathbf{M_{04}} = q_u \frac{l_{DE}^2}{8} = \frac{6.412 \times 2.94^2}{8} = \underline{\underline{6.93 \text{ KN.m}}}$$

$$\text{Travée EF : } \mathbf{M_{05}} = q_u \frac{l_{EF}^2}{8} = \frac{6.412 \times 2.70^2}{8} = \underline{\underline{5.84 \text{ KN.m}}}$$

c. Calcul des moments sur appuis:

$$\mathbf{M_A} = 0.3M_{01} = 0.3 \times 7.21 = \underline{\underline{2.163 \text{ KN.m}}}$$

$$\mathbf{M_B} = 0.5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times 7.21 = \underline{\underline{3.605 \text{ KN.m}}}$$

$$\mathbf{M_C} = 0.4 \max(M_{02}; M_{03}) = 0.4 \times 7.70 = \underline{\underline{3.08 \text{ KN.m}}}$$

$$\mathbf{M_D} = 0.4 \max(M_{03}; M_{04}) = 0.4 \times 7.70 = \underline{\underline{3.08 \text{ KN.m}}}$$

$$\mathbf{M_E} = 0.5 \max(M_{04}; M_{05}) = 0.5 \times 6.93 = \underline{\underline{3.465 \text{ KN.m}}}$$

$$\mathbf{M_F} = 0.3M_{05} = 0.3 \times 5.84 = \underline{\underline{1.752 \text{ KN.m}}}$$

d. Calcul des moments en travée:

• Travée de rive AB:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \\ \text{Et : } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq 4.780 \text{ KN.m} \\ 1.063 \geq 1.05 \text{ (OK)} \\ M_{tAB} \geq 4.557 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{M_{tAB} = 4.780 \text{ KN.m}}$$

• Travée intermédiaire BC:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \\ \text{Et : } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05 \\ M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{02} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq 4.322 \text{ KN.m} \\ 1.063 \geq 1.05 \text{ (OK)} \\ M_{tBC} \geq 3.836 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{M_{tBC} = 4.322 \text{ KN.m}}$$

• Travée intermédiaire CD:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \\ \text{Et : } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05 \\ M_{tCD} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{03} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq 5.105 \text{ KN.m} \\ 1.063 \geq 1.05 \text{ (OK)} \\ M_{tCD} \geq 4.096 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{M_{tCD} = 5.105 \text{ KN.m}}$$

• Travée intermédiaire DE:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tDE} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} \\ \text{Et : } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05 \\ M_{tDE} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{04} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{tDE} \geq 4.094 \text{ KN.m} \\ 1.063 \geq 1.05 \text{ (OK)} \\ M_{tDE} \geq 3.687 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{M_{tDE} = 4.094 \text{ KN.m}}$$

- Travée de rive EF:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tEF} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2} \\ \text{Et : } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05 \\ M_{tEF} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{05} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{tEF} \geq 3.600 \text{ KN.m} \\ 1.063 \geq 1.05 \text{ (OK)} \\ M_{tEF} \geq 3.690 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{M_{tEF} = 3.690 \text{ KN.m}}$$

e. Diagramme des moments à L'ELU:

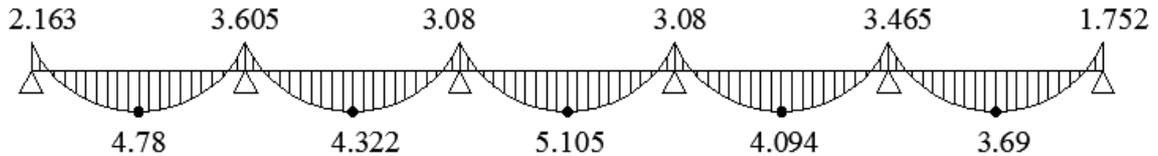


Figure III.21: Diagramme des moments à L'ELU.

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{Avec : } \theta(x) = \pm \frac{q_u \times L_i}{2}$$

Travée AB:

$$V_A = + \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6.412 \times 3.00}{2} + \frac{(-3.605) - (-2.163)}{3.00} = \mathbf{9.137 \text{ KN}}$$

$$V_B = - \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = - \frac{6.412 \times 3.00}{2} + \frac{(-3.605) - (-2.163)}{3.00} = \mathbf{-10.10 \text{ KN}}$$

Travée BC:

$$V_B = + \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{6.412 \times 3.00}{2} + \frac{(-3.08) - (-3.605)}{3.00} = \mathbf{9.793 \text{ KN}}$$

$$V_C = - \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = - \frac{6.412 \times 3.00}{2} + \frac{(-3.08) - (-3.605)}{3.00} = \mathbf{-9.443 \text{ KN}}$$

Travée CD:

$$V_C = + \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{6.412 \times 3.10}{2} + \frac{(-3.08) - (-3.08)}{3.10} = \mathbf{9.939 \text{ KN}}$$

$$V_D = - \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = - \frac{6.412 \times 3.10}{2} + \frac{(-3.08) - (-3.08)}{3.10} = \mathbf{-9.939 \text{ KN}}$$

Travée DE:

$$V_D = + \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{6.412 \times 2.94}{2} + \frac{(-3.465) - (-3.08)}{2.94} = \mathbf{9.295 \text{ KN}}$$

$$V_E = - \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = - \frac{6.412 \times 2.94}{2} + \frac{(-3.465) - (-3.08)}{2.94} = \mathbf{-9.557 \text{ KN}}$$

Travée EF:

$$V_E = + \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{6.412 \times 2.70}{2} + \frac{(-1.752) - (-3.465)}{2.70} = \mathbf{9.291 \text{ KN}}$$

$$V_F = - \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = - \frac{6.412 \times 2.70}{2} + \frac{(-1.752) - (-3.465)}{2.70} = \mathbf{-8.022 \text{ KN}}$$

g. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU:

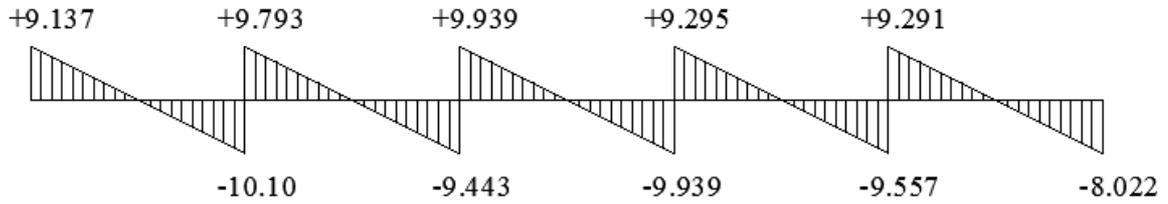


Figure III.22: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

Types 02: une poutre sur trois appuis (deux travées):

a. Calcul des moments isostatiques:

Travée AB : $M_{01} = q_u \frac{l_{AB}^2}{8} = \frac{6.412 \times 3.00^2}{8} = \underline{7.214 \text{ KN.m}}$

Travée BC : $M_{02} = q_u \frac{l_{BC}^2}{8} = \frac{6.412 \times 3.00^2}{8} = \underline{7.214 \text{ KN.m}}$

b. Calcul des moments sur appuis:

$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 7.214 = \underline{2.164 \text{ KN.m}}$

$M_B = 0.6 \max(M_{01}; M_{02}) = 0.6 \times 7.214 = \underline{4.328 \text{ KN.m}}$

$M_C = 0.3M_{02} = 0.3 \times 7.214 = \underline{2.164 \text{ KN.m}}$

c. Calcul des moments en travée:

• **Travée de rive AB:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \\ \text{Et : } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq 4.422 \text{ KN.m} \\ 1.063 \geq 1.05 \text{ (OK)} \\ M_{tAB} \geq 4.559 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{M_{tAB} = 4.559 \text{ KN.m}}$$

• **Travée de rive BC:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \\ \text{Et : } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{02} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq 4.422 \text{ KN.m} \\ 1.063 \geq 1.05 \text{ (OK)} \\ M_{tBC} \geq 4.559 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{M_{tBC} = 4.559 \text{ KN.m}}$$

d. Diagramme des moments à L'ELU:

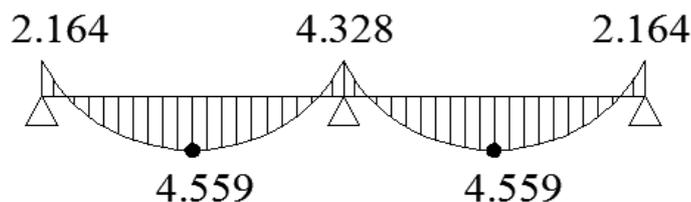


Figure III.23: Diagramme des moments à L'ELU.

e. Calcul des efforts tranchants:

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{Avec : } \theta(x) = \pm \frac{q_u \times L_i}{2}$$

Travée AB:

$$V_A = + \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6.412 \times 3.00}{2} + \frac{(-4.328) - (-2.164)}{3.00} = \underline{\underline{8.90 \text{ KN}}}$$

$$V_B = - \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = - \frac{6.412 \times 3.00}{2} + \frac{(-4.328) - (-2.164)}{3.00} = \underline{\underline{-10.339 \text{ KN}}}$$

Travée BC:

$$V_B = + \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{6.412 \times 3.00}{2} + \frac{(-2.164) - (-4.328)}{3.00} = \underline{\underline{10.339 \text{ KN}}}$$

$$V_C = - \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = - \frac{6.412 \times 3.00}{2} + \frac{(-2.164) - (-4.328)}{3.00} = \underline{\underline{-8.90 \text{ KN}}}$$

f. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU:

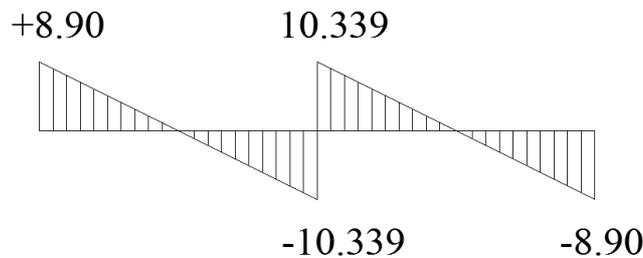


Figure III.24: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

III.5.4. Ferrailage de la poutrelle:

Le ferrailage se fera en considérant les moments maximaux, soient:

$$M_{t_{\max}} = 5.105 \text{ KN.m} \quad (\text{La poutrelle de type 01})$$

$$M_{ap_{\max}} = 4.328 \text{ KN.m} \quad (\text{La poutrelle de type 02})$$

- **Calcul des armatures longitudinales:**

- **En travée ($M_{t_{\max}} = 5.105 \text{ KN.m}$):**

Calcul du moment équilibré par la table de compression:

$$M_{\text{tab}} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad \text{avec : } \begin{cases} b = 65 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}; \\ d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}; \\ f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}. \end{cases}$$

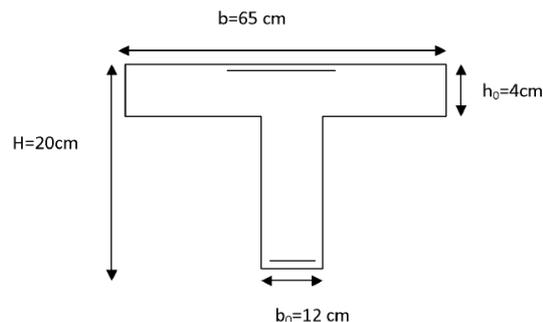


Figure III.25: Dimensions de la section en T

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

On a:

$$M_{\text{tab}} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.17 \times 10^3 = \underline{\underline{58.947 \text{ KN.m}}}$$

$$M_{t_{\text{max}}} = 5.105 \text{ KN.m} < M_{\text{tab}} = 58.947 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression \Rightarrow Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de largeur **b=65cm** et de hauteur **h=20cm**.

$$\mu = \frac{M_{t_{\text{max}}}}{b \times d^2 \times f_{\text{bu}}} = \frac{5.105}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.17 \times 10^3} = \underline{\underline{0.017}}$$

$$\mu = 0.017 < \mu_1 = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section Simplement Armée (SSA).}$$

$$\mu = 0.017 \Rightarrow \beta = 0.9915$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\text{st}} = \frac{M_{t_{\text{max}}}}{\beta \times d \times \sigma_{\text{st}}} \\ \sigma_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow A_{\text{st}} = \frac{5.105 \times 10^3}{0.9915 \times 18 \times 348} = \underline{\underline{0.822 \text{ cm}^2}}$$

$$\text{On prend: } A_{\text{st}} = \underline{\underline{3\text{HA}8}} = \underline{\underline{1.51 \text{ cm}^2}}$$

- Aux appuis ($M_{\text{ap}_{\text{max}}} = 4.328 \text{ KN.m}$):

$$\mu = \frac{M_{\text{ap}_{\text{max}}}}{b \times d^2 \times f_{\text{bu}}} = \frac{4.328}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.17 \times 10^3} = \underline{\underline{0.015}}$$

$$\mu = 0.015 < \mu_1 = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section Simplement Armée (SSA).}$$

$$\mu = 0.015 \Rightarrow \beta = 0.9925$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\text{st}} = \frac{M_{\text{ap}_{\text{max}}}}{\beta \times d \times \sigma_{\text{st}}} \\ \sigma_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow A_{\text{st}} = \frac{4.328 \times 10^3}{0.9925 \times 18 \times 348} = \underline{\underline{0.696 \text{ cm}^2}}$$

$$\text{On prend: } A_{\text{st}} = \underline{\underline{2\text{HA}8}} = \underline{\underline{1.01 \text{ cm}^2}}$$

• Calcul des armatures transversales:

- Diamètre des barres [BAEL91/Art A.7.2, 2] :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\text{max}} \right\} \quad \text{avec: } \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h}: \text{Hauteur de la poutrelle;} \\ \mathbf{b_0}: \text{Largeur de l'ame;} \\ \mathbf{\phi_1^{\text{max}}}: \text{diamètre des barres longitudinales.} \end{array} \right.$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 0.8 \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \{0.57; 1.2; 0.8\} = 0.57 \text{ cm.}$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de diamètre 8 mm,

$$\text{Avec: } A_t = 2\phi 8 = 1 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures [BAEL91/Art A.5.1, 22] :**

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min \{0.9 \times 18; 40\text{cm}\} \Rightarrow S_t = 16.2 \text{ cm.}$$

$$\text{En prend: } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales [BAEL91/Art A.5.1, 22]:**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 \geq 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.5.5. Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité [BAEL91/Art A.4.2,1] :**

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.413 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a: } A_{\text{adoptée}} = 1.51 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.413 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a: } A_{\text{adoptée}} = 1.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.261 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle [BAEL91/Art A.5.1, 1] :**

$$\text{on a: } \tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{b_0 \times d} \text{ avec: } V_u^{\text{max}} = 10.339 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{10.339 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.48 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu préjudiciable [Art A.5.1, 211 /B.A.E.L91]:

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{On a: } \tau_u = 0.48 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:**

Sur l'acier :

Appuis de rive [Art A.5.1.1, 312 /B.A.E.L91] :

On doit prolonger au delà du bord de l'appui de rive (coté travée) et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

$$A_s \text{ min à ancrer} = \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s \text{ min à ancrer} = \frac{1.15 \times 10.339 \times 10}{400} = 0.297 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{ap adoptée}} = 1.01 \text{ cm}^2 > A_s \text{ min à ancrer} = 0.297 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

Appuis intermédiaire [Art A.5.1, 321 / BAEL91]:

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u d$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui de rive (côté travée) et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à:

$$V_u = \frac{M_U}{0.9d} \Rightarrow M_U = 0.9d \times V_u = 0.9 \times 0.18 \times 10.339 = 1.675 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ap max}} = 4.328 \text{ KN.m} > 0.9d \times V_u^{\text{max}} = 1.926 \text{ KN.m}$$

Donc on n'a pas besoin de prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui de rive.

Sur le béton [Art A.5.1, 313 / B.A.E.L91] :

$$\frac{2V_u}{b_0 \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2 \times 10.339 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.064 \text{ MPa} \leq 0.8 \frac{25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

\Rightarrow condition vérifiée.

- Ancrage des barres [BAEL 91/Art A. 6. 1, 221] :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur l_s dite « longueur de scellement droit » :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_s = \frac{f_e \times \phi}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su}: \text{Contrainte d'adhérence;} \\ \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj} \quad \Psi_s: \text{Coefficient de scellement} = 1.5 \text{ pour barres HA.} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

D'où: $\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$$l_s = \frac{400 \times 0.8}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Les règles de [BAEL 91/art. A.6.1 ,253] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors-crochet est au moins égale à : **0.4** l_s pour une barre HA de classe f_e E400.

D'où: $l_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 30 = 12 \text{ cm}$

- Vérification de la contrainte d'adhérence et entrainement des barres [BAEL91/Art A.6.1, 3]:

$$\tau_{se,u} = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} = \frac{10.339 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times \sum U_i} \quad \text{avec: } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\begin{cases} \tau_{se,u} = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} = \frac{10.339 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 50.24} = 1.270 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} < \tau_{se,u} \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ \sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3.14 \times 8 = 50.24 \text{ mm} \end{cases}$$

III.5.6. Vérifications à l'ELS :

- Combinaison de charge à l'ELS:

$$\begin{aligned} q_s &= G + Q = 3.666 + 0.975 \\ q_s &= 4.641 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à la charge q_u . Il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par $\frac{q_s}{q_u}$ pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS.

$$\begin{aligned} \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.641}{6.412} = 0.724 \quad \Rightarrow \quad M_{ts}^{\max} &= M_{tu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 5.105 \times 0.724 = 3.696 \text{ KN.m} \\ &\Rightarrow \quad M_{aps}^{\max} = M_{apu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 4.328 \times 0.724 = 3.133 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de résistance du béton en compression:

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6f_{cj}$ [BAEL 91/art. A.4.5 ,2].

En travée :

La contrainte dans l'acier : on doit vérifier que $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \begin{cases} \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.51}{12 \times 18} = 0.699 \\ K_1 = 26.10 \\ \beta_1 = 0.8784 \end{cases} \Rightarrow \sigma_s = \frac{3.696 \times 10^3}{0.8784 \times 18 \times 1.51} = 154.81 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 154.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton : on doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{154.81}{26.10} = 5.931 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.931 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Aux appuis :

La contrainte dans l'acier : on doit vérifier que $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$:

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.01}{12 \times 18} = 0.468 \\ K_1 = 33.25 \\ \beta_1 = 0.8964 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_s = \frac{3.133 \times 10^3}{0.8964 \times 18 \times 1.01} = 192.25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 192.25 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton : on doit vérifier que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{192.25}{33.25} = 5.782 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.782 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Etat limite de déformation [BAEL 91/art. B.6.8, 424] :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{310} = 0.065 > 0.044 \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ts}^{\max}}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{310} = 0.065 > \frac{3.696}{15 \times 7.214} = 0.034 \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_{st}}{b_0 \times d} < \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1.51}{12 \times 18} = 0.0069 < 0.009 \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

- h_t : Hauteur total du plancher (**20cm**)
- L : portée entre nus d'appuis (**3.10m**)
- M_{ts}^{\max} : Moment max a l'ELS (**3.696 KN.m**)
- M_0 : Moment max de la travée isostatique (**7.214 KN.m**)
- A_{st} : Section des armatures (**1.51 cm²**)
- b : largeur de la section (**12cm**)
- d : hauteur utile de la section droite (**18cm**)

Les trois conditions étant vérifiées on peut se passer du calcul de la flèche.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III.6. Calcul du balcon en dalle pleine:

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, il est réalisé en dalle pleine ($e_p = 15\text{cm}$ (déterminée dans le chapitre II)) et il contient un garde corps de hauteur $H=1\text{m}$ en maçonnerie brique creuse de 10cm d'épaisseur.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

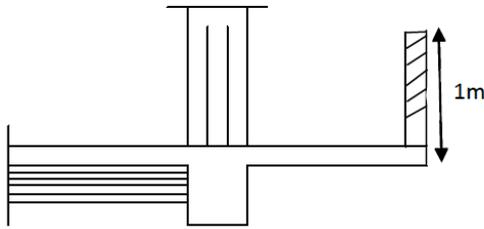


Figure III.26: Coupe verticale d'un balcon

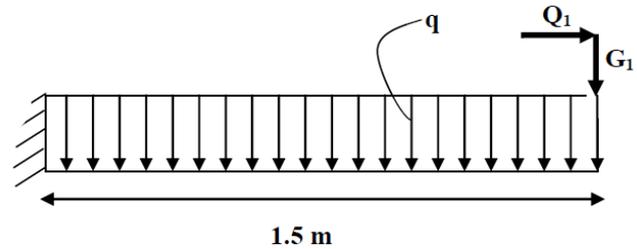


Figure III.27: Schéma statique du balcon

III.6.1. Détermination des différentes charges:

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	Poids (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G total				5.29

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur à la flexion simple avec $G=5.29\text{ kN/ml}$

$$P_{\text{garde corps}} = \text{poids de la brique creuse} + 2(\text{poids de l'enduit en ciment, } e_p = 2\text{cm})$$

$$P_{\text{garde corps}} = (0.9 + (2 \times 0.2)) \times 1\text{m} = 1.3\text{ kN/m}^2$$

Q_1 : Charge due à la main courante = 1 kN/ml

Q : Charge d'exploitation du balcon = 3.5 kN/ml (donnée par le DTR BC2.2)

III.6.2. Calcul à ELU:

- **Combinaisons de charge :**

A l'ELU:

Dalle: $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.29 + 1.5 \times 3.5 = 12.39\text{ kN/ml}$.

Garde corps: $q_{u1} = 1.35G_1 = 1.35 \times 1.3 = 1.755\text{ kN/ml}$.

Main courante : $q_{u2} = 1.5 \times 1 = 1.5\text{ kN/ml}$.

A l'ELS:

Dalle: $q_u = G+Q = 5.29 + 3.5 = 8.79$ kN/ml.

Garde corps: $q_{u1} = G1 = 1.3 = 1.3$ kN/ml.

Main courante : $q_{u2} = 1 = 1$ kN/ml.

- **Calcul du moment sollicitant :**

A l'ELU:

Moment dû à la charge q_u : $M_1 = q_u \frac{l^2}{8}$

Moment dû à poids du garde corps : $M_2 = q_{u1}l$

Moment dû à la main courante : $M_3 = q_{u2}H$

Le moment total est : $M_u = M_1 + M_2 + M_3$

$$M_u = 12.39 \frac{1.5^2}{8} + 1.755 \times 1.5 + 1.5 \times 1 = 7.62 \text{ KN.m}$$

A l'ELS:

De même que pour l'ELU ; on trouve :

$$M_s = 8.79 \frac{1.5^2}{8} + 1.3 \times 1.5 + 1 \times 1 = 5.42 \text{ KN.m}$$

III.6.2.1. Ferrailage du balcon:

- **Calcul des Armatures principales:**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$f_{bu}=14.17$ MPa; $\sigma_{st}=348$ MPa ; $c=3$ cm ; $d=12$ cm.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.62 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.17} = 0.037 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée.}$$

$$\mu = 0.037 \Rightarrow \beta = 0.9667$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.62 \times 10^3}{0.9667 \times 12 \times 348} = 1.89 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_{st} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ avec: $S_t = 25$ cm.

- **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend: } A_r = 5HA8 = 2.52 \text{ cm}^2 \text{ avec: } S_t = 25 \text{ cm}$$

III.6.3. Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{adoptée} = 2.51 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 0.828 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

- **Vérification au cisaillement [BAEL91/ Art A.5.1,1]:**

on a : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ avec: $V_u = q_u \times L + q_{u1} = 12.39 \times 1.5 + 1.755 = 20.34$ KN

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{20.34 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.17 \text{ MPa}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

La fissuration est peu préjudiciable [Art A.5.1, 211 /B.A.E.L91]:

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

On a: $\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

- **Vérification de l'adhérence des barres [BAEL91/ Art A.6.1,3]:**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \quad \text{avec: } \sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.34 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 125.6} = 1.50 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$l_s = \frac{f_e \times \phi}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{400 \times 0.8}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

- **vérification sur l'écartement des barres :**

Armatures principales:

$$St = 25 \text{ cm} \leq (3h, 33\text{cm}) = 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition:

$$St = 25 \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.4. Vérification à l'ELS:

Nous avons : $M_s = 5.42 \text{ KN.m}$

- **Vérification des contraintes de compression du béton:**

La contrainte dans le béton : on doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 12} = 0.209 \\ K_1 = 52.88 \\ \beta_1 = 0.9263 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_s = \frac{5.42 \times 10^3}{0.9263 \times 12 \times 2.51} = 194.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{194.26}{52.88} = 3.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, selon [BAEL 91/art. A.4.5 ,33] :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1.6$ pour HA (coefficient de fissuration)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max(0.5 \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = \min\{266.7; \max(200; 201.63)\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 194.26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

- **Etat limite de déformation :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 > 0.0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow 0.1 = \frac{5.42}{10 \times 5.42} = 0.1 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.51}{100 \times 12} = 0.0021 < \frac{4.2}{400} 0.011 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre IV :

Modélisation et vérifications

Partie I: Choix de la méthode utilisée et justification des données introduites au logiciel ROBOT :

IV.I.1. Choix de la méthode de calcul :

IV.I.1.1. La méthode statique équivalente [Art 4. 1. 2 RPA 99 mod 2003] :

La méthode statique équivalente peut être utilisée :

- a. si le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en Zone II.
- b. Si le bâtiment présente une configuration irrégulière une condition complémentaire doit être vérifiée, elle est présentée comme suit : la hauteur doit être inférieure ou égale à 23 m (Zone II, groupe d'usage II).

IV.I.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale [Art 4. 1. 3 RPA 99 mod 2003] :

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la M.S.E n'est pas permise.

IV.I.1.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes [Art 4. 1. 3 RPA 99 mod 2003] :

Cette méthode doit être utilisée par un personnel qualifié.

⇒ Notre bâtiment n'est pas régulier en élévation et ne satisfait pas la condition "b", ce qui nous a conduit à utiliser **la méthode d'analyse modale spectrale**[Art 4. 3 RPA 99 mod 2003].

IV.I.2. Présentation du logiciel Robot Structural Analysis Professional 2010.

Le logiciel Robot-Bat est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures et ce en utilisant la méthode des éléments finis.

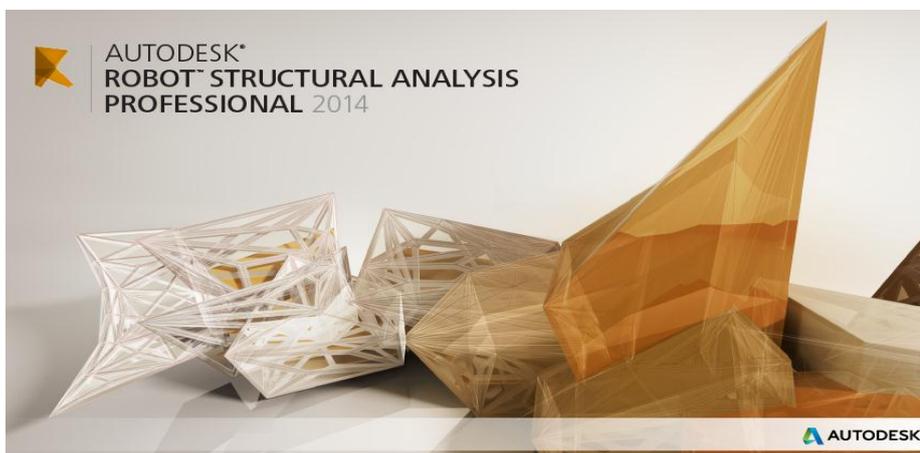


Figure IV. 1. Page d'accueil du logiciel ROBOT

Chapitre IV : modélisation et vérifications

La modélisation de la structure se fait en deux étapes :

IV.I.2.1. Création du model géométrique:

- **Choix du type de structure :**

Pour notre cas, on étudiera une structure en coque comme montré sur la figure 2.

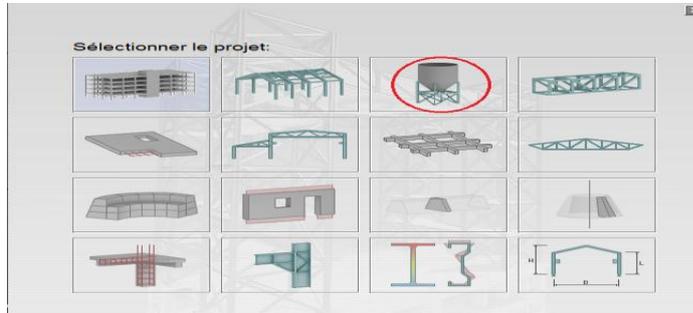


Figure IV. 2. Choix du type de structure.

La nouvelle affaire s'affiche :

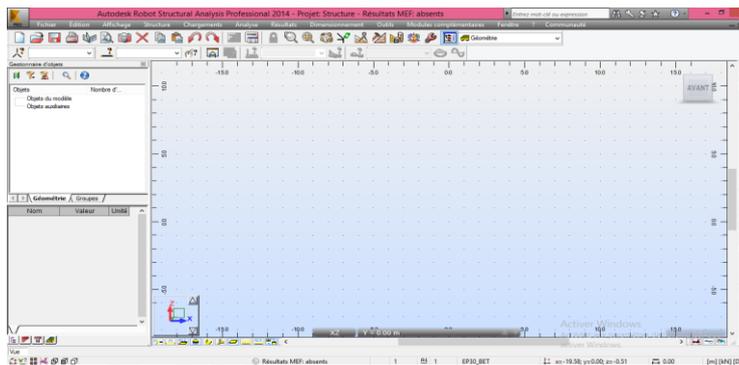


Figure IV. 3. Nouvelle affaire.

- **Configuration des préférences de l'affaire :**

Pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire on clique sur l'icône " outil " → " préférences de la tâche".

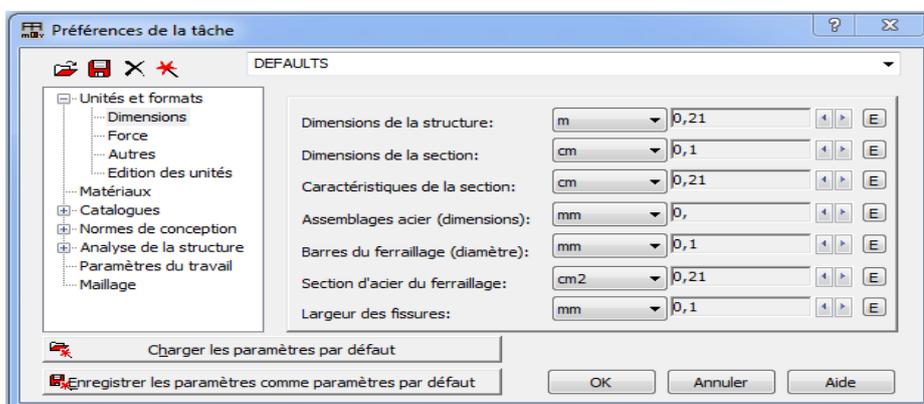


Figure IV. 4. Préférences de l'affaire

Chapitre IV : modélisation et vérifications

Par convention on met toutes les valeurs à trois (03) chiffres après la virgule ceci pour:

Dimensions:

Dimensions de la structure:	m	0.321	◀ ▶ E
Dimensions de la section:	cm	0.321	◀ ▶ E
Caractéristiques de la section:	cm	0.321	◀ ▶ E
Assemblages acier (dimensions):	mm	0.321	◀ ▶ E
Barres du ferrailage (diamètre):	mm	0.321	◀ ▶ E
Section d'acier du ferrailage:	cm2	0.321	◀ ▶ E
Largeur des fissures:	mm	0.321	◀ ▶ E

Force:

Force:	kN	0.321	◀ ▶ E
Moment:	kN*m	0.321	◀ ▶ E
Contrainte:	MN/m2	0.321	◀ ▶ E

Autre:

Déplacement linéaire:	cm	0.321	◀ ▶ E
Angle / rotation (données):	Deg	0.321	◀ ▶ E
Angle / rotation (résultats):	Rad	0.321	◀ ▶ E
Température:	°C	0.321	◀ ▶ E
Poids:	kG	0.321	◀ ▶ E
Masse:	kg	0.321	◀ ▶ E
Valeur numérique sans unité:		0.321	◀ ▶ E
Règle:		0.321	◀ ▶ E

Matériaux:

Matériaux:	Jeu primaire
Français	Acier: ACIER
	Béton: BETON25
	Aluminium: ALUM CHAUD
	Bois: CB_RESIN C 18
<input type="button" value="Modifier"/>	

Norme de conception:

Structures acier et aluminium:	CM66
Assemblages acier:	CM66
Structures bois:	CB71
Béton armé:	BAEL 91 mod. 99
Géotechniques:	DTU 13.12
<input type="button" value="Plus de normes..."/>	

Charge:

Pondérations:	CM66 Avril 2000
Charges de neige et vent:	NV65 02/09
Charges sismiques:	RPA 99 (2003)
<input type="button" value="Plus de nomes..."/>	

Analyse de la structure:

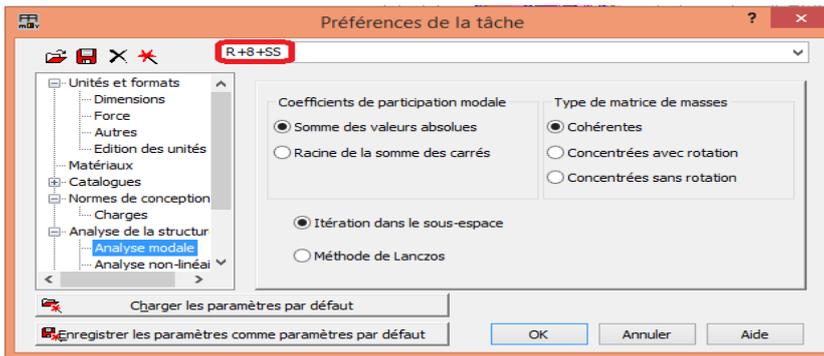
Méthode de résolution	Automatique	Paramètres
Arrêter l'analyse après la vérification	si des erreurs ont été détectées	
Ignorer avertissements de l'analyse	<input type="radio"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non	
Si l'option exige des résultats de calcul	demander si démarrer les calculs	
<input checked="" type="checkbox"/> Figurer automatiquement les résultats de calcul de la structure		
<input checked="" type="checkbox"/> Fusionner les barres automatiquement lors de l'import de la géométrie		
<input type="checkbox"/> Algorithme DSC (Relâchements sur barres)		
<input checked="" type="checkbox"/> Liaisons rigides (Liaisons rigides)		

Analyse modale:

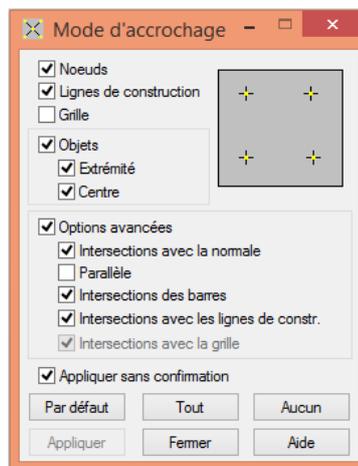
Coefficients de participation modale	Type de matrice de masses
<input checked="" type="radio"/> Somme des valeurs absolues	<input checked="" type="radio"/> Cohérentes
<input type="radio"/> Racine de la somme des carrés	<input type="radio"/> Concentrées avec rotation
	<input type="radio"/> Concentrées sans rotation
<input checked="" type="radio"/> Itération dans le sous-espace	
<input type="radio"/> Méthode de Lanczos	

Chapitre IV : modélisation et vérifications

Enfin, on donne un nom à la nouvelle configuration (**R+8+SS**):



On décoche la grille " outil " → " mode d'accrochage " :



- **Lignes de construction :**

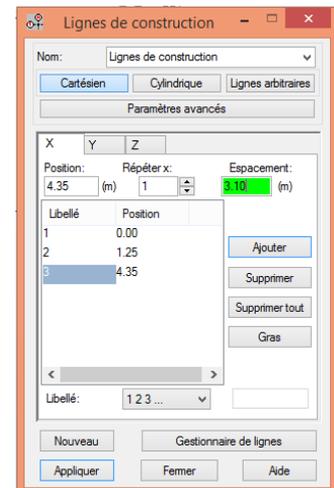
" Structure " → " Lignes de construction "

ou bien sur la barre d'outil  :

Introduire les distances selon les axes X et Y ainsi que la hauteur du bâtiment selon Z puis on clique sur " **insérer** ".

On donne un nom au projet et le libellé des lignes selon chaque axe

« **1 2 3 ; A B C ; ...** » puis on clique sur " **appliquer** ".



Chapitre IV : modélisation et vérifications

- **Définition des éléments barres (poteaux, poutres):**

Cette étape nous permet d'introduire les différentes sections transversales des éléments barres qui existent dans la structure.

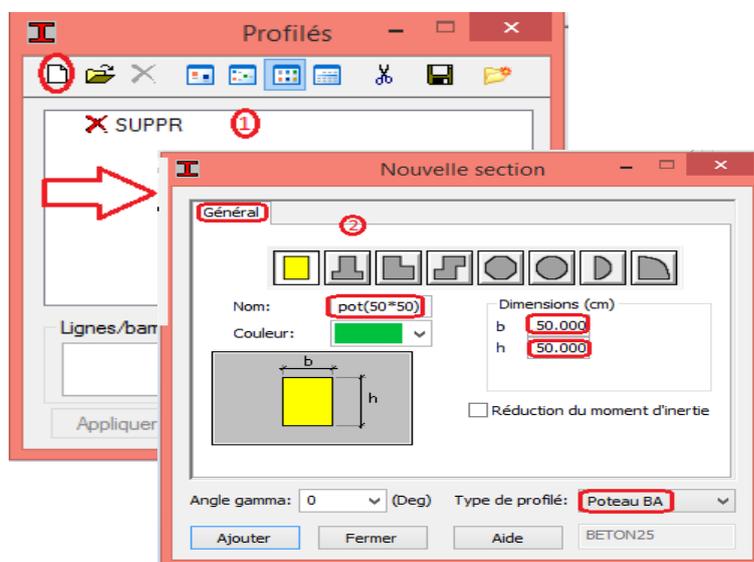
"Structure" → "caractéristiques" → "profilés des barres"

Ou biens directement on clique



sur :

Une boîte dialogue apparait, on clique sur " Définir un nouveau profilé", on choisit le type et la géométrie de notre profilé afin d'introduire ses dimensions



- **Définition des éléments surfaciques (panneaux):**

A partir du menu déroulant "structure" → "caractéristiques" → "Epaisseur EF..."

ou biens directement en cliquant sur

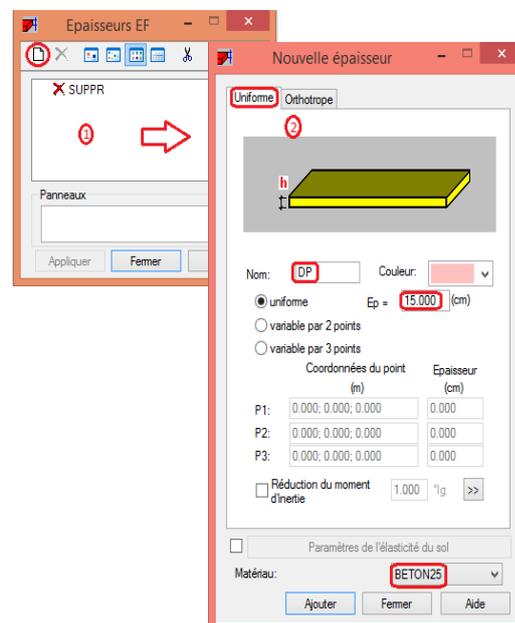


Une boîte de dialogue apparait,

"Définir nouvelle épaisseur" → "Uniforme"

Introduire le nom, l'épaisseur et le matériau

On clique sur "ajouter" → "fermer"



Chapitre IV : modélisation et vérifications

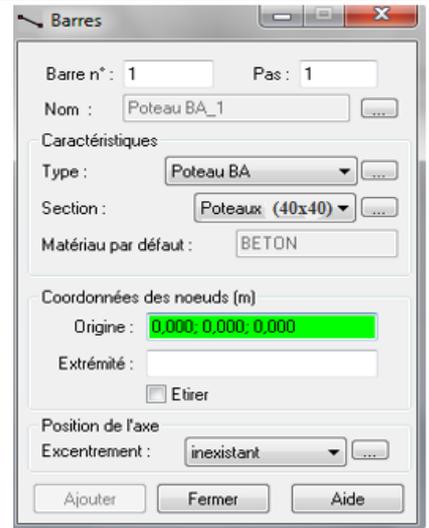
- **Affectation des éléments barres aux lignes de construction:**

A partir du menu déroulant "structure" → "barres"

Ou bien  :

Une boîte de dialogue s'affiche:

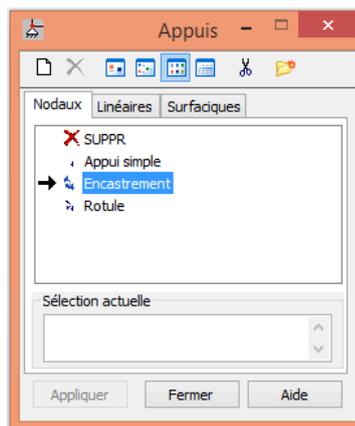
On choisit l'élément (poutre/poteau) et sa section puis on les affecte suivant les lignes de construction.



- **Encastrement de la structure:**

Afficher la structure en plan XY on sélectionne le niveau de base puis dans le menu

"Structure" → "Appuis" → "Nodaux" → "encastrement "



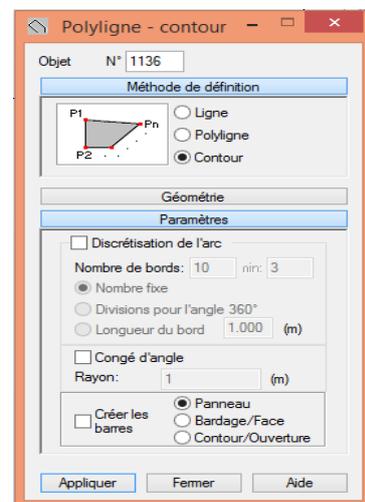
- **Affectation des éléments surfaciques (dalle pleine, escalier, voiles) :**

La commande Panneaux est accessible par le menu déroulant

"Structures" → "Panneaux" ou bien  :

"Poly ligne-contour" → "Paramètres" → "Panneau"

Puis on définit les contours des éléments surfaciques.

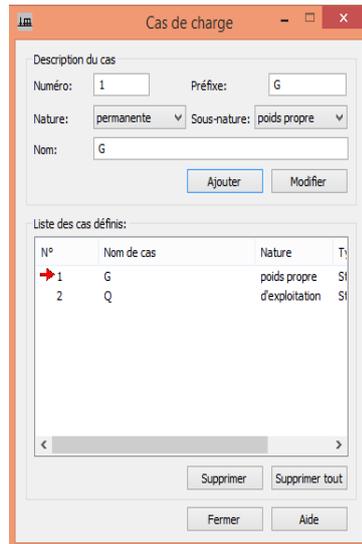


Chapitre IV : modélisation et vérifications

- **Définition des charges statiques :**

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitations) de la structure, dans le menu "**Chargement**" → "**Cas de charge**" on choisit la nature et le nom puis on clique sur "**Nouveau**"

Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l'icône  :

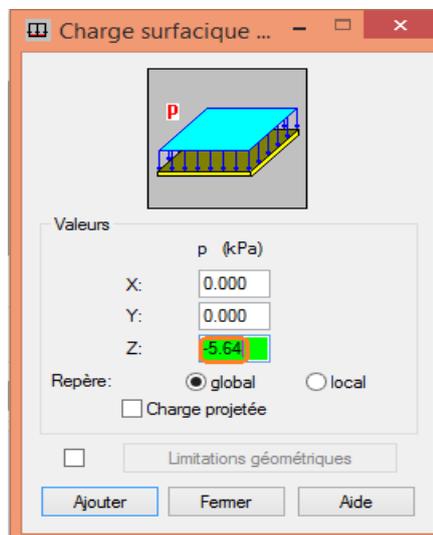
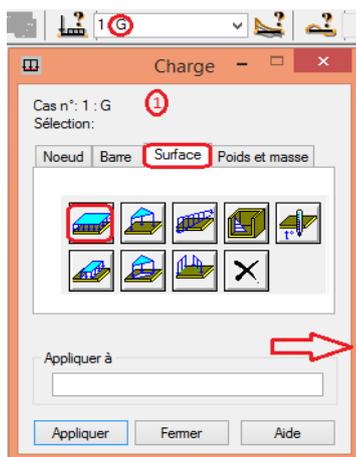


- **Affectation des charges :**

Pour charger la structure on choisit le type de charge **G** (permanente) ou **Q** (exploitation);

On sélectionne dans le menu déroulant :

"**Chargements**" → "**définir charges**" → "**surface**" → "**charge surfacique uniforme**"

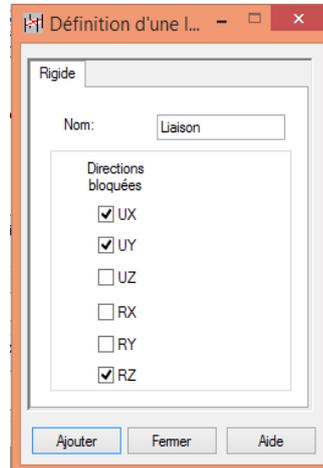
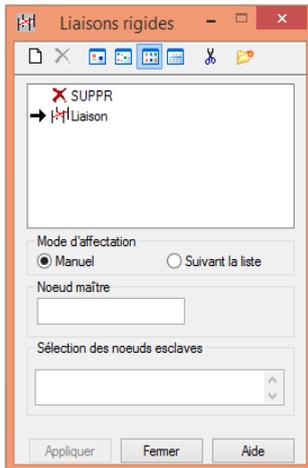


Chapitre IV : modélisation et vérifications

- **Diaphragme (liaisons rigides) :**

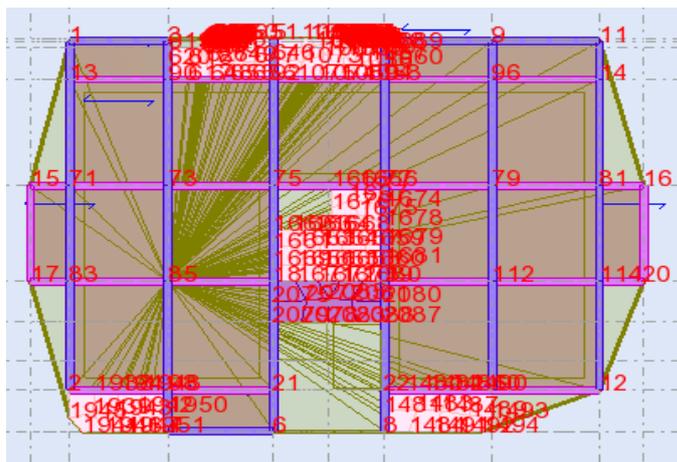
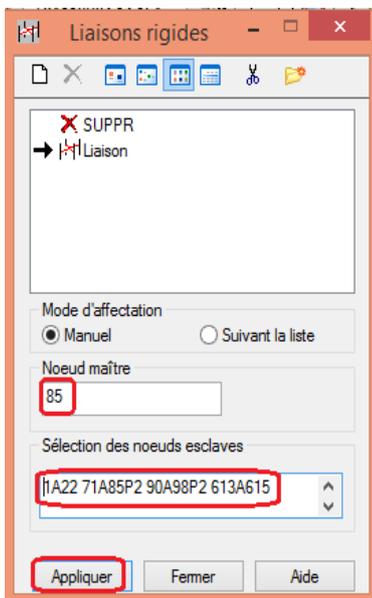
Pour satisfaire l'hypothèse des planchers infiniment rigides il faut définir les liaisons rigides des planchers de tous les niveaux.

"Structure" → "caractéristiques additionnelles" → "liaisons rigides"



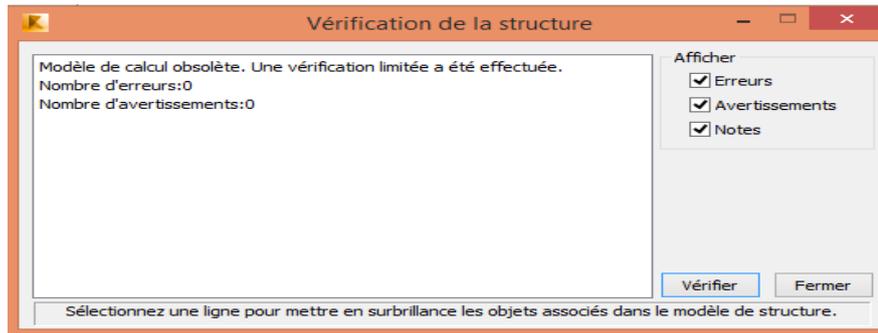
On affiche les numéros des nœuds à l'aide de l'icône  et on choisit le nœud maître qu'on introduit dans la figure précédente;

On finit par sélectionner la structure et on clique sur "**appliquer**"



Chapitre IV : modélisation et vérifications

On répète cette opération pour tous les planchers de la structure puis on lance une analyse complète afin de vérifier la structure dans le menu "analyse" → "vérifier structure"

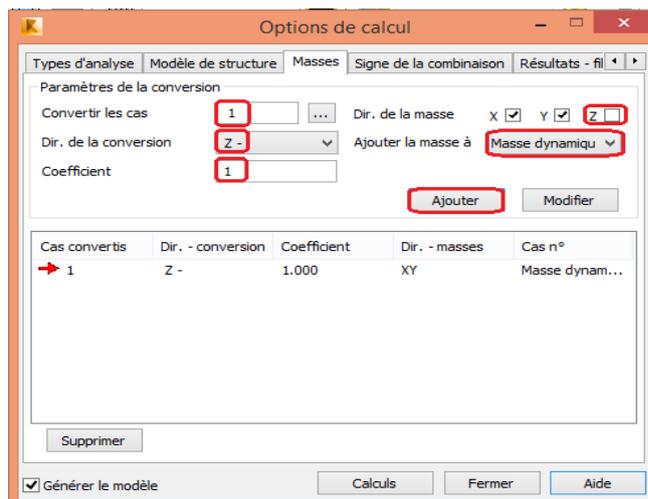


IV.I.2.2. Analyse de la structure:

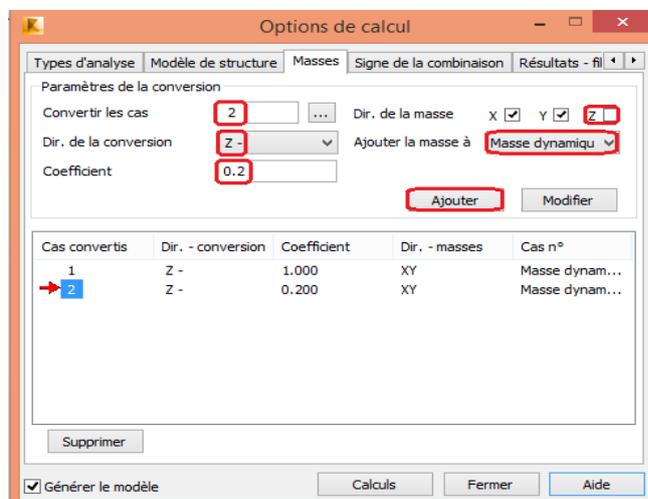
On doit introduire la loi: $W = \Sigma G + \beta \Sigma Q$

Pour cela, sur le menu déroulant on clique sur: "Analyse" → "type d'analyse" → "masse"

- Pour G :



- Pour Q :

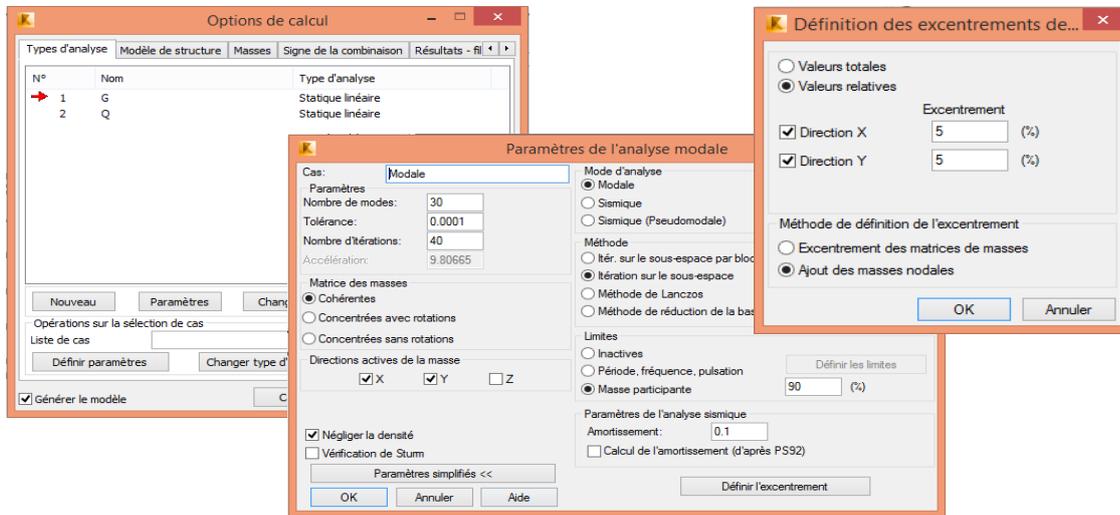


Chapitre IV : modélisation et vérifications

- **L'analyse modale :**

Introduire l'analyse modale pour vérifier le comportement de la structure vis à vis de son poids propre:

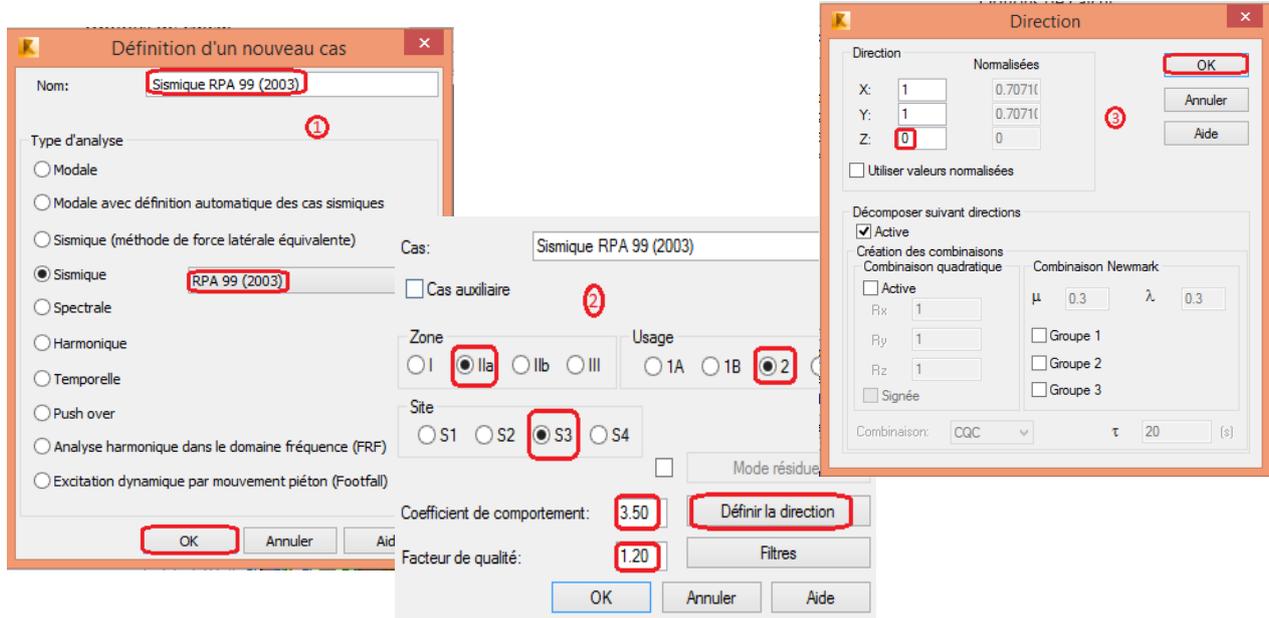
"Analyse" → "type d'analyse" → "type d'analyse" → "Nouveau" → "Modale" → "OK"



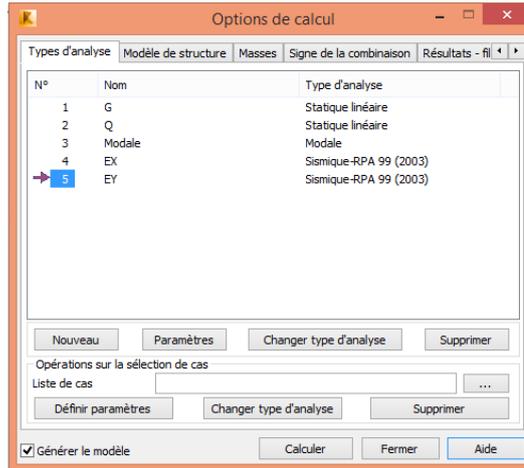
- **L'analyse sismique :**

Introduire l'analyse sismique qui nous permettra d'introduire les combinaisons de charge:

"Analyse" → "type d'analyse" → "type d'analyse" → "Nouveau" → "Sismique"



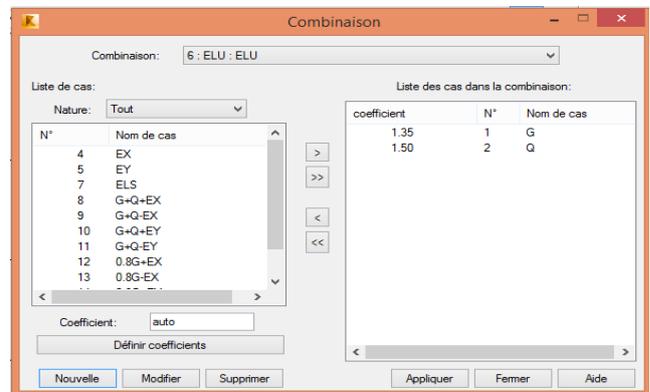
Et on aura:



- **Combinaisons de charges :**

"Chargements" → "combinaisons manuelles"

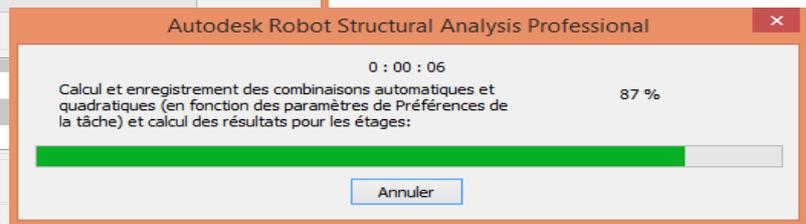
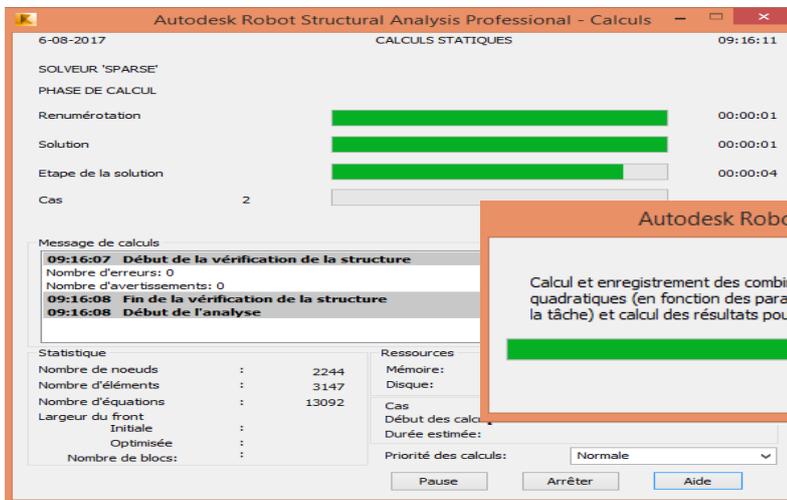
On choisit le type de la combinaison et sa nature:

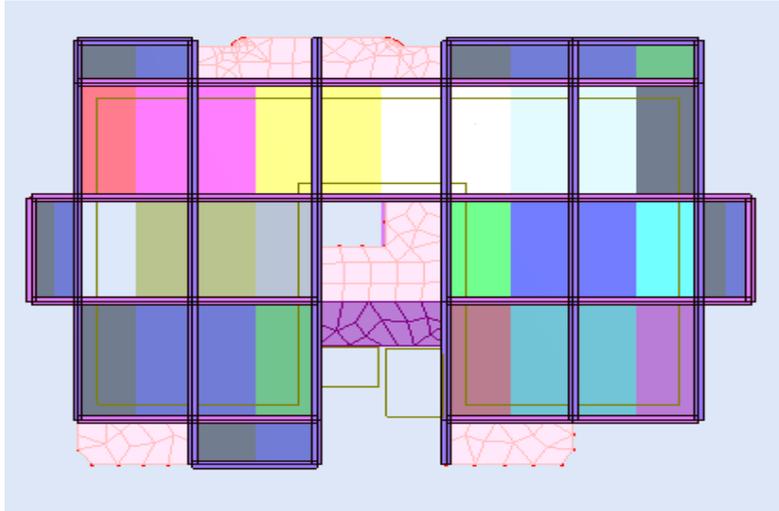


Ainsi on introduit les charges statiques « ELU, ELS » et de la même manière les combinaisons sismiques « G + Q ± E ; 0.8 G ± E ».

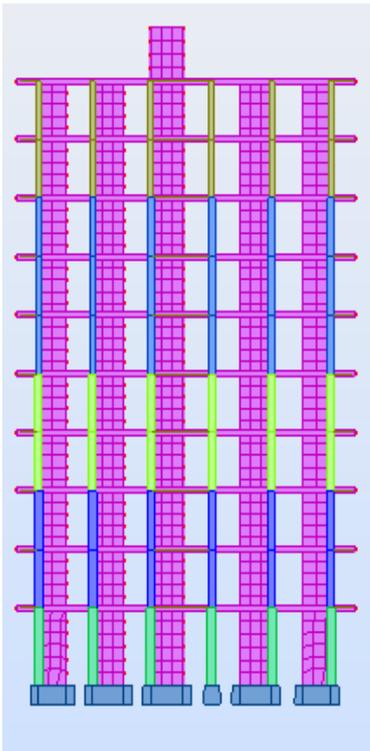
- **calcul de la structure :**

Après vérification de la structure, si elle ne présente aucune erreur, on procède au calcul statique "Analyse" → "Calculer" ou avec l'icône :

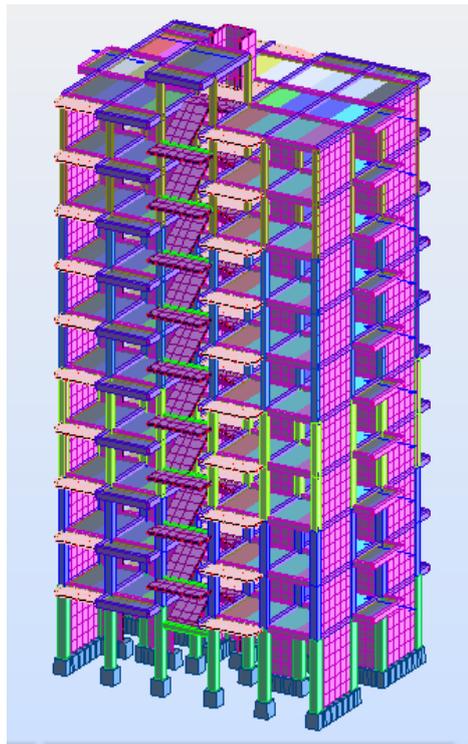




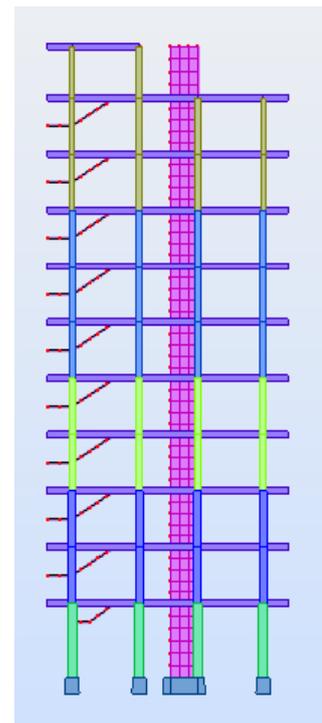
Vue en plan



Vue en X-Z



Vue en 3D



Vue en Y-Z

Chapitre IV : modélisation et vérifications

IV.I.3. Justification des données introduites au logiciel Robot :

Afin que le logiciel puisse effectuer le calcul de la structure il a fallut lui introduire les paramètres suivants :

▪ Paramètres de l'analyse modale :

	β	Nbre de modes	Coef de masse	ξ	R	Q
Article du RPA	Tableau 4.5	Art 4.3.4	Art 4.3.4	Tableau 4.2	Tableau 4.3	- Formule 4.4 - Tableau4.4
Valeurs	0.20	30	90%	10%	3.5	1.20

▪ Paramètres du RPA : [chapitre III: critères de classification du RPA 99 mod 2003]

	Zone	Usage	Site
Valeurs	IIa	2	S3

▪ Combinaisons d'actions :

Les combinaisons selon le [BAEL 91 mod99, CBA93] :

$$\text{ELU} : 1,35G+1,5Q$$

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

Combinaisons selon le RPA99 V2003 :

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

Avec :

G: la charge permanente.

Q : la charge d'exploitation.

E : l'action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Partie II : vérifications et interprétation des résultats.

IV. II.1. Justification du système de contreventement :

Le contreventement dans le cas de notre bâtiment, est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les deux sens (longitudinale et transversale).

Afin de connaître la nature du système de contreventement on doit déterminer le % des charges verticales et horizontales (effort sismique) que reprend chaque élément (portique; voile) et enfin juger le type de contreventement selon les règles du RPA, puis tirer R coefficient de comportement [tableau 4.3 du RPA 99 / version 2003].

Catégorie	Description du système de contreventement	R
1a	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques / voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau IV.1 : Valeurs du coefficient R

Les charges verticales et horizontales reprises par le système de contreventement seront tirées des tableaux donnés par le logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**étage**".
2. Cliquer sur "**effort réduit**".
3. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", cocher F_x , F_y et F_z et les cocher aussi dans répartition des forces sur les poteaux et les voiles.
4. Bouton droit, choisir "**filtre**", sélectionner E_x et E_y puis cliquer sur "**combinaison**" et ajouter **ELS** à la sélection.
5. Relever les résultats du 1^{er} étage pour chaque cas de charge.

Pour le cas 4 (E_x) on relève F_x , Pour le cas 5 (E_y) on relève F_y et pour le cas 7 (ELS) on relève F_z .

Chapitre IV : modélisation et vérifications

Cas/Etage	FX [kN]	FY [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
Ex 4/ 1	1833,678	44,360	484,750	1348,928	13,690	30,669	0,0	609,535	-609,535
4/ 2	1791,564	43,938	444,083	1347,481	27,074	16,864	0,0	305,249	-305,249
4/ 3	1718,929	42,904	539,397	1179,532	54,777	-11,873	0,0	169,065	-169,065
4/ 4	1617,569	41,087	495,102	1122,467	44,798	-3,712	0,0	93,425	-93,425
4/ 5	1486,831	38,434	558,334	928,497	35,919	2,515	0,0	65,792	-65,792
4/ 6	1327,307	34,827	431,593	895,714	21,090	13,737	0,0	44,812	-44,812
4/ 7	1140,130	30,246	444,770	695,360	14,835	15,411	0,0	37,602	-37,602
4/ 8	923,071	24,582	402,371	520,701	9,504	15,079	0,0	32,372	-32,372
4/ 9	673,835	17,855	251,903	421,932	5,575	12,280	0,0	19,446	-19,446
4/ 10	384,015	9,919	249,117	134,898	11,443	-1,523	0,0	11,644	-11,644
Ey 5/ 1	44,358	1904,068	18,890	25,467	517,434	1386,634	0,0	93,699	-93,699
5/ 2	43,822	1856,659	25,292	18,530	276,609	1580,049	0,0	207,581	-207,581
5/ 3	42,485	1780,164	27,011	15,473	367,817	1412,347	0,0	212,101	-212,101
5/ 4	40,192	1684,077	27,343	12,849	340,046	1344,032	0,0	214,728	-214,728
5/ 5	37,034	1563,910	28,335	8,699	368,250	1195,660	0,0	199,368	-199,368
5/ 6	33,026	1414,638	24,947	8,079	295,490	1119,147	0,0	180,805	-180,805
5/ 7	28,292	1235,978	24,105	4,186	307,056	928,921	0,0	153,198	-153,198
5/ 8	22,723	1020,665	22,825	-0,102	302,793	717,873	0,0	120,909	-120,909
5/ 9	16,424	763,777	17,501	-1,078	202,853	560,923	0,0	85,941	-85,941
5/ 10	9,158	439,452	16,376	-7,218	226,288	213,165	0,0	51,617	-51,617
ELS 7 (C)/ 1	0,0	0,0	-17,170	17,170	14,163	-14,163	-30622,919	-17677,470	-12945,449
7 (C)/ 2	0,0	0,0	-43,933	43,933	-33,651	33,651	-27042,210	-14959,881	-12082,329
7 (C)/ 3	0,0	0,0	-45,055	45,055	-59,663	59,663	-23932,468	-12942,371	-10990,097
7 (C)/ 4	0,0	0,0	-37,325	37,325	-57,372	57,372	-20842,824	-10755,409	-10087,415
7 (C)/ 5	0,0	0,0	-39,675	39,675	-61,011	61,011	-17809,645	-8981,776	-8827,869
7 (C)/ 6	0,0	0,0	-36,120	36,120	-52,345	52,345	-14794,199	-7095,501	-7698,698
7 (C)/ 7	0,0	0,0	-40,464	40,464	-57,289	57,289	-11828,576	-5541,562	-6287,014
7 (C)/ 8	0,0	0,0	-40,660	40,660	-55,079	55,079	-8862,953	-4131,231	-4731,722
7 (C)/ 9	0,0	0,0	-34,886	34,886	-42,992	42,992	-5912,699	-2622,013	-3290,686
7 (C)/ 10	0,0	0,0	-36,114	36,114	-51,613	51,613	-3005,624	-1283,669	-1721,955

Tableau IV.2 : Efforts verticaux et horizontaux agissant sur la structure.

• **Tableaux récapitulatifs des résultats trouvés :**

a. Sous charges verticales (ELS) :

Effort Normal Total : [KN]	N=	30622,919	30622,919
Effort Normal Voiles : [KN]	N=	12945,449	42,27%
Effort Normal portiques: [KN]	N=	17677,47	57,73%

Avec :

$$\%N_{\text{voiles}} = \frac{N_{\text{voiles}}}{N_{\text{tot}}} \times 100$$

$$\%N_{\text{portiques}} = \frac{N_{\text{portiques}}}{N_{\text{tot}}} \times 100$$

Sachant que N correspond aux charges verticales (F_z) sous la combinaison (G+Q).

b. Sous charges horizontales (séisme E) :

Effort Horizontal Total : [KN]	Fx=	1833,678	1833,678
	Fy=	1904,068	1904,068
Effort Horizontal Voiles : [KN]	Fx=	1348,928	73,56%
	Fy=	1386,634	72,82%
Effort Horizontal portiques : [KN]	Fx=	484,75	26,44%
	Fy=	517,434	27,18%

Chapitre IV : modélisation et vérifications

Avec :

$$\%V_{\text{voiles}} = \frac{V_{\text{voiles}}}{V_{\text{tot}}} \times 100$$

$$\%V_{\text{portiques}} = \frac{V_{\text{portiques}}}{V_{\text{tot}}} \times 100$$

Sachant que V correspond aux charges horizontales (F_x et F_y) sous la combinaison (E_x et E_y) respectivement.

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des charges horizontales, d'après le RPA99 modifié 2003 la structure est contreventée par "voiles porteurs", donc le coefficient de comportement $R=3,5$.

IV.II.2.Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003) :

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire des vérifications sur :

- Pourcentage de masses participantes.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification du déplacement second ordre (l'effet P-Δ).

IV.II.2.1. Pourcentage de masse participante [Art 4.3.4 du RPA99/version 2003] :

Le pourcentage d'au moins une des masses modales participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y).

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
3/ 1	0,749	72,421	0,053	0,0	72,421	0,053	0,0
3/ 2	0,642	0,057	65,668	0,0	72,479	65,721	0,0
3/ 3	0,561	0,020	0,021	0,0	72,499	65,742	0,0
3/ 4	0,225	11,514	0,004	0,0	84,013	65,747	0,0
3/ 5	0,190	2,493	0,000	0,0	86,506	65,747	0,0
3/ 6	0,173	0,001	4,245	0,0	86,507	69,992	0,0
3/ 7	0,147	0,260	0,029	0,0	86,767	70,022	0,0
3/ 8	0,141	0,003	15,851	0,0	86,770	85,873	0,0
3/ 9	0,125	0,024	0,030	0,0	86,794	85,903	0,0
3/ 10	0,103	5,405	0,000	0,0	92,200	85,903	0,0
3/ 11	0,063	0,000	6,827	0,0	92,200	92,730	0,0
3/ 12	0,062	2,773	0,001	0,0	94,973	92,731	0,0

Tableau IV.3 : Pourcentage de la masse participante.

Comme on peut le constater du tableau ci-dessus dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au 10^{ème} mode dans le sens X-X et au 11^{ème} dans le sens Y-Y.

Chapitre IV : modélisation et vérifications

IV.II.2.2. Estimation de la période fondamentale de la structure

[Art 4. 2. 4 du RPA 99 mod 2003] :

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \dots\dots\dots [\text{Formule 4.6 du RPA 99 / version 2003}].$$

Avec :

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

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. [Tableau 4.6 du RPA 99 / version 2003].

Cas N°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonneries	0,05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A	0,05

Tableau IV.4 : Valeurs du coefficient C_T

$$T_{emp} = 0.05 \times 34.42^{0.75} = 0.711 \text{ S.}$$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

Autrement dit : $T_{LOG} < T_{RPA}$

- Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :

$$T_{RPA} = 0.711 \times 1.3 = \mathbf{0.924 \text{ S}} .$$

- La période analytique (T_{LOG}) sera tirée des tableaux donnés par le logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**mode propre**".
2. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement les résultats voulus, à savoir la colonne correspondant aux valeurs des périodes.
3. Cliquer sur "**extrêmes globaux** " pour afficher les valeurs maximales et minimales.
4. Relever les résultats.

	Période [sec]
MAX	0,749
Cas	3
Mode	1
MIN	0,034
Cas	3
Mode	30

Tableau IV.5 : Période fondamentale.

Chapitre IV : modélisation et vérifications

Le logiciel ROBOT nous a permis d'avoir les modes de vibrations de la structure et la période correspondante à chacun:

La période maximale est de **0.749 s** pour le 1^{er} mode de vibration et la période minimale est de **0.034 s** pour le 30^{ème} mode de vibration.

Comparaison des résultats :

$$T_{RPA} = 0.924 \text{ S} > T_{LOG} = 0.749 \text{ S} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.II.2.3.Vérification de l'excentricité [Art 4.2.7 RPA 99 version2003] :

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

$$\text{c.à.d. on doit vérifier que : } \begin{cases} e_{x0} < e_{x1} \\ e_{y0} < e_{y1} \end{cases}$$

Avec:

e_{x0} ; e_{y0} : Excentricités théoriques dans le sens xx et yy respectivement.

e_{x1} ; e_{y1} : Excentricités accidentelles dans le sens xx et yy respectivement.

$$\text{Sachant que : } \begin{cases} e_{x1} = 5\% l_x \\ e_{y1} = 5\% l_y \end{cases}$$

- Les excentricités seront tirées des tableaux donnés par le logiciel Robot en procédant comme suit :
 1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**étage**".
 2. Cliquer sur "**valeurs**" et dans cas de charge sur "**modale**".
 3. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement le nom des étages et les résultats voulus, à savoir e_{x0} , e_{y0} et e_{x1} , e_{y1}

Comparaison des résultats :

Cas/Etage	Nom	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
3/ 1	Etage 1	0,100	0,050	0,970	0,720
3/ 2	Etage 2	0,092	0,273	0,970	0,720
3/ 3	Etage 3	0,092	0,273	0,970	0,720
3/ 4	Etage 4	0,092	0,274	0,970	0,720
3/ 5	Etage 5	0,092	0,274	0,970	0,720
3/ 6	Etage 6	0,093	0,274	0,970	0,720
3/ 7	Etage 7	0,093	0,274	0,970	0,720
3/ 8	Etage 8	0,093	0,274	0,970	0,720
3/ 9	Etage 9	0,094	0,273	0,970	0,720
3/ 10	Etage 10	0,134	0,121	0,970	0,720

Tableau IV.6 : Les excentricités

Comme on peut le constater des tableaux ci-dessus, l'excentricité est vérifiée pour tous les étages et cela dans les deux directions.

Chapitre IV : modélisation et vérifications

IV.II.2.4. Vérification de l'effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul) [Art 4.3.6 RPA 99 version 2003]:

La résultante des forces sismiques à la base 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, autrement dit : $V_{dyn} \geq 0.8 \times V_{stat}$

Avec :

- $V_{stat} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$ [Art 4.2.3 RPA 99 mod 2003]

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

- Coefficient d'accélération de zone **A** :

Donné par le tableau suivant :

Z O N E				
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau IV.7 : Coefficient d'accélération de zone "A"

A = 0,15 la zone II_a et Groupe d'usage 2.

- Calcul du facteur d'amplification dynamique **D** :

[Art 4.2.3 RPA 99 mod 2003, formule 2.3]

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

- $T = \min \begin{cases} T_{emp} = 0.711 \\ 1.3 \times T_{emp} = 0.924 \\ T_{calcul} = 0.749 \end{cases} = \underline{0.711}$

Chapitre IV : modélisation et vérifications

- **T₁ et T₂** : Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site données par le tableau suivant :

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	<u>0,15</u>	0,15
T2	0,30	0,40	<u>0,50</u>	0,70

$$T_1 = 0.15 \quad ; \quad T_2 = 0.50$$

- η : facteur de correction d'amortissement, donné par la relation suivante

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \quad \text{[formule 4.3]}$$

avec: $\xi = 10\%$

$$\eta = 0.764$$

Nous avons : $T_2 \leq T = 0.760 \leq 3 \text{ s}$ donc : $D = 2.5 \times \eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D = 1.511$

- **Calcul du poids total de la structure :**

$$w = G + 0.2Q$$

G et Q sont relevées du logiciel Robot $\Rightarrow G = 25987.203 \text{ KN}$; $Q = 4635.715 \text{ KN}$.

D'où : $w = 26914.346 \text{ KN}$.

- Les valeurs des autres paramètres sont déterminées précédemment.

	A	D	R	Q	W (t)
Valeurs	0.15	1.511	3.5	1.20	2691.4346

Tableau IV.8 : Récapitulatif des différents paramètres.

On aura donc :

$$V_{\text{stat}} = 209.097 \text{ t}$$

$$0.8 \times V_{\text{stat}} = \underline{167.278 \text{ t}}$$

- V_{dyn} sera tiré du logiciel Robot en procédant comme suit :
 1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**étage**".
 2. Cliquer sur "**effort réduit**".
 3. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement les résultats voulus, à savoir F_x et F_y .
 4. Bouton droit, choisir "**filtre**", sélectionner E_x et E_y .
 5. Relever les résultats du 1^{er} étage.

Pour le cas 4 (E_x) on relève F_x qui représente V_{dx} , et Pour le cas 5 (E_y) on relève F_y qui représente V_{dy}

Chapitre IV : modélisation et vérifications

The image shows a software interface for structural analysis. It includes a tree view on the left with 'Etages' selected. A dialog box 'Etages' allows selecting information, with 'FX' and 'FY' checked. A 'Filtre : Etages' dialog shows 'Cas' set to '4 5'. A table displays the results for FX and FY across various cases and stages.

Cas/Etage	5	FX [kN]	FY [kN]
4/ 1	V_{dx} 1833,678	44,360	
4/ 2	1791,564	43,938	
4/ 3	1718,929	42,904	
4/ 4	1617,569	41,087	
4/ 5	1486,831	38,434	
4/ 6	1327,307	34,827	
4/ 7	1140,130	30,246	
4/ 8	923,071	24,582	
4/ 9	673,835	17,855	
4/ 10	384,015	9,919	
5/ 1	44,358	V_{dy} 1904,068	
5/ 2	43,822	1856,659	
5/ 3	42,485	1780,164	
5/ 4	40,192	1684,077	
5/ 5	37,034	1563,910	
5/ 6	33,026	1414,638	
5/ 7	28,292	1235,978	
5/ 8	22,723	1020,665	
5/ 9	16,424	763,777	
5/ 10	9,158	439,452	

$$V_{dx} = 1833.678 \text{ KN} = \underline{183.368 \text{ t}}$$

$$V_{dy} = 1904.068 \text{ KN} = \underline{190.407 \text{ t}}$$

$$V_{dx} [\text{t}] = \underline{183.368} > 0.8 \times V_{stat} = 167.278 \text{ t} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$V_{dy} [\text{t}] = \underline{190.407} > 0.8 \times V_{stat} = 167.278 \text{ t} \quad \text{condition vérifiée}$$

IV.II.2.5. Vérification de l'effort normal réduit [Art 7.4.3.1 RPA 99 version 2003]:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$$

Avec :

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

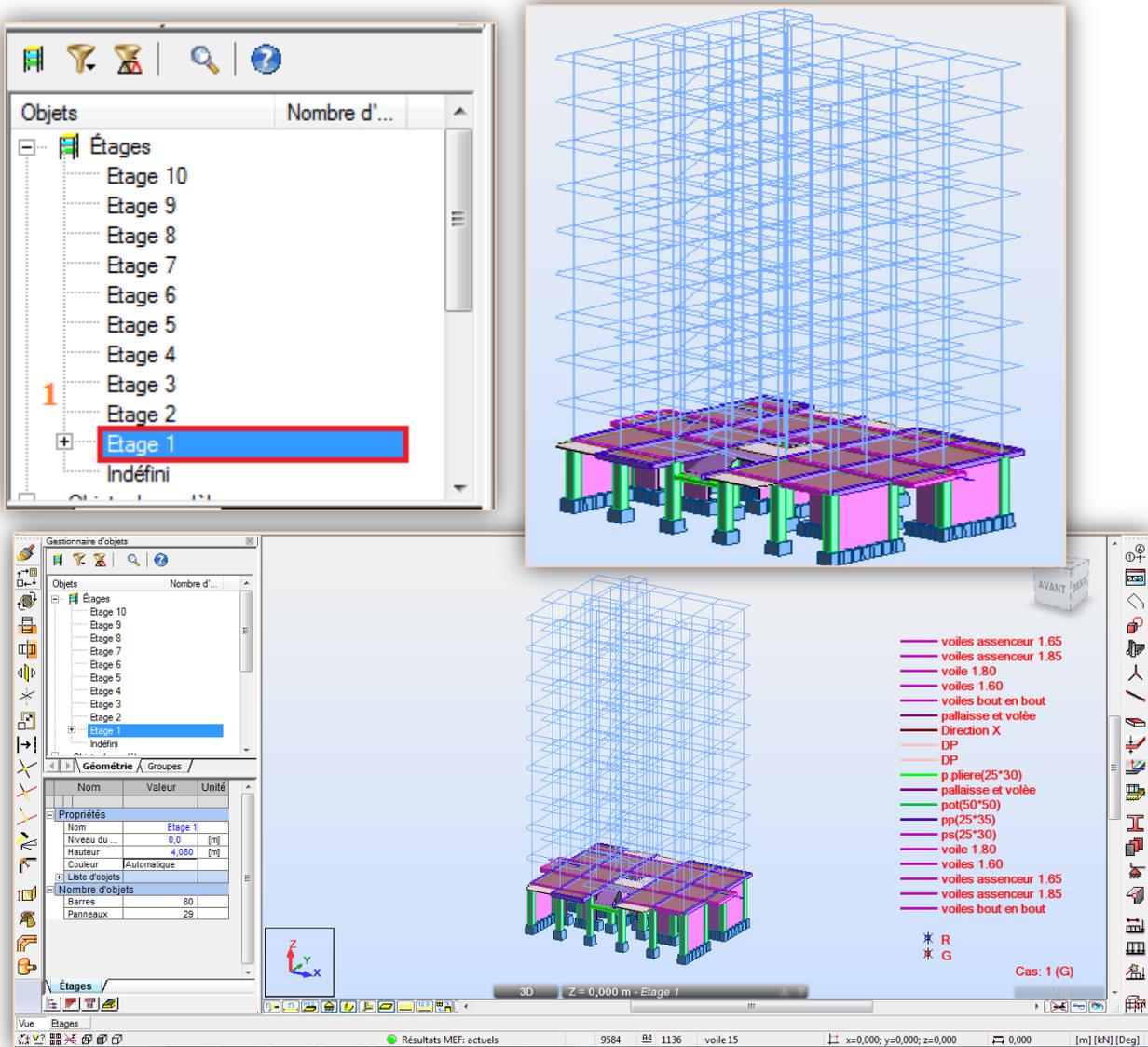
B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

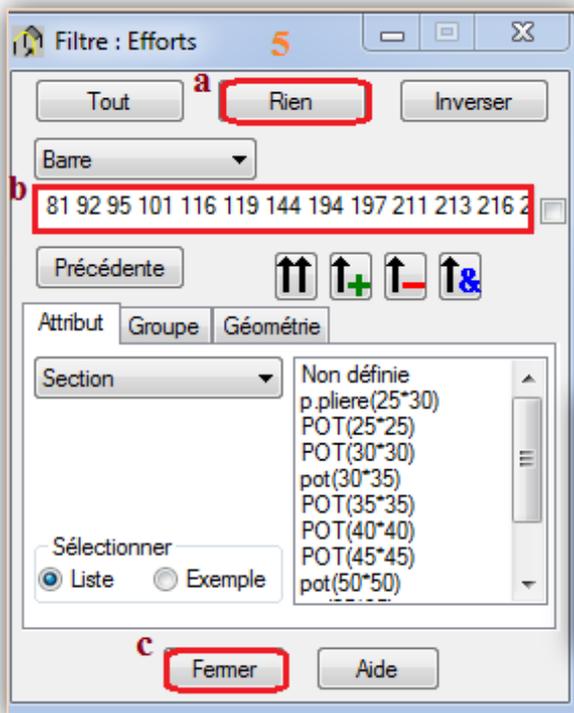
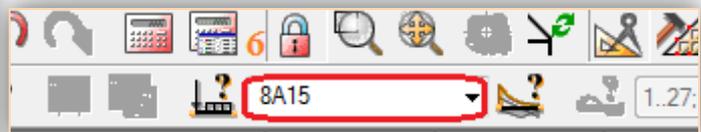
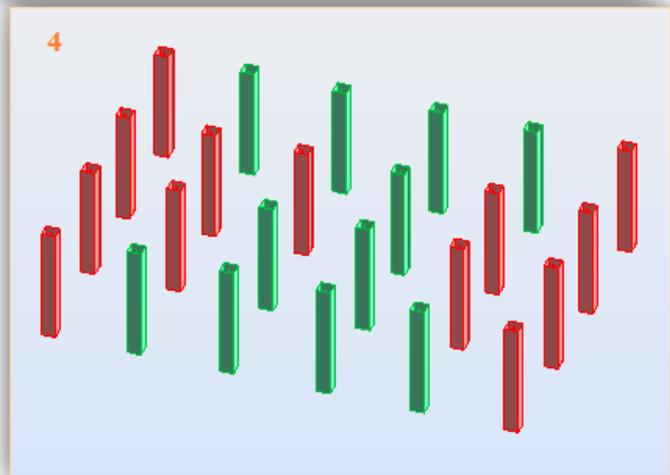
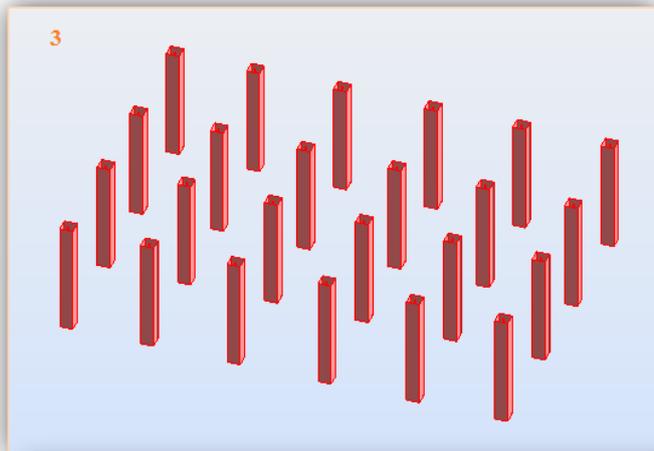
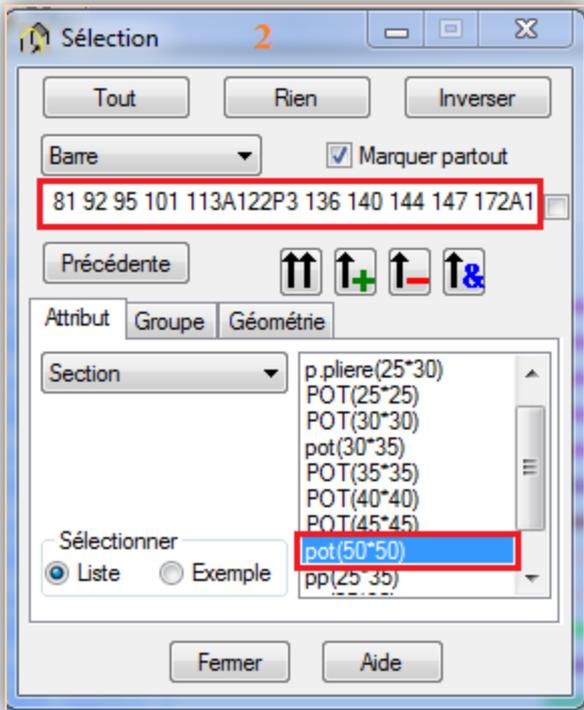
Chapitre IV : modélisation et vérifications

Pour relever la valeur de N_d on va procéder comme suit :

1. Filtrer les étages, en cliquant deux fois sur le 1^{er} étage.
2. A l'aide de l'outil de sélection, sélectionner les poteaux du 1^{er} étage.
3. Ouvrir une nouvelle fenêtre pour afficher les poteaux sélectionnés.
4. Désélectionner les poteaux à coté des voiles, sélectionner les poteaux restants et les copier.
5. Ouvrir le tableau des efforts, puis bouton droit "**filtre**", cliquer sur "**rien**" puis coller les poteaux précédemment sélectionnés, et enfin cliquer sur "**fermer**".
6. Sélectionner le cas de charge suivant "**8A15**", c'est-à-dire les combinaisons sismiques.
7. Relever la valeur de "**Fx**" qui correspond à "**N_d**".



Chapitre IV : modélisation et vérifications



7	Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]
	136/ 31/ 8 (C) (CQ	1797,985	$F_x=N_d$
	172/ 39/ 8 (C) (CQ	1749,871	9,412
	136/ 21/ 8 (C) (CQ	1729,376	13,940
	172/ 22/ 8 (C) (CQ	1698,379	27,204
	823/ 21/ 8 (C) (CQ	1673,907	64,821
	136/ 31/ 40 (C) (CQ	1658,562	11 246

$$N_d \text{ [KN]} = 1797.985$$

$$a \text{ [m]} = 0,5$$

$$b \text{ [m]} = 0,5$$

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

$$v = 0,2876776 < 0.3 \quad \text{condition vérifiée}$$

Remarque : après la modélisation, l'effort normal n'était pas vérifié, nous avons donc dû augmenter les sections des poteaux.

Niveau	Section adoptée (b × h) [cm ²]
8 ^{ème} étage	(30×30)
7 ^{ème} étage	(30×30)
6 ^{ème} étage	(35×35)
5 ^{ème} étage	(35×35)
4 ^{ème} étage	(35×35)
3 ^{ème} étage	(40×40)
2 ^{ème} étage	(40×40)
1 ^{er} étage	(45×45)
RDC	(45×45)
Sous- sol	(50×50)

IV.II.2.6. Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations) [Art 5.10 du RPA 99 mod 2003] :

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

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

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ [Art 4.4.3] du RPA 99 mod 2003}$$

$$\text{Avec : } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

Les valeurs de δ_{eK} seront tirées du logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Bouton droit, on choisit "**tableau**", puis on coche "**étage**".
2. Cliquer sur "**déplacement**".
3. Bouton droit "**filtre spécial**", décocher tout et laisser uniquement U_x et U_y , qui correspondent à δ_{ex} et δ_{ey} respectivement.
4. Bouton droit "**filtre**", sélectionner E_x et E_y .
5. relever " U_x " pour le cas 4 (E_x) et " U_y " pour le cas 5 (E_y)

Chapitre IV : modélisation et vérifications

Etages \ Valeurs \ **Déplacements** \ Efforts réduits \ Total

Etages

Sélection des informations sur étage
Déplacement moyen des
 UX UY

Cas/Etage	5 UX [cm]	UY [cm]
4/ 1	0,385	0,007
4/ 2	0,945	0,017
4/ 3	1,623	0,031
4/ 4	2,361	0,048
4/ 5	3,107	0,067
4/ 6	3,832	0,088
4/ 7	4,505	0,110
4/ 8	5,110	0,133
4/ 9	5,645	0,156
4/ 10	6,635	0,277
5/ 1	0,008	0,197
5/ 2	0,021	0,509
5/ 3	0,036	0,932
5/ 4	0,052	1,445
5/ 5	0,069	2,024
5/ 6	0,086	2,650
5/ 7	0,102	3,301
5/ 8	0,117	3,959
5/ 9	0,130	4,613
5/ 10	0,180	5,942

➤ **Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :**

Niveau	Sens XX			Sens YY			$\overline{\Delta^k}=1\%H$ [cm]	Observations
	δ_{ex}^K [cm]	$\delta_x^K = \delta_{ex}^K \times R$ [cm]	Δ_x^k [cm]	δ_{ey}^K [cm]	$\delta_y^K = \delta_{ey}^K \times R$ [cm]	Δ_y^k [cm]		
Etage8	6.635	23.223	3.465	5.942	20.797	4.651	5.86	Condition vérifiée
Etage7	5.645	19.758	1.873	4.613	16.146	2.290	3.06	Condition vérifiée
Etage6	5.110	17.885	2.117	3.959	13.856	2.302	3.06	Condition vérifiée
Etage5	4.505	15.768	2.356	3.301	11.554	2.279	3.06	Condition vérifiée
Etage4	3.832	13.412	2.537	2.650	9.275	2.191	3.06	Condition vérifiée
Etage3	3.107	10.875	2.611	2.024	7.084	2.026	3.06	Condition vérifiée
Etage2	2.361	8.264	2.583	1.445	5.058	1.796	3.06	Condition vérifiée
Etage1	1.623	5.681	2.373	0.932	3.262	1.48	3.06	Condition vérifiée
RDC	0.945	3.308	1.960	0.509	1.782	1.092	3.06	Condition vérifiée
S.SOL	0.385	1.348	1.348	0.197	0.690	0.690	4.08	Condition vérifiée

Tableau IV.9 : Les déplacements inter-étage.

Chapitre IV : modélisation et vérifications

IV.II.2.7. Vérification de l'effet $P\Delta$ [Art 5.9 RPA 90 mod 2003]:

D'après le RPA l'effet $P\Delta$ peut être négligé, si à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "k" $\Rightarrow \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + 0.2W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k". $\Rightarrow V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : Déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : Hauteur de l'étage "k".

∴ L'effet $P\Delta$ représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

Sens xx :

Niveau	P_k [KN]	Δ_x^k [cm]	$P_k \cdot \Delta_x^k$	V_x^k [KN]	h_k [cm]	$V_x^k \cdot h_k$	θ	Observations
Etage 8	2594.605	3.465	8990.306	384.015	586	225032.79	0.039	Condition vérifiée
Etage 7	5133.453	1.873	9614.957	673.835	306	206193.51	0.046	Condition vérifiée
Etage 6	7715.482	2.117	16333.675	923.071	306	282459.726	0.057	Condition vérifiée
Etage 5	10312.879	2.356	24297.143	1140.130	306	348879.78	0.069	Condition vérifiée
Etage 4	12910.277	2.537	32753.373	1327.307	306	406155.942	0.080	Condition vérifiée
Etage 3	15557.497	2.611	40620.625	1486.831	306	454970.286	0.089	Condition vérifiée
Etage 2	18222.450	2.583	47068.588	1617.569	306	494976.114	0.095	Condition vérifiée
Etage 1	20943.868	2.373	49699.799	1718.929	306	525992.274	0.094	Condition vérifiée
RDC	23685.383	1.960	46423.351	1791.564	306	548218.584	0.084	Condition vérifiée
S.SOL	26914.346	1.384	37249.455	1833.678	408	748140.624	0.049	Condition vérifiée

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet $P\Delta$ dans le sens xx.

Chapitre IV : modélisation et vérifications

Sens yy :

Niveau	P_K [KN]	Δ_y^k [cm]	$P_K \cdot \Delta_y^k$	V_y^k [KN]	h_K [cm]	$V_y^k \cdot h_K$	θ	Observations
Etage 8	2594.605	4.651	12067.508	439.452	586	257518.872	0.046	Condition vérifiée
Etage 7	5133.453	2.290	11755.607	763.777	306	233715.762	0.050	Condition vérifiée
Etage 6	7715.482	2.302	17761.040	1020.665	306	312323.49	0.056	Condition vérifiée
Etage 5	10312.879	2.279	23503.051	1235.978	306	378209.268	0.062	Condition vérifiée
Etage 4	12910.277	2.191	28286.417	1414.638	306	432879.228	0.065	Condition vérifiée
Etage 3	15557.497	2.026	31519.489	1563.910	306	478556.46	0.065	Condition vérifiée
Etage 2	18222.450	1.796	32727.520	1684.077	306	515327.562	0.063	Condition vérifiée
Etage 1	20943.868	1.48	30996.925	1780.164	306	544730.184	0.056	Condition vérifiée
RDC	23685.383	1.092	25864.438	1856.659	306	568137.654	0.045	Condition vérifiée
S.SOL	26914.346	0.690	18570.899	1904.068	408	776859.744	0.023	Condition vérifiée

Tableau IV.11. Vérification de l'effet $P\Delta$ dans le sens yy.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut dire que :

- La condition sur le pourcentage de la masse participante est vérifiée,
- L'effort tranchant à la base est vérifié,
- Les déplacements relatifs et les déplacements maximaux sont vérifiés,
- Les effets $P-\Delta$ sont négligeables dans notre structure (vérifié).

On passe dans le chapitre suivant au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre V :

Ferraillage des poutres, poteaux, voiles

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Introduction :

Dans ce présent chapitre nous allons procéder au ferrailage des éléments structuraux à savoir : poutres, poteaux et voiles, pour se faire nous l'avons partagé en deux parties, la 1^{ère} consiste à expliquer les procédures à suivre pour extraire du logiciel utilisé les valeurs des efforts qui vont nous servir dans nos calculs qui seront détaillés dans la 2^{ème} partie.

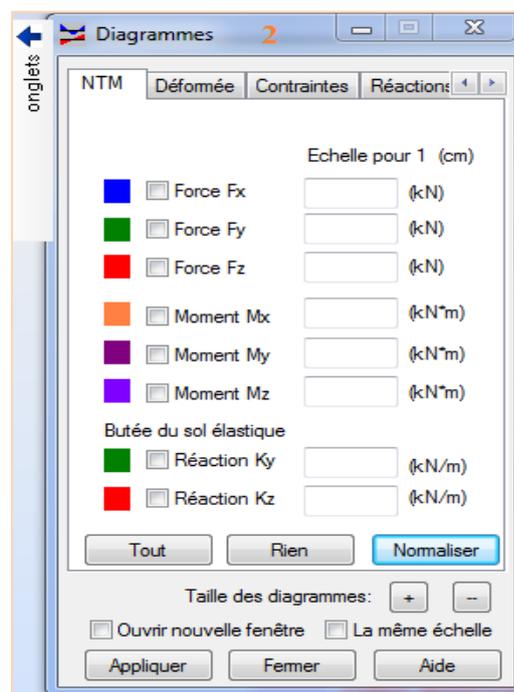
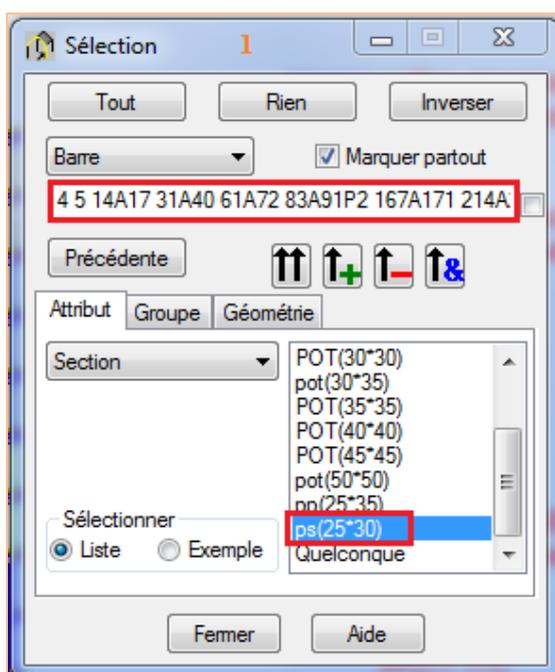
Partie I : Procédures à suivre avec Robot :

V.I.1.Ferrailage des poutres :

Pour pouvoir procéder au ferrailage des poutres, qui sont ferrillées en flexion simple, on devra extraire de Robot le moment " M_y ", qui nous servira dans nos calculs.

En s'assurant que les résultats sont actuels (calcul lancé), on va suivre quelques étapes pour relever le moment, ces dernières sont énumérées ci dessous :

1. Sélectionner les poutres principales ou secondaires selon celles que l'on veut ferriller.
2. En haut de l'écran, cliquer sur "**Résultats**" puis "**Diagrammes-barres**", une fenêtre s'affiche.
3. Cliquer sur "**NTM**", puis cocher " **M_y** ".
4. Cliquer sur "**paramètres**" et les modifier selon le besoin, puis cliquer sur "**appliquer**" sans oublier de cocher "**ouvrir nouvelle fenêtre**", (les réglages effectués sont visibles dans la "figure 4").
5. Désactiver le "**croquis des profilés**" pour mieux visualiser les résultats.
6. Sélectionner le cas de charge suivant "**combinaisons**", Robot va donner les moments max en travée et sur appuis ainsi que le cas de charge correspondant à chacun d'eux (en vert c'est le moment sur appuis et en rouge c'est le moment en travée).
7. Relever la valeur des moments.



Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

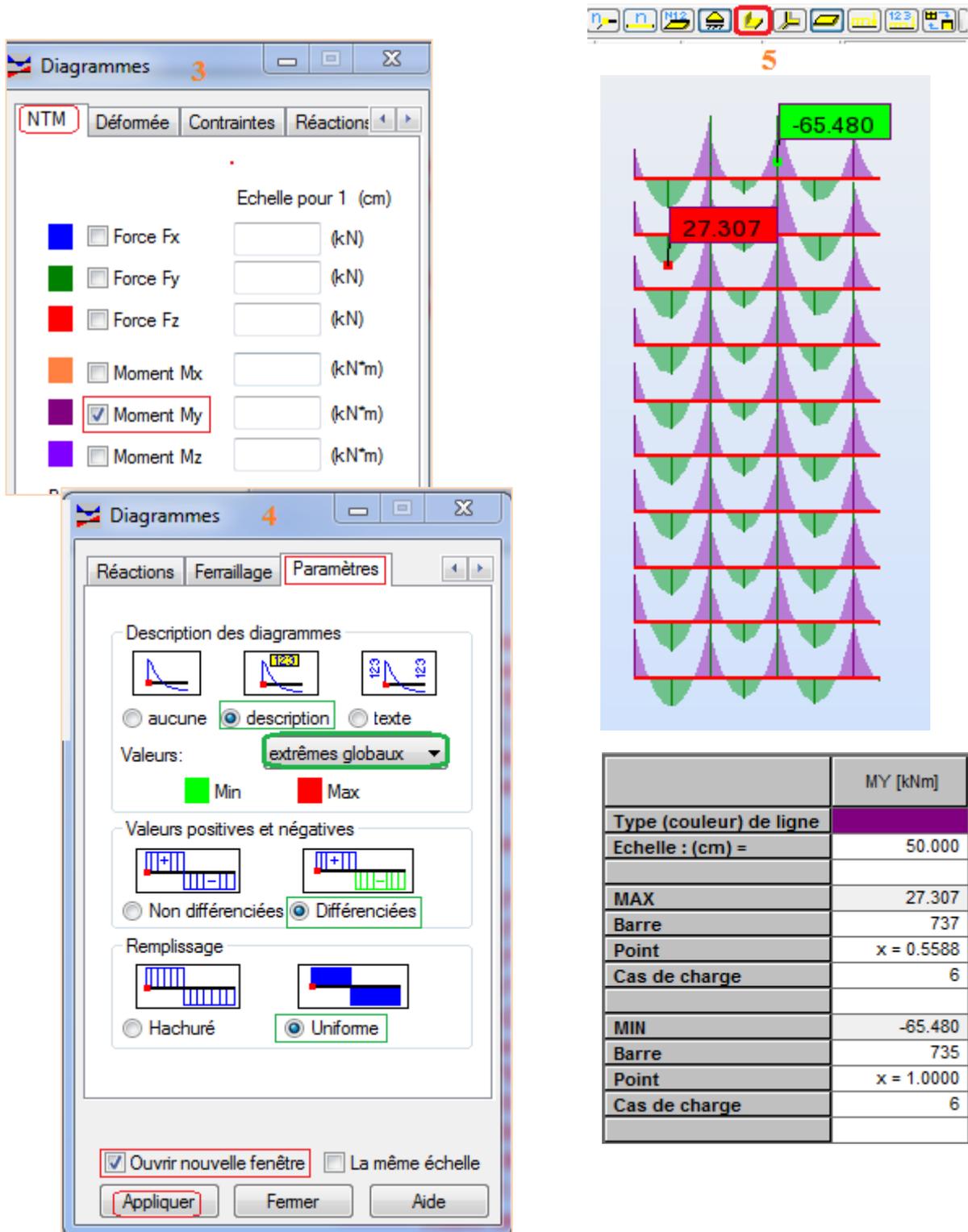


Figure V.1. Etapes d'extraction des moments " M_y " pour une poutre quelconque.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.I.2. Ferrailage des poteaux :

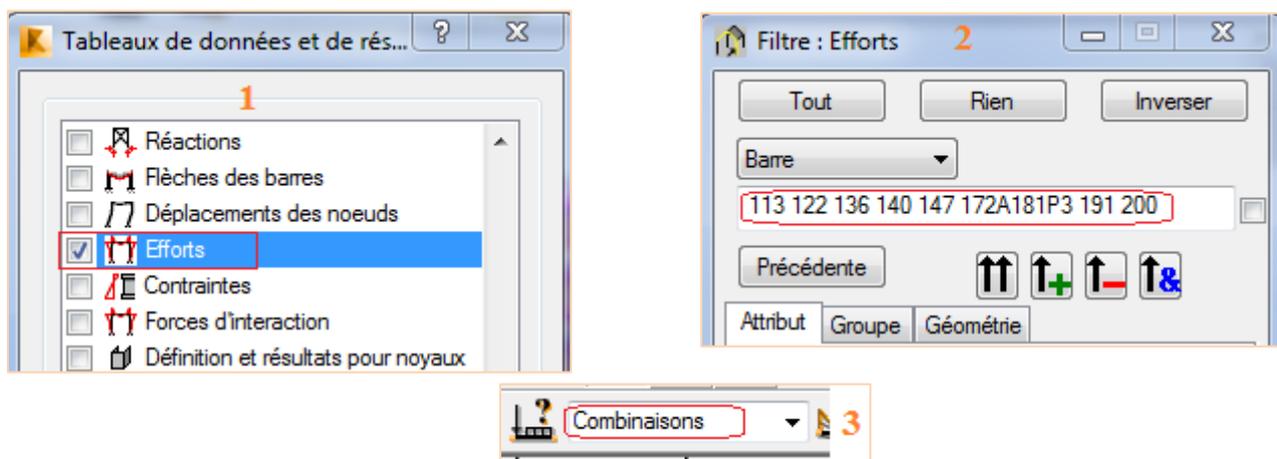
Les poteaux sont ferrillés en flexion composée, pour calculer la section d'armatures qu'il faudra adopter nous devons relever de Robot les valeurs suivantes :

- N_{max} et son moment correspondant.
- N_{min} et son moment correspondant.
- M_{max} et l'effort N correspondant.

Pour les moments correspondant on prendra le max de M_y et M_z ; quand a l'effort N il correspond à F_x dans Robot.

Procédure avec Robot :

1. Bouton droit "tableau", cliquer sur "effort".
2. Filtrer les poteaux en choisissant ceux loin des voiles.
3. Choisir le "cas de charge" suivant "combinaisons".
4. Relever les valeurs citées précédemment.



4	Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
	136/ 31/ 6 (C)	1805,555	5,253	-4,483	-0,211	5,297	6,683
	136/ 31/ 8 (C) (CQ)	1797,985	11,746	16,073	0,561	-44,322	15,903
	172/ 39/ 6 (C)	1765,691	2,372	-1,875	-0,217	2,539	2,426
	172/ 39/ 8 (C) (CQ)	1749,871	9,412	21,164	0,393	-49,438	11,584
	136/ 21/ 8 (C) (CQ)	1729,376	13,940	15,176	0,097	-3,256	25,384
	136/ 21/ 6 (C)	1729,241	-9,204	5,407	-0,143	13,286	17,621
	172/ 22/ 6 (C)	1702,895	16,420	25,443	-0,657	6,637	-8,593
	172/ 22/ 8 (C) (CQ)	1698,379	27,204	43,663	0,023	-12,458	-5,333
	136/ 31/ 10 (C) (CQ)	1658,562	11,246	-1,988	0,662	1,757	26,108
	147/ 37/ 6 (C)	1640,206	2,414	-0,337	-0,069	0,427	3,220

Figure V.2. Etapes d'extraction des moments " M_y " pour les poteaux.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.I.3. Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée à l'aide de la méthode classique.

Procédure avec Robot :

1. Sélectionner les voiles longitudinaux et transversaux selon les zones.
2. Copier les voiles sélectionnés.
3. Cliquer sur le bouton droit de la souris, puis choisir "**tableau**", puis "**résultats réduits**".
4. Choisir le "**cas de charge**" suivant : "**combinaison**".
5. Cliquer sur "**Filtres**", coller les voiles déjà sélectionnés.
6. Relever les valeurs des paramètres qui seront utilisés dans les calculs, parmi ces valeurs :

$$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

The screenshot illustrates the steps in Robot software to extract results for walls. It shows a 3D model of a wall structure with a 'zone 1' highlighted. A filter dialog box is open, showing the selected wall IDs: 1027, 1028, 1031, 1032, 1035, and 1037. The results list on the right shows 'Résultats réduits' selected. A table below displays the extracted data for various wall panels and cases.

6	Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]
	1065/ 398-66/ 11 (C)	-70.418	-210.904
	1057/ 326-324/ 11 (C)	-600.934	-207.694
	1057/ 326-324/ 15 (C)	-474.535	-195.078
	1065/ 398-66/ 15 (C)	-60.308	-182.322
	1057/ 326~363-324~361/	-512.796	-172.826
	1057/ 326~363-324~361/	-395.685	-162.338
	1055/ 308-304/ 15 (C)	-522.542	-160.853

Figure V.3. Etapes d'extraction des efforts pour les voiles.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Partie II : calcul des ferrailages :

- Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier FeE400		
	γ_b	f_{c28} [MPa]	f_{bc} [MPa]	γ_s	F_e [MPa]	σ_s [MPa]
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau V.1. Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux

- **Combinaisons considérées dans les calculs :**

- Combinaisons fondamentales [BAEL 91] :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{à l'ELU} \\ G + Q & \text{à l'ELS} \end{array} \right.$$

- Combinaisons accidentelles [RPA 99 V2003] :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right.$$

V.II.1.Ferrailage des poutres :

Comme on la déjà précisé dans la partie 1^{ère}, les poutres seront calculées en flexion simple, leurs ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel.

V.II.1.1. Recommandations et exigences du RPA :

a. Les armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4 %** en zone courante;
 - **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0.5% bh	4%bh	6%bh
Poutre principale (25 × 35)	4.375	35	52.5
Poutre secondaire (25 × 30)	3.75	30	45

Tableau V.2. Pourcentage des armatures longitudinales.

- La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone II;
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveaux des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle doit (**90°**).

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

b. Les armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003]:

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

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

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right);$$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.II.1.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

a. Exposé de la méthode de calcul :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Ast: Section d'acier inférieure (tendue);

Asc: Section d'acier supérieure (comprimée);

Mu: Moment de flexion;

h : Hauteur de la section du béton;

b : Largeur de la section du béton;

d : Hauteur utile $d = h - c$;

c, c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

Deux cas peuvent se présenter lors du calcul d'une section rectangulaire:

1^{er} cas : Section simplement armée $A_c = 0$:

$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} \quad \text{ou bien :} \quad A_{st} = \frac{M_{ACC}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

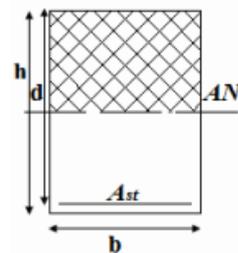


Figure V.4. Section simplement armée.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

2^{ème} cas : Section doublement armée $A_c \neq 0$:

$\mu > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ les sections d'acier nécessaires seront données par les formules suivantes:

Armature tendues: $A_{st} = \frac{M_1}{\beta_1 d \bar{\sigma}_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \bar{\sigma}_{st}}$; avec : $M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bc}$

Armature comprimées : $A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$; avec : $\Delta M = M_u - M_1$ ou bien : $\Delta M = M_{ACC} - M_1$

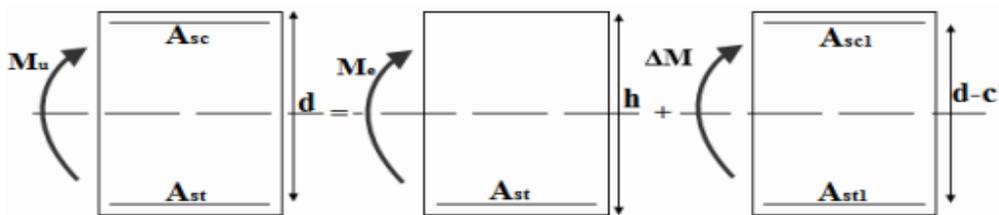


Figure V.5. Section doublement armée.

b. Les efforts internes dans les poutres :

Les valeurs extrêmes globales des moments utilisés pour nos calculs sont résumées dans les tableaux suivant:

poutres principales	MY [kNm]
Type (couleur) de ligne	
Echelle : (cm) =	30.000
MAX	92.918
Barre	359
MIN	-87.464
Barre	353

poutres secondaires	MY [kNm]
Type (couleur) de ligne	
Echelle : (cm) =	30.000
MAX	53.651
Barre	583
MIN	-77.790
Barre	453

c. Ferrailage des poutres :

• **Poutres principales:**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{92.918 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 18.48} = 0.1847 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.897$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{92.918 \times 10^3}{0.897 \times 33 \times 400} = 7.85 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{87.464 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 18.48} = 0.1738 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.904$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{87.464 \times 10^3}{0.904 \times 33 \times 400} = 7.33 \text{ cm}^2$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

- **Poutres secondaires:**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{53.651 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 18.48} = 0.1481 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.919$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{53.651 \times 10^3}{0.919 \times 28 \times 400} = 5.21 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{77.79 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 18.48} = 0.2148 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.878$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{77.79 \times 10^3}{0.878 \times 28 \times 400} = 7.91 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

- **ferrailage des poutres principales (25×35) :**

poutre	M _{max} (KN.m)	μ _b	obs	β	A _{st}	Ferrailage	A _{adoptée} (cm ²)
En travée	92.918	0.1847	SSA	0.897	7.85	3HA12 (fil) + 3HA14 (chap)	8.007
Aux appuis	87.464	0.1738	SSA	0.904	7.33	3HA12 (fil) + 3HA14 (chap)	8.007

Tableau V.3. Ferrailage des poutres principales.

- **ferrailage des poutres secondaire (25×30) :**

poutre	M _{max} (KN.m)	μ _b	obs	β	A _{st}	Ferrailage	A _{adoptée} (cm ²)
En travée	53.651	0.1481	SSA	0.919	5.21	3HA12 (fil) + 3HA12 (chap)	6.7824
Aux appuis	77.79	0.2148	SSA	0.878	7.91	3HA12 (fil) + 3HA14 (chap)	8.007

Tableau V.4. Ferrailage des poutres secondaires.

V.II.1.3. Recommandations du RPA :

a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA / version 2003]:

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

		A_{st}		A_{min}	Vérifications
Poutres principales (25×35)	En travée	8.007	16.014	4.375	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.007			
Poutres secondaires (25×30)	En travée	6.7824	14.789	3.75	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.007			

Tableau V.5. Pourcentage total minimum des aciers

⇒ Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

b. Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003] :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement S_t :

		Calcul de S_t (cm)			$A_t = 0.003 \times S_t \times b$	Ferrailage
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [8.75;14.4]	$S_t = 8$	0.6	4HA8=2.01cm ²	
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$ cm	$S_t = 15$	1.125		
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [7.5;14.4]	$S_t = 7.5$	0.525	4HA8=2.01cm ²	
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$ cm	$S_t = 15$	1.125		

Tableau V.6. Calcul de l'espacement.

c. Vérification au cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifié 99] :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_U^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU};$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observations
	T_{max}						
Principales	T_{max}	90.132	25	33	1.09	3.33	Condition vérifiée
Secondaires	T_{max}	57.584	25	28	0.82	3.33	Condition vérifiée

Tableau V.7. Vérification au cisaillement.

d. Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur le béton [Art A.5.1.313 BAEL 91 modifié 99]:

On se doit de vérifier la relation : $T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9bd f_{c28}}{\gamma_b}$

poutres	Efforts tranchants (KN)		b (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	\bar{T}_u (KN)	observations
	T_{max}						
Principales	T_{max}	90.132	25	33	25	495	Condition vérifiée
Secondaires	T_{max}	57.584	25	28	25	420	Condition vérifiée

Tableau V.8. Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- Influence sur les aciers [Art A.5.1.312 BAEL 91 modifié 99] :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \quad \text{Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

Si: $\left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

- Pour les poutres principales: $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 90.132 - \frac{87.464}{0.9 \times 0.33} = -204.36 < 0$

- Pour les poutres Secondaires: $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 57.584 - \frac{77.79}{0.9 \times 0.28} = -251.11 < 0$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

e. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

[Art A.6.1.3 BAEL 91mod 99] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1.5$: Coefficient scellement **HA**

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

• Poutres principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times (1.4 + 1.2) = 24.492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{90.132 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 244.92} = 1.24 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

• Poutres Secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times (1.4 + 1.2) = 24.492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{57.584 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 244.92} = 0.93 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

f. Encrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

Longueur de scellement : $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$ avec: $\tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

- Pour les \emptyset_{14} : $L_s = 49.38 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{12} : $L_s = 42.32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à : $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

- Pour les \emptyset_{14} : $L_a = 19.75 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{12} : $L_a = 16.93 \text{ cm}$

V.II.1.4. Vérifications à L'ELS :

a. Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL [Art A.4.2.1]:

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la **CNF** : $A_{st} \geq A_{CNF}$

Avec: $A_{CNF} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$ et : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

		A_{st}	A_{CNF}	vérifications
Poutres principales	En travée	8.007	0.996	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.007	0.996	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	6.7824	0.845	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.007	0.845	Condition vérifiée

Tableau V.9. Vérification de la condition de non fragilité du béton

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

c. Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel Robot: $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus petite portée des poutres dans chacun des deux sens.

- Poutres principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm} \\ f_{\text{Robot}} = 0.053 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{\text{Robot}} = 0.053 \text{ cm} < \bar{f} = 0.7 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

- Poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{310}{500} = 0.62 \text{ cm} \\ f_{\text{Robot}} = 0.062 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{\text{Robot}} = 0.062 \text{ cm} < \bar{f} = 0.62 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principal et secondaire).

d. Vérification des contraintes :

• Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 \\ \beta_1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

- **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Extrêmes globaux des moments à l'ELS:

Poutres		Moments (KN.m)		Elément	combinaison	Situation
Poutres principales	Travée	M _{st}	25.655	882	ELS	courante
	Appuis	M _{sa}	- 54.355	725	ELS	courante
Poutres Secondaires	Travée	M _{st}	29.153	729	ELS	courante
	Appuis	M _{sa}	-32.732	729	ELS	courante

Tableau V.10. Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		M _s [KN.m]	A _s [cm ²]	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s [MPa]	σ̄ _s [MPa]	σ _{bc} [MPa]	σ̄ _{bc}	Obs.
P.P	Travée	25.655	8.007	0.971	21.287	0.8622	112.61	348	5.29	15	c.v
	Appuis	- 54.355	8.007	0.971	21.287	0.8622	238.59		11.21		c.v
P.S	Travée	29.153	6.7824	0.969	21.3153	0.8623	178.03		8.35		c.v
	Appuis	-32.732	8.007	1.144	19.185	0.8537	171.02		8.91		c.v

Tableau V.11. Vérifications des contraintes à L'ELS.

V.II.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant dans chaque sens (M_{xx} dans le sens xx) et (M_{yy} dans le sens yy), ils seront donc calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable.

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, puis vérifiées à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal (N_{max}) et moment correspondant ($M_{correspondant}$).
- effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant ($M_{correspondant}$).
- moment fléchissant maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant ($N_{correspondant}$).

V.II.2.1. calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

a. Exposé de la méthode de calcul :

Pour le calcul des armatures longitudinales, on commence par positionner le centre de pression C_p , en calculant son excentricité par rapport à l'axe neutre $e_u = \frac{M_u}{N_u}$, plusieurs cas peuvent se présenter :

L'effort normal est un effort de compression

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

Une section est dite partiellement comprimée dans les cas suivants :

1) Si : $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c'$

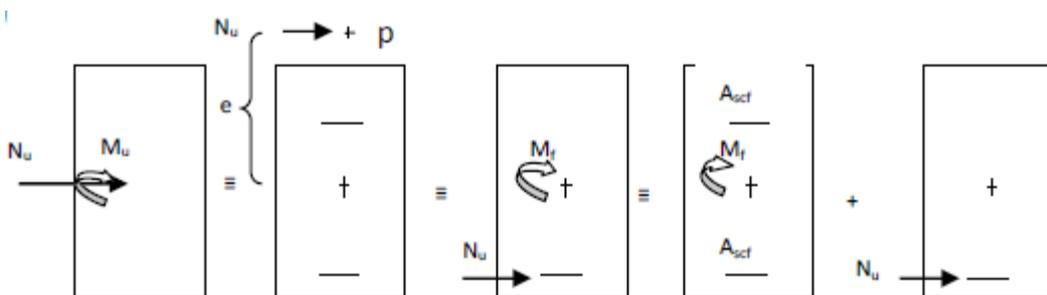


Figure V.6. Schéma de calcul en flexion composée (SPC).

Le centre « C_p » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

2) Si : $e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c' \rightarrow$ il faut vérifier la condition supplémentaire suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) \times bh^2 \times f_{bc}$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Avec :

M_f : Moment fictif (moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures)

$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = M_u + N_u \frac{h}{2} - c$$

Une armature fictive sera calculée en flexion simple par les relations suivantes :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si : $\mu_b < \mu_l = 0.392$ \longrightarrow SSA

Section d'armature fictive :

$$A_{sf} = \frac{M_f}{b d \sigma_{st}}$$

section d'armature réelle:

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

Si : $\mu_b > \mu_l = 0.392$ \longrightarrow SDA

On calcule :

$$M_r = \mu_b b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec:

M_r : moment ultime pour la section simplement armée.

Section d'armature fictive :

$$A_{stf} = \frac{M_r}{b d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} = \frac{M_f - M_r}{(d - c') \sigma_{st}}$$

section d'armature réelle :

$$A_{st} = A_{stf} - A_{sc} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

• **Section entièrement comprimée (S.P.C) :**

Une section est dite entièrement comprimée si:

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c'$
- $N_u(d - c) - M_f \geq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) \times b h^2 \times f_{bc}$

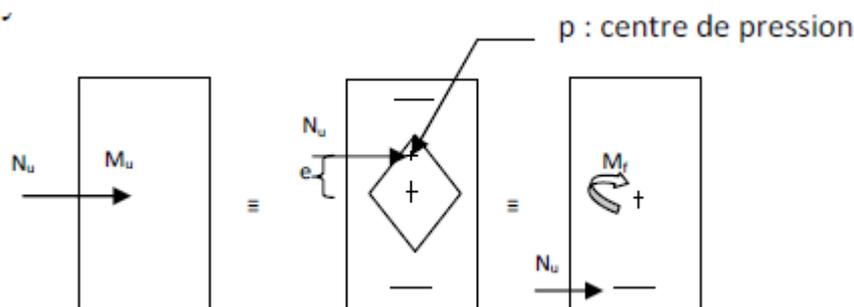


Figure V.7. Schéma de calcul en flexion composée (SEC).

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$\text{Si : } N_U(d - c) - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \times bh^2 \times f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc1} = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2^{ème} cas :

$$\text{Si : } N_U(d - c) - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \times bh^2 \times f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; A_{sc2} = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

L'effort normal est un effort de traction

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

$$A_{st1} = \frac{N \times g}{(d - c') \times \sigma_{st}} ; A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{st}} - A_{st1}$$

- **Section partiellement tendue (S.P.T) :**

Le calcul sera conduit selon les mêmes étapes que pour une section partiellement comprimée, avec une différence de signe pour l'équation finale ($A_s = A_{sf} + \frac{N_u}{\sigma_{st}}$).

b. Les efforts internes dans les poteaux :

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN.m]
Sous-sol	50 × 50	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	1805.555	6.683
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0.8G - E _X	325.530	20.567
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	G + Q - E _X	810.090	53.065
RDC et 1^{er} étage	45 × 45	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	G + Q + E _X	1673.907	44.459
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0.8G - E _X	282.787	45.749
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	G + Q + E _Y	1388.550	64.383
2^{émé} et 3^{émé} étage	40 × 40	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	1229.241	33.796
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0.8G - E _X	230.040	56.041
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	G + Q + E _Y	528.742	59.453
4, 5 et 6^{émé} étage	35 × 35	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	878.554	17.821
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	G + Q - E _X	154.982	46.791
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	G + Q + E _Y	378.374	61.243
7^{émé} et 8^{émé} étage	30 × 30	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	407.347	19.523
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0.8G - E _Y	50.647	1.973
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	G + Q + E _Y	165.708	49.164

Tableau V.12. Efforts internes dans les poteaux.

c. Ferrailage longitudinale des poteaux :

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN. m]	nature	A _{inf} [cm ²]	A _{sup} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	ferrailage	A _{adopté} [cm ²]
Sous-sol	50 × 50	N ^{max} – M ^{corres}	1805.555	6.683	SPC	0	0	20	8HA14+4HA16	20.36
		N ^{min} – M ^{corres}	325.530	20.567	SPC	0	0			
		N ^{corres} – M ^{max}	810.090	53.065	SPC	0	0			
RDC et 1 ^{er} étage	45 × 45	N ^{max} – M ^{corres}	1673.907	44.459	SPC	0	0	16.2	12HA14	18.48
		N ^{min} – M ^{corres}	282.787	45.749	SPC	1.46	0			
		N ^{corres} – M ^{max}	1388.550	64.383	SPC	0	0			
2 ^{émé} et 3 ^{émé} étage	40 × 40	N ^{max} – M ^{corres}	1229.241	33.796	SPC	2.05	0	12.8	4HA14+8HA12	15.2
		N ^{min} – M ^{corres}	230.040	56.041	SPC	2.52	0			
		N ^{corres} – M ^{max}	528.742	59.453	SPC	2.75	0			
4, 5 et 6 ^{émé} étage	35 × 35	N ^{max} – M ^{corres}	878.554	17.821	SPC	0	0	9.8	12HA12	13.56
		N ^{min} – M ^{corres}	154.982	46.791	SPC	2.92	0			
		N ^{corres} – M ^{max}	378.374	61.243	SPC	3.61	0			
7 ^{émé} et 8 ^{émé} étage	30 × 30	N ^{max} – M ^{corres}	407.347	19.523	SPC	1.13	0	7.2	12HA12	13.56
		N ^{min} – M ^{corres}	50.647	1.973	SPC	0.07	0			
		N ^{corres} – M ^{max}	165.708	49.164	SPC	4.04	0			

Tableau V.13. Ferrailage des poteaux avec les efforts les plus défavorables.

V.II.2.2. Vérification a L'ELU :

a. Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA

[Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets aux extrémités.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton en zone II_a sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Section des poteaux [cm ²]	%minimal d'armatures $A_{\min} = 0.8\% \cdot bh$ [cm ²]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{\max} = 4\% \cdot bh$ [cm ²]	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% \cdot bh$ [cm ²]
50 × 50	20	100	150
45 × 45	16.2	81	121.5
40 × 40	12.8	64	96
35 × 35	9.8	49	73.5
30 × 30	7.2	36	54

Tableau V.14. Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.

- Le diamètre minimum est de **12 mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone II
 - poteaux (**50×50**) : $\longrightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$
 - Poteaux (**45×45**) : $\longrightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$
 - Poteaux (**40×40**) : $\longrightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$
 - Poteaux (**35×35**) : $\longrightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$
 - Poteaux (**30×30**) : $\longrightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\leq 25 \text{ cm.}$
- Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right\}$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec :

- **h_e**: Hauteur de l'étage, elle est de **3.06m** pour tous les étages et de **4.08m** pour le sous-sol.
- (**b₁, h₁**): dimensions du poteau.
- **h** : hauteur de la poutre.

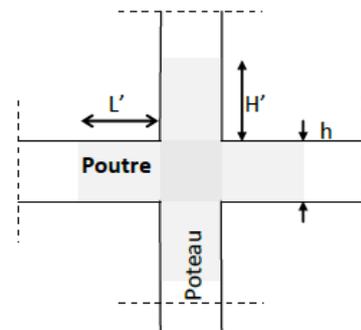


Figure V.8. Zone nodale dans le poteau.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

- poteaux (50×50) : \longrightarrow $h' = 70\text{cm}$.
- Poteaux (45×45) : \longrightarrow $h' = 60\text{cm}$.
- Poteaux (40×40) : \longrightarrow $h' = 60\text{cm}$.
- Poteaux (35×35) : \longrightarrow $h' = 60\text{cm}$.
- Poteaux (35×35) : \longrightarrow $h' = 60\text{cm}$.

Poutre principale : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$.

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$.

b. Armatures transversales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

• Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \quad \text{soit :} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section : $A_t = 2.01\text{cm}^2 = 4\text{HA8}$.

• Espacement des armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées selon la relation suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \dots\dots\dots \quad [\text{Formule 7.1 du RPA 99 / version 2003}].$$

Avec :

- V_u : effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \lambda_g \geq 5 \\ 3.5 & \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- o Calcul de l'élancement géométrique du poteau " λ_g " :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} \quad \text{ou:} \quad \frac{L_f}{b}$$

Avec:

- L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7L_0$).
- L_0 : Hauteur libre du poteau.
- **h et b** : dimension de la section droite du poteau.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Section des poteaux des différents niveaux	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$	ρ_a
30×30 (7 ^{ème} et 8 ^{ème})	$L_0 = 3.06 \text{ m}$	7.14	2.5
35×35 (4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème})	$L_0 = 3.06 \text{ m}$	6.12	2.5
40×40 (le 2 ^{ème} et 3 ^{ème})	$L_0 = 3.06 \text{ m}$	5.355	2.5
45×45 (Le 1 ^{er} et le RDC)	$L_0 = 3.06 \text{ m}$	4.76	3.5
50×50 (le s/sol)	$L_0 = 4.08 \text{ m}$	5.712	2.5

Tableau V.15. Coefficients correcteurs " ρ_a " en fonction de l'élanement géométrique du poteau " λ_g ".

- S_t : Espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par la formule [7.1 du RPA 99 / version 2003].
 - o Calcul de l'espacement des armatures transversales par la formule (7.1) :

$$S_t = \frac{A_t \times h_1 \times f_e}{\rho_a \times V_u}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales elle est égale à $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

V_u : Effort tranchant max

Par ailleurs, les armatures transversales doivent respecter l'espacement maximal suivant :

En zone II l'espacement est fixé comme suit :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\emptyset ; 15 \text{ cm})$

$$S_t \leq \text{Min}(10 \times 1.2; 15 \text{ cm}) \longrightarrow S_t = 12 \text{ cm.}$$

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\emptyset$

$$S_t \leq (15 \times 1.2) = 18 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 18 \text{ cm}$$

Avec :

\emptyset : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Les espacements des armatures transversales sont résumés dans le tableau suivant :

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Section	V_u [KN]	ρ_a	S_t calculé [cm]	S_t max [cm]		S_t choisit [cm]	
				Zone courante	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale
30×30	84.951	2.5	11.36	18	12	15	10
35×35	118.325	2.5	9.51	18	12	15	10
40×40	277.353	2.5	4.64	18	12	15	10
45×45	475.000	3.5	2.18	18	12	15	10
50×50	638.545	2.5	2.52	18	12	15	10

Tableau V.16. Espacement des armatures transversales.

- **Vérification de la quantité d'armatures :**

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3 \% \times S_t \times b \quad \text{Si: } \lambda_g \geq 5$$

Interpoler entre les valeurs limites

$$\text{Si : } 3 < \lambda_g < 5$$

Poteaux	A_t^{\min} [cm ²]		$A_{\text{adoptée}}$ [cm ²]	Observation	
	Zone courante $S_t = 15\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone courante	Zone nodale
30×30	1.35	0.9	2.01	CV	CV
35×35	1.575	1.05	2.01	CV	CV
40× 40	1.8	1.2	2.01	CV	CV
45× 45	2.43	1.62	2.01	CNV	CV
50× 50	2.25	1.5	2.01	CNV	CV

Tableau V.17. Quantité minimale d'armatures transversales.

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux (50×50) et (45×45) seront composées de 2 cardes $\emptyset 10$; $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales des poteaux (40×40), (35×35) et (30×30) seront composées de 2 cardes $\emptyset 8$ $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

c. Vérification au cisaillement:

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad [\text{Art A.5.1,211/BAEL 91}]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Section	V_u [KN]	τ_{bu}	$\bar{\tau}_{bu}$ (BAEL) [MPa]	observations
30×30	84.951	1.049	3.33	Condition vérifiée
35×35	118.325	1.056	3.33	Condition vérifiée
40×40	277.353	1.874	3.33	Condition vérifiée
45×45	475.000	2.51	3.33	Condition vérifiée
50×50	638.545	2.71	3.33	Condition vérifiée

Tableau V.18. Vérification des contraintes tangentielles.

d. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221) :

Pour le $\emptyset 16 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$

Pour le $\emptyset 14 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$

Pour le $\emptyset 12 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.II.2.3. Vérifications à L'ELS :

a. Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} \times b \times d$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

Niveau	Section	Sollicitations	N _s [KN]	M _s [KN.m]	e _s [m]	A _{min} [cm ²]	A _{adoptée} [cm ²]	observations
Sous-sol	50 × 50	N ^{max} – M ^{corres}	1311.56	4.795	0.003	7.127	20.36	Condition vérifiée
		N ^{min} – M ^{corres}	684.740	-0.043	-0.00006	6.976		
		N ^{corres} – M ^{max}	768.043	13.929	0.018	8.06		
RDC et 1 ^{er} étage	45 × 45	N ^{max} – M ^{corres}	1198.907	20.963	0.017	6.546	18.48	Condition vérifiée
		N ^{min} – M ^{corres}	586.026	-0.623	-1.063	0.013		
		N ^{corres} – M ^{max}	1091.985	33.807	0.031	0		
2 ^{émé} et 3 ^{émé} étage	40 × 40	N ^{max} – M ^{corres}	892.038	24.267	0.027	0	15.2	Condition vérifiée
		N ^{min} – M ^{corres}	164.017	4.195	0.025	0		
		N ^{corres} – M ^{max}	892.038	24.267	0.027	0		
4, 5 et 6 ^{émé} étage	35 × 35	N ^{max} – M ^{corres}	637.014	12.798	0.020	0	13.56	Condition vérifiée
		N ^{min} – M ^{corres}	259.821	-2.396	-0.009	0		
		N ^{corres} – M ^{max}	352.376	24.654	0.070	0		
7 ^{émé} et 8 ^{émé} étage	30 × 30	N ^{max} – M ^{corres}	295.06	14.055	0.048	0.05	13.56	Condition vérifiée
		N ^{min} – M ^{corres}	84.377	-2.382	-0.028	0		
		N ^{corres} – M ^{max}	149.370	23.933	0.160	0		

Tableau V.19. Vérification de la condition de non fragilité.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

b. État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

c. Etat limite de compression du béton [Art A.4.5,2/BAEL 91]:

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

- Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC] :

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Niveau	Section	Sollicitations	N_s [KN]	M_s [KN.m]	e_s [m]	observation	σ_b sup [MPa]	σ_b inf [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	observations
Sous-sol	50 × 50	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	1311.56	4.795	0.003	SEC	6.2	3.42	15	Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	684.740	-0.043	-0.00006	SEC	3.13	1.87		Condition vérifiée
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	768.043	13.929	0.018	SEC	4.09	1.62		Condition vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	45 × 45	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	1198.90 7	20.963	0.017	SEC	8.02	2.93		Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	586.026	-0.623	-1.063	SEC	3.3	1.94		Condition vérifiée
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	1091.985	33.807	0.031	SEC	8.14	1.99		Condition vérifiée
2 ^{émé} et 3 ^{émé} étage	40 × 40	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	892.038	24.267	0.027	SEC	8.4	2.03		Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	164.017	4.195	0.025	SEC	1.52	0.39		Condition vérifiée
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	892.038	24.267	0.027	SEC	8.4	2.03		Condition vérifiée
4, 5 et 6 ^{émé} étage	35 × 35	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	637.014	12.798	0.020	SEC	7.6	1.98		Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	259.821	-2.396	-0.009	SEC	2.18	1.54		Condition vérifiée
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	352.376	24.654	0.070	SEC	6.37	0		Condition vérifiée
7 ^{émé} et 8 ^{émé} étage	30 × 30	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	295.06	14.055	0.048	SEC	6.55	0	Condition vérifiée	
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	84.377	-2.382	-0.028	SEC	0.67	0.84	Condition vérifiée	
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	149.370	23.933	0.160	SPC	6.98	0	Condition vérifiée	

Tableau V.20 : Vérification des contraintes

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.II.3. Ferrailage des voiles

V.II.3.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement réalisés en béton armé pour assurer deux fonctions principales :

- Fonction porteuse : ils assurent le transfert de charges verticales.
- Fonction de contreventement : ils assurent la stabilité sous l'action du chargement horizontal (stabiliser la structure dans les zones sismiques).

Un voile est considéré comme une console encastrée à la base sollicitée en flexion composée, son ferrailage consiste à déterminer les armatures en flexion composée, sous l'action des sollicitations :

- verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q).
- horizontales dues aux séismes.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes résultantes des combinaisons dues aux :

- forces verticales (charges et surcharges) d'après le **BAEL.91/modif 99** :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \quad \text{à l'ELU} \\ G + Q \quad \quad \quad \text{à l'ELS} \end{array} \right.$$

- forces horizontales dues au séisme d'après **RPA.99/rev2003** :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right.$$

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Le calcul du ferrailage des voiles se fera selon la longueur du voile et la hauteur d'étage, vu qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux nous allons donc ferrailer par zone et ce pour nous faciliter les calculs.

Les zones sont définies comme suit :

- Zone I : sous sol, RDC et 1^{er} étage.
- Zone II : 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage.
- Zone III : 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage.

V.II.3.2. Exposé de la méthode :

Par référence à l'article [7.7.4 RPA.99/ver 2003] :

Les trumeaux sont sollicités en général en flexion composée avec effort tranchant. La disposition du contreventement en voiles étant dans deux directions orthogonales, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques du béton armé ce qui est le cas de notre structure.

Etapes de calcul :

Les valeurs des efforts internes (effort tranchant, moment fléchissant et effort normal) sont tirées à partir du logiciel de calcul ROBOT.

a. Calcul des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \hat{V} \end{array} \right.$$

Avec :

- M : Moment dans le voile.
- N : Effort normal dans le voile.
- $V = \hat{V} = \frac{L}{2}$
- V' : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.
- V : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.
- B = Section de béton ($L \times e$)
- L : Longueur du voile.
- e : Epaisseur du voile.
- I : Moment d'inertie du voile.

b. Excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

c. Calcul de la hauteur d :

Déterminer la hauteur utile nécessaire de la section transversale du trumeau pour que les armatures tendues calculées soient convenablement disposées.

Trois possibilités se présentent :

1. La première consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage (figure 1).

Remarque : Si la section est trop importante et que l'on ne peut pas choisir 4 barres, on passe à la deuxième option.

2. La deuxième consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité ($L/10$). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone (figure 2).

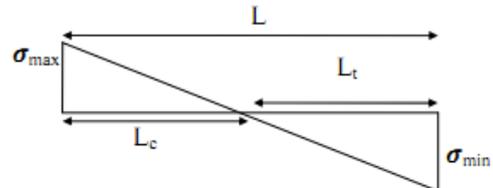
Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Remarque : Si la section est trop importante et qu'elle ne peut pas être disposée dans cette zone d'extrémité, alors on passe à la troisième option.

3. La troisième option consiste à disposer toutes les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (sur toute la longueur L_t). Déterminer leur centre de gravité et calculer le ferrailage correspondant.

d. Calcul de la longueur de la zone tendue :

$$L_T = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$



e. Calcul du moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :

$$M = M_u - N_u \left(d - \frac{L}{2} \right)$$

f. Calcul du ferrailage :

▪ **Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad \Rightarrow \quad A_t = \frac{M}{\beta d \sigma_s} \pm \frac{N}{\sigma_s} \quad \left\{ \begin{array}{l} + \text{ pour un effort de compression} \\ - \text{ pour un effort de traction} \end{array} \right.$$

- Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).
- On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10} \right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

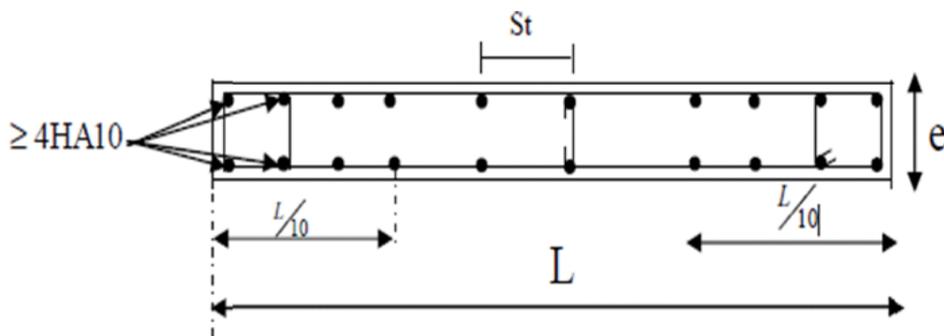


Figure V.9. Disposition des armatures verticales dans les voiles

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

- Les barres verticales des zones extrêmes, dont la section est $\geq 4HA10$, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

- **Armatures minimales:**

- a. Exigences du RPA :**

Zone tendue: $A_t \geq 0,2\% bL_t$ [Art 7.7.4.1]

- b. Exigences du BAEL :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \quad [\text{Art A.4.2.1/ BAEL91mod99}]$$

Avec : B : section du béton tendue $B = d \times e$

- Armatures horizontales:**

- D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4} \quad [\text{Art A.8.2.4}].$$

Avec :

A_V : Section des armatures verticales.

- D'après le RPA :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ [Art 7.7.4.2 RPA99/rev2003].

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

- Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales**

[Art 7.7.4.3 RPA99/rev2003] :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :**

A_V et $A_H > 0.15\%B$Globalement dans la section du voile.

A_V et $A_H > 0.10\%B$en zone courante.

Avec :

B :section du béton.

- Espacement :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1.5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } a=20\text{cm : épaisseur du voile.}$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

- **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

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

- **Diamètre maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0.1a = 0.1 \times 200 = \mathbf{20mm.}$$

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

- **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.II.3.3. Les vérifications:

- a. **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

b. Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

- D'après [Art A.5.1.21 BAEL91/ modifiées 99]:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement} \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$$

- D'après [Art 7.7.2 RPA 99/Version2003]:

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

V.II.4. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile V_y (3 et 4) zone I :

- Caractéristiques géométriques :

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
3.90	0.20	0.78	0.989

$$\begin{cases} M = 1590.955 \text{ KN.m} \\ N = -616.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul de la hauteur utile d :

1er cas : il consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage (figure 1).

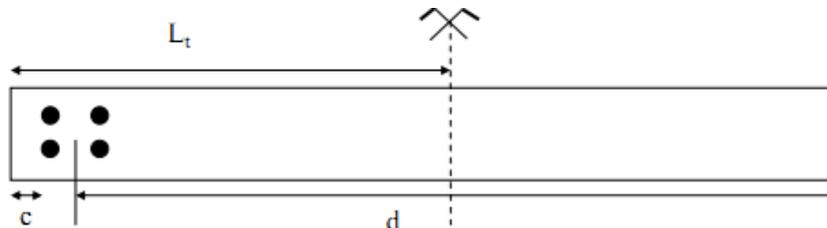


Figure V.10 : position numéro 1

Les armatures sont concentrées à l'extrémité du voile sous forme de potelet de 4 barres

Tel que :

$$S_t < \text{Min} \begin{cases} S_t \leq 1.5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } a = 20\text{cm} : \text{épaisseur du voile} \quad \Rightarrow S_t = 20\text{cm.}$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Les barres du potelet seront donc espacées de 10 cm.

D'où :

$$d = L - (\text{CDG des armature} + \text{l'enrobage}) = 390 - (5 + \frac{10}{2}) = 380 \text{ cm.}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_u = \frac{1590.955}{616.65} = 2.58 \text{ m.}$$

Le centre de pression se trouve en dehors du segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = \frac{616.65}{0.78} + \frac{1590.955 \times 1.95}{0.989} = 3927.44 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I} = \frac{616.65}{0.78} - \frac{1590.955 \times 1.95}{0.989} = -2346.29 \text{ KN/m}^2.$$

- **Calcul de la longueur de la zone tendue :**

$$L_T = \frac{3927.44}{3927.44 + 2346.29} \times 3.90 = 2.44 \text{ m.}$$

- **Calcul du moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :**

$$M = M_u - N_u \left(d - \frac{L}{2} \right) = 1590.955 - 616.65 \times \left(3.80 - \frac{3.90}{2} \right) = 450.15 \text{ KN.m}$$

- **Ferrailage du voile:**

a. Armatures verticales dans la zone d'extrémité:

$$\mu_b = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{450.15 \times 10^6}{200 \times 3800^2 \times 21.74} = 0.0072$$

Avec:

- $f_{bu} = 21.74 \text{ MPa.}$
- $b = 20 \text{ cm.}$
- $d = 380 \text{ cm.}$

$\mu_b = 0.0072 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

On prend : $\mu_b = 0.0072 \Rightarrow \beta = 0.996$ (tiré du tableau)

$$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\beta = 0.996$$

$$A_t = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s} = \frac{450.15 \times 10^6}{0.996 \times 3800 \times 400} + \frac{616.65 \times 10^3}{400} = 18.38 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA25 = 19.64 cm²**

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

⇒ Pour un meilleur choix du diamètre on va calculer la section d'acier pour le 2ème cas.

2^{ème} Cas : il consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité ($L/10$).

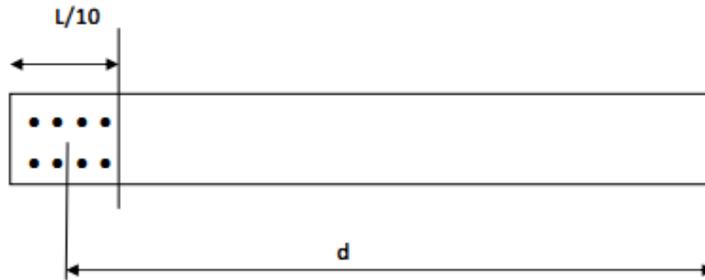


Figure V.11 : position numéro 2

- calcul de la hauteur utile d :

$$d = L - [(L/10)/2] = 390 - 19.5 = 370.5 \text{ cm}$$

- Calcul du moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :

$$\dot{M} = M_u - N_u \left(d - \frac{L}{2} \right) = 1590.955 - 616.65 \times \left(3.705 - \frac{3.90}{2} \right) = 508.73 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{508.73 \times 10^6}{200 \times 3705^2 \times 21.74} = 0.0085$$

Avec:

- $f_{bu} = 21.74 \text{ MPa}$.
- $b = 20 \text{ cm}$.
- $d = 370.5 \text{ cm}$.

$\mu_b = 0.0059 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

On prend : $\mu_b = 0.0059 \Rightarrow \beta = 0.997$ (tiré du tableau)

$$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\beta = 0.997$$

$$A_t = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s} = \frac{508.73 \times 10^6}{0.997 \times 3705 \times 400} + \frac{616.65 \times 10^3}{400} = 18.77 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA20 = 18.84 cm²** espacement = **14.5cm**.

b. Armatures verticales dans la zone courante :

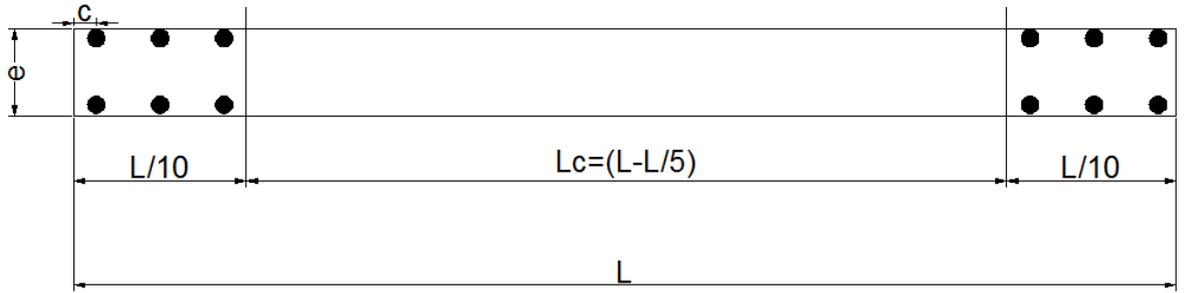


Figure V.12 Délimitation de la zone nodale.

Détermination de la zone courante : L_c

$$L_c = L - L/5 = 390 - 78 = 312 \text{ cm.}$$

⇒ Armatures verticales de la zone courante :

$$A_c = 0.10\% \times B_C$$

Avec :

B_C : La section de la zone courante.

$$B_C = L_c \times e = 312 \times 20 = 6240 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 0.10\% B_C = 0.001 \times B_C = 0.001 \times 6240 = 6.24 \text{ cm}^2$$

Soit : **$2 \times (11\text{HA}8) = 11.06 \text{ cm}^2$ espacement = **29cm.****

• Sections adoptées pour la zone tendue :

$$\begin{cases} A_{L/10} = 6 \text{ HA}20 = 18.84 \text{ cm}^2 \\ A_{L=205 \text{ cm}} = 2 \times (7\text{HA}8) = 7.04 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{\text{total}} = 25.88 \text{ cm}^2 .$$

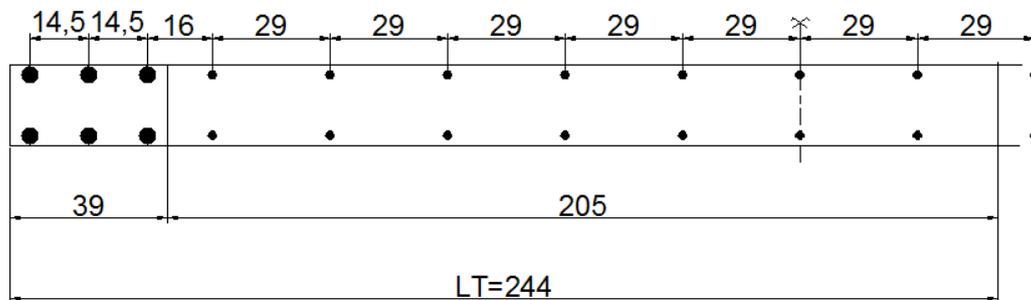


Figure V.13. Schéma explicatif des sections et espacements adoptés pour la zone tendue.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Zone d'extrémité	Zone courante	A _{v total}
A _{L/10} = 6 HA20 = 18.84 cm ² Esp=14.5 cm	A _C = 11.06 cm ² Esp=29 cm	29.9 cm ²

- **Section minimale pour la zone tendue :**

Zone tendue: $A_t \geq 0,2\% bL_t$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0,2\% bL_t = 0.002 \times 20 \times 244 = 9.76 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{adopté}} = 28.9 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow A_{\text{adopté}} > A_{\min}$$

- **Section minimale dans tout le voile :**

Globalement dans la section du voile: $A_v > 0.15\%B$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 390 = 11.7 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{adopté}} = 29.9 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow A_{\text{adopté}} > A_{\min}$$

- c. **Armatures horizontales :**

$$A_H \geq \max\left\{\frac{A_v}{4}, 0.15\%B\right\} = \max\{7.48, 11.7\} = 11.7 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{A_H = 12 \text{ cm}^2}.$$

Soit : 10HA10 = 15.7 cm² ; avec **S_H=10 cm**.

- d. **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soient : 4HA8

- e. **Les vérifications :**

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t < \min\{1.5 e, 30 \text{ cm}\} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

S_v = 14.5cm et 29cm..... Condition vérifiée.

S_h = 20cm..... Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1356.189 \times 10^3}{0.78 \times 10^6 + 15 \times 34.92 \times 10^2} = 1.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{1.4 \times 579.82 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3900} = 1.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{579.82 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3900} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

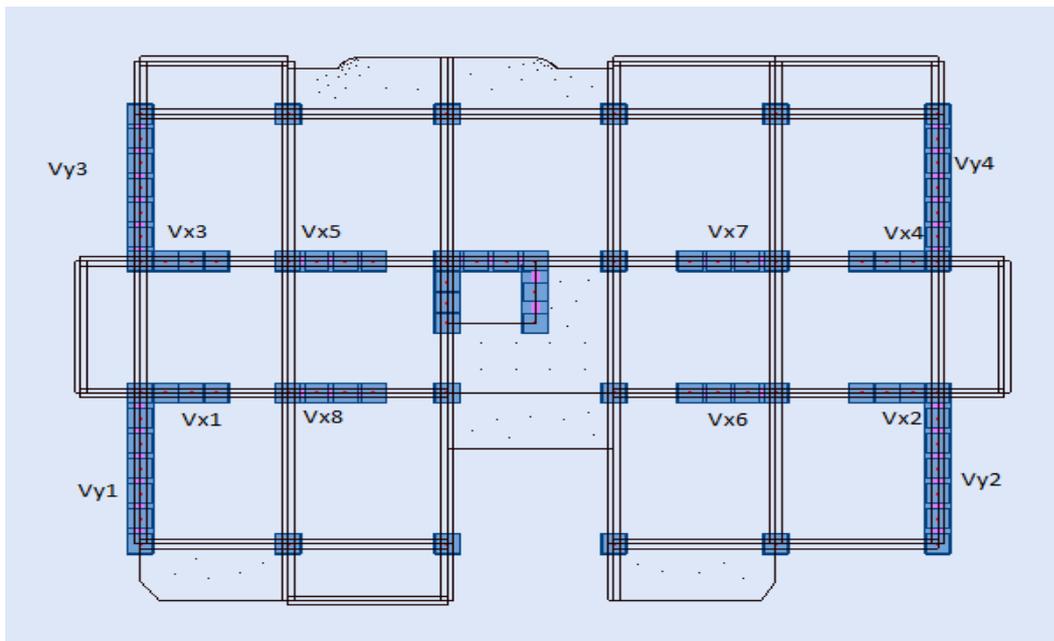


Figure V.14. Disposition des voiles.

➤ L'ensemble des calculs sont donnés sous forme de tableaux pour les voiles dans les différentes zones :

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

voiles	L[m]	e[m]	B [m ²]	ZONE	N [KN]	M [KN.m]	Obs	σ_{\max} [KN/m ²]	σ_{\min} [KN/m ²]	L _T [m]	d[m]	M [KN.m]	A _{ST} Calculée [cm ²]	Section adoptée
V _y (1 et 2)	4	0.20	0.80	Zone I	-520.23	1793.541	SPC	4012.13	-3049.05	2.27	3.8	857.127	18.67	6HA20 (18.84 cm ²)
				Zone II	-518.960	1037.707	SPC	2593.79	-1296.39	2.67	3.8	103.58	13.66	6HA20 (18.84 cm ²)
				Zone III	-70.418	-210.904	SPC	483.34	-307.30	2.45	3.8	84.15	2.31	6HA10 (4.71cm ²)
V _y (3 et 4)	3.90	0.20	0.78	Zone I	-616.65	1590.955	SPC	3927.44	-2346.29	2.44	3.705	508.73	18.77	6HA20 (18.84 cm ²)
				Zone II	-574.552	1105.95	SPC	2917.19	-1443.98	2.61	3.705	97.61	14.80	6HA20 (18.84 cm ²)
				Zone III	-74.477	-224.353	SPC	537.83	-346.87	0.61	3.705	93.64	2.49	6HA10 (4.71cm ²)
V _x (1 ;2 ;3 ;4, 5,et 6)	1.60	0.20	0.32	Zone I	-347.554	452.679	SPC	6411.74	-4239.53	0.963	1.52	202.44	12.05	6HA16 (12.06 cm ²)
				Zone II	-70.888	-439.484	SPC	5391.93	-4948.88	0.83	1.52	388.44	8.29	6HA14 (9.24 cm ²)
				Zone III	-113.902	-460.305	SPC	5771.30	-5059.41	0.85	1.52	378.30	9.19	6HA14 (9.24 cm ²)
V _x (7et 8)	1.80	0.20	0.36	Zone I	-288.00	454.362	SPC	5007.06	-3407.06	1.07	1.71	221.08	10.46	6HA16 (12.06 cm ²)
				Zone II	-65.62	-427.228	SPC	4138.09	-3773.54	0.94	1.71	374.08	7.19	6HA14 (9.24 cm ²)
				Zone III	-114.559	-444.808	SPC	4436.81	-3800.37	0.97	1.71	352.02	8.08	6HA14 (9.24 cm ²)

Tableau V.21 : Ferrailage des voiles.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

voiles	L[m]	e[m]	B [m ²]	ZONE	L _T [m]	A _{ST} Adoptée [cm ²]	A _c [cm ²]	A _{ST} total [cm ²]	A _{ST} minimale [cm ²]	A _H [cm ²]	T [KN]	τ _b [MPa]	τ _u [MPa]	N _S [KN]	σ _{bc} [MPa]	Obs
V _y (1 et 2)	4	0.20	0.80	Zone I	2.27	6HA20 (18.84 cm ²)	2 (11HA8) (11.06)	29.9	12	10HA10=7.85	595.284	1.16	0.83	1314.165	1.54	C.V
				Zone II	2.67	6HA20 (18.84 cm ²)	2 (11HA8) (11.06)	29.9	12	10HA10=7.85	503.869	0.98	0.70	1042.25 0	1.23	C.V
				Zone III	2.45	6HA10 (4.71cm ²)	2 (11HA8) (11.06)	15.77	12	10HA10=7.85	344.581	0.67	0.48	500.123	0.59	C.V
V _y (3 et 4)	3.90	0.20	0.78	Zone I	2.44	6HA20 (18.84 cm ²)	2 (10HA8) (10.06)	28.9	11.7	10HA10=7.85	579.82	1.15	0.82	1356.189	1.63	C.V
				Zone II	2.61	6HA20 (18.84 cm ²)	2 (10HA8) (10.06)	28.9	11.7	10HA10=7.85	482.334	0.96	0.69	1063.521	1.28	C.V
				Zone III	0.61	6HA10 (4.71cm ²)	2 (10HA8) (10.06)	14.77	11.7	10HA10=7.85	252.100	0.50	0.36	503.84	0.61	C.V
V _x (1 ;2 ;3 ; 4, 5 et 6)	1.60	0.20	0.32	Zone I	0.963	6HA16 (12.06 cm ²)	2 (10HA8) (10.06)	22.12	4.8	8HA10= 6.28	-186.849	0.91	0.65	-941.64	2.71	C.V
				Zone II	0.83	6HA14 (9.24 cm ²)	2 (10HA8) (10.06)	19.30	4.8	8HA10= 6.28	-436.716	2.12	1.52	-767.275	2.23	C.V
				Zone III	0.85	6HA14 (9.24 cm ²)	2 (10HA8) (10.06)	19.30	4.8	8HA10= 6.28	-656.901	3.19	2.28	-359.642	1.04	C.V
V _x (7et 8)	1.80	0.20	0.36	Zone I	1.07	6HA16 (12.06 cm ²)	2(12HA8) (12.08 cm ²)	24.14	5.4	9HA10= 7.07	147.144	0.64	0.45	-891.823	2.32	C.V
				Zone II	0.94	6HA14 (9.24 cm ²)	2(12HA8) (12.08 cm ²)	21.32	5.4	9HA10= 7.07	-199.832	0.86	0.62	-720.967	1.99	C.V
				Zone III	0.97	6HA14 (9.24 cm ²)	2(12HA8) (12.08 cm ²)	21.32	5.4	9HA10= 7.07	-316.572	1.36	0.98	-339.859	0.89	C.V

Tableau V.22. Vérification des ferrillages et des contraintes.

Chapitre VI :

Ferraillage du mur plaque

Chapitre VI : Ferrailage du mur plaque

VI. Ferrailage du mur plaque :

VI.1. Introduction:

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

Un joint de 2cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

VI.2. Les exigences de RPA99 modifié 2003, [Art 10.1.2]:

- L'épaisseur minimale imposée par le RPA pour le voile périphérique doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de **20 cm**.

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A_{min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 2 \text{ cm}^2$$

VI.3. Méthode de calcul:

Le mur sera calculé comme une console verticale encastree au niveau de la semelle et simplement appuyée au plancher haut du sous-sol.

On effectuera le calculen flexion simple pour une bande de 1mde longueur et 20cm de largeur à l'état d'équilibre au repos et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

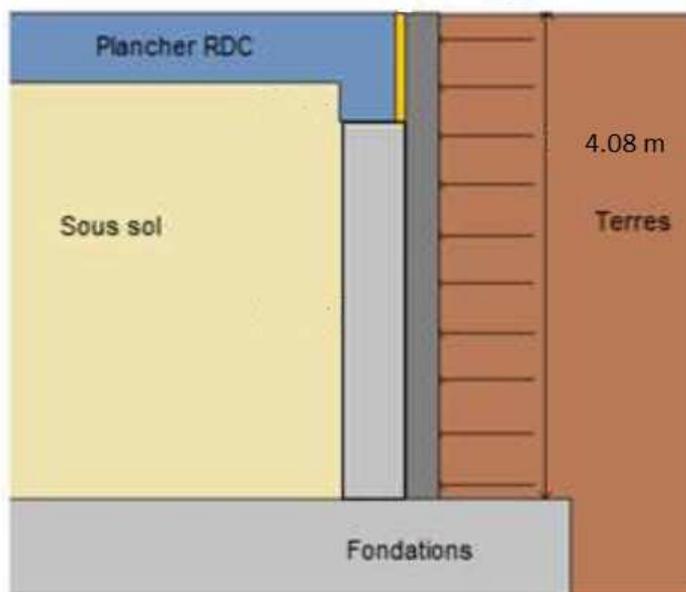


Figure VI.1. Schéma représentatif du mur plaque.

Chapitre VI : Ferrailage du mur plaque

VI.3.1. Caractéristiques du sol:

Surcharge éventuelles q	10KN/m ²
Poids spécifique γ	18KN/m ³
Angle de frottement interne φ	30°
Cohésion c	0
La contrainte admissible du sol σ	2bars
L'angle d'inclinaison de la surface libre du sol β	0
L'angle d'inclinaison du plan de rupture par rapport à l'horizontal λ	0
L'angle d'inclinaison de la force δ	0

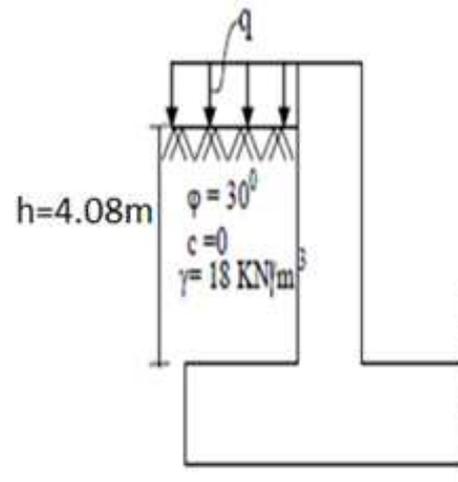


Tableau VI.1. Caractéristiques du sol

Figure VI.2. Schéma statique du mur plaque

VI.3.2. Détermination des sollicitations:

D'après les caractéristiques du sol, la méthode de RANKINE est applicable pour la détermination des contraintes qui s'exercent sur la face du mur au repos qui sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \times h + q) \quad \text{avec: } 0 < h < H$$

Notre sol est pulvérulent \rightarrow la relation de Jacky est applicable : $K_0 = 1 - \sin\varphi$

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos.

$$K_0 = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

- Calcul à ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

- Calcul à ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \times h + q)$$

σ_H (KN/m ²)	h=0m	h=4.08m
E.L.U	7.5	57.07
E.L.S	5	41.72

Tableau VI.2. Les contraintes horizontales à l'ELU et l'ELS.

Chapitre VI : Ferrailage du mur plaque

- **Diagramme des contraintes :**

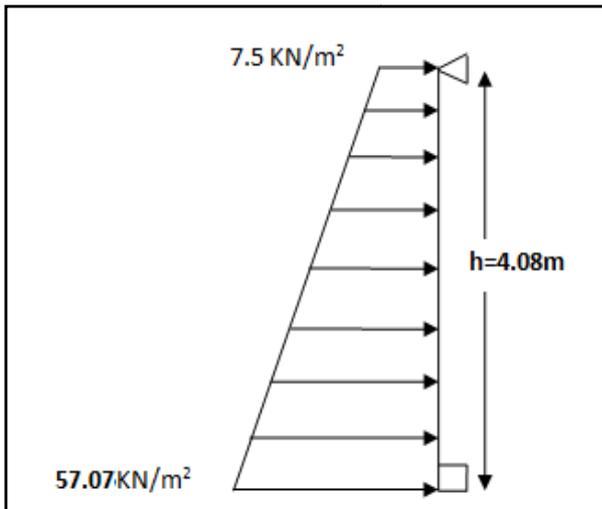


Figure VI.3. Diagramme des contraintes à l'ELU

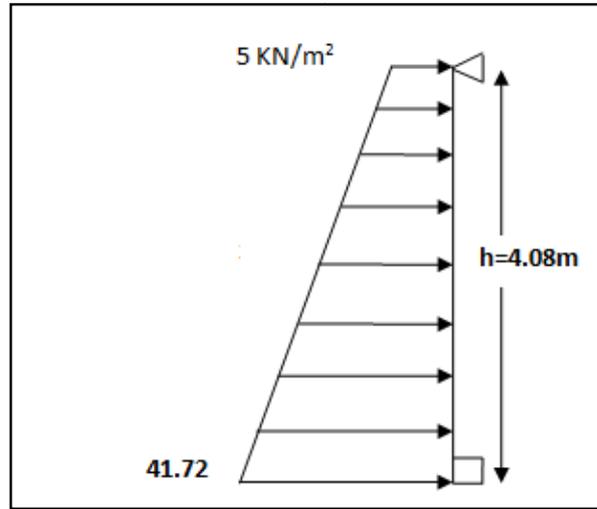


Figure VI.4. Diagramme des contraintes à l'ELS

- **Charges moyennes :**

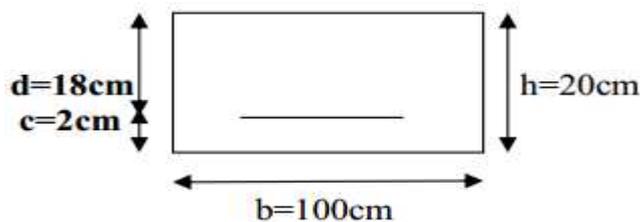
La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1mètre est :

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = \frac{(3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 57.07 + 7.5}{4} = \mathbf{44.68 \text{ kN/ml}}$$

$$\underline{\text{ELS}} : q_s = \frac{(3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 41.72 + 5}{4} = \mathbf{32.54 \text{ kN/ml}}$$

VI.3.3. Ferrailage du mur plaque à l'ELU:

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, on considérant le moment maximal au niveau d'appuis et en travée.



Chapitre VI : Ferrailage du mur plaque

Les résultats sont représentés dans la figure ci-après :

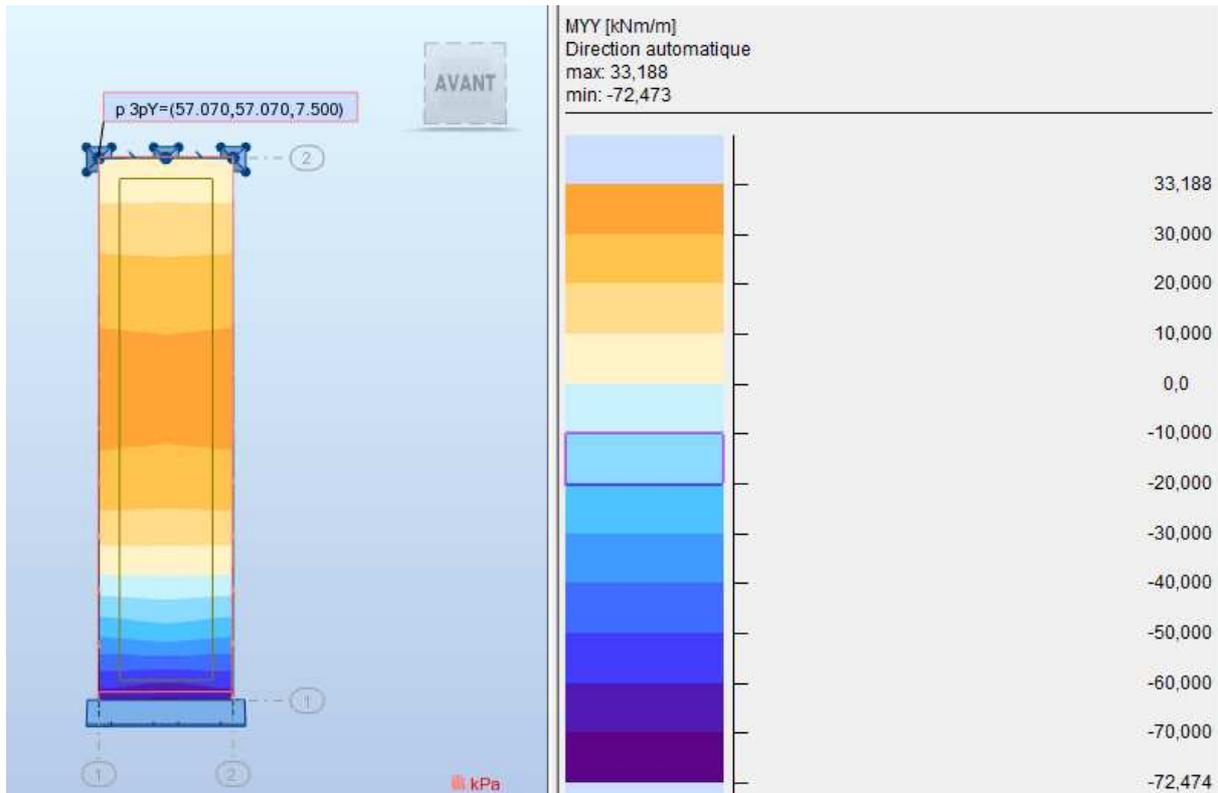


Figure VI.5. Diagramme des moments donné par ROBOT à l'ELU

- Les armatures verticales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \text{ avec : } f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Zone	M_u (kN.m)	μ_u	μ_l	Section	β	A_{min}	A_s	$A_{adoptée}$ [cm ²]	Ferrailage	espacement
Aux appuis	72.474	0.156	0.392	SSA	0.915	2	12.64	14.07	7HA16	15cm
En travée	30	0.065	0.392	SSA	0.966	2	4.96	7.92	7HA12	15cm

Tableau VI.3. Ferrailage verticale.

- Armatures horizontales :

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{14.07}{4} = 3.52 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : } 6\text{HA}12/\text{ml} = 6.78 \text{ cm}^2 \text{ avec esp} = 20\text{cm.}$$

- Les armatures transversales :

Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m² de HA8. [Art 7.7.4.3/RPA]

VI.3.4. Vérification à l'ELU :

- **Section minimale :**

- Selon le BAEL [Art. A.4.2], condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 2.02 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = 2.02 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

- Selon le RPA99/2003 :

La section minimale d'armatures verticales et horizontales est de 0,1%.B

$$A_{\min} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = 2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

VI.3.4. Vérification à l'ELS :

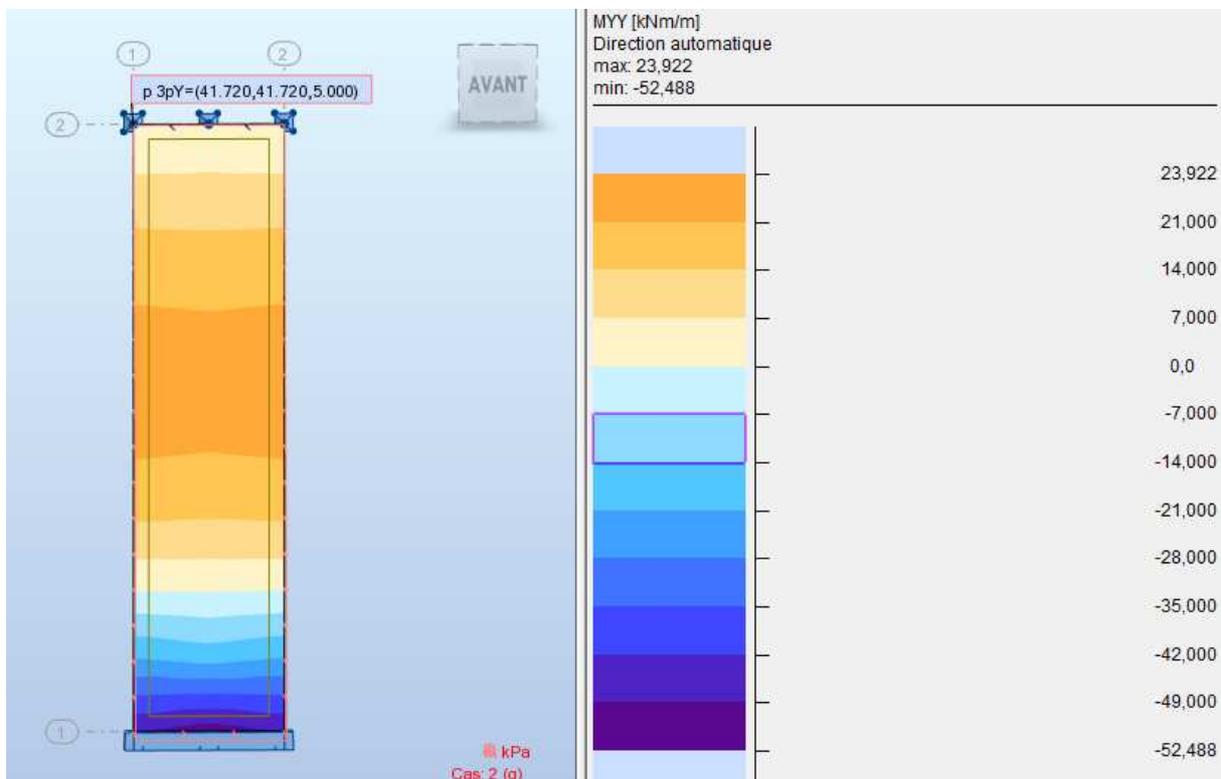


Figure VI.6. Diagramme des moments donné par ROBOT à l'ELS

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

- Contrainte dans l'acier : $\sigma = \frac{M_s}{A_s \beta d} \leq \bar{\sigma}_s$

Avec :

La fissuration est considérée préjudiciable

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}; \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA}$$

Chapitre VI : Ferrailage du mur plaque

- Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s < \overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $K = \frac{1}{k_1}$; $\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

zone	Ms (KN.m)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	ρ	β	K ₁	σ _s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_b$	obs
Aux appuis	52.488	14.07	0.782	0.873	24.37	237.4	348	9.74	15	CV
En travée	21	7.92	1.160	0.853	19.01	172.69	348	9.08	15	CV

Tableau VI.4. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

• **Etat limite de déformation:**

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons nous dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h_t : Hauteur total **20cm**

L : portée entre nus d'appuis **b=1m**

M_t^{max} : Moment max a l'ELS

M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 × 21 = **15.75kN.m**

M₀ : Moment max de la travée isostatique

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 32.54 \times \frac{4.08^2}{8} = \mathbf{67.71kN.m}$$

A_{st} : Section des armatures **14.07cm²**

b: largeur de la section **100cm**

d : hauteur utile de la section droite **18cm**

AN :

- $\frac{h}{l} = 0.2 \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**
- $\frac{h}{l} = 0.2 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{15.75}{10 \times 67.71} = 0.023 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**
- $\frac{A}{bd} = \frac{14.07}{100 \times 18} = 0.0078 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction:

La présente étude constitue le choix et le dimensionnement du type de fondation nécessaire pour le bâtiment.

L'infrastructure doit donc constituer un ensemble rigide capable de remplir les triples fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Transmettre au sol des fondations les efforts apportés par la superstructure.
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Cependant, dans la recherche de toutes les caractéristiques ci-haut, nous associons au choix de notre fondation les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution.
- Economie.

VII.2. Méthodologie :

La méthodologie utilisée pour la présente étude est celle basée sur l'ordre privilégié suivant :

- Semelles (isolées et filantes)
- Radier général
- Fondation profonde (Pieux)

Cependant, par insuffisance de données géotechniques, les fondations profondes seront exclues de cette étude.

Pour le cas des semelles, lorsque la surface occupée par celles-ci dépasse 50% de la superficie totale du bâtiment, il y'aura un risque inévitable de chevauchement des semelles, donc nous passerons au choix suivant (radier général)

VII.3. Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

VII.4. Choix du type de fondation :

VII.4.1. Semelles isolées :

- **Dimensionnement :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré).}$$

D'ou: $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$

$$N_s = 1311.560 \text{ KN} \quad , \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \mathbf{B = 2.6 \text{ m.}}$$

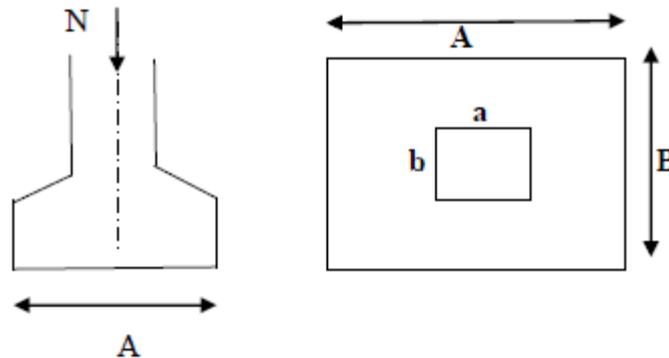


Figure VII.1 : Semelle isolée.

Conclusion :

Au vu de ces résultats ci-haut, il y'a impossibilité de réaliser des semelles isolées pour le bâtiment (largeur des semelles importante). Le risque de chevauchements est inévitable, on opte donc pour des semelles filantes.

VII.4.2. Semelles filantes :

- **Sous poteaux :**

Etapas de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{\sum N_{si}}$
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (le portique D-D).

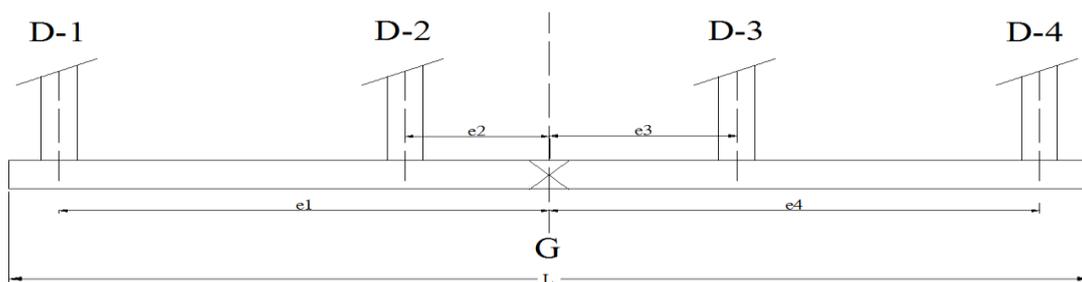


Figure VII.2. Semelle continue sous poteaux.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

poteau	N_{si} (t)	moment (t,m)	e_i (m)	$N_{si} \times e_i$	excentricité "e"
D-1	127,998	0,1813	-5,7	-729,5886	0,200044626
D-2	92,033	-0,481	-1,7	-156,4561	
D-3	70,9761	0,3192	1,8	127,75698	
D-4	118,6238	-0,2071	5,7	676,15566	
Σ	409,6309	-0.1876		82,13206	

Tableau VII.1. Calcul de l'excentricité.

On remarque que : $e < \frac{L}{6}$ donc la répartition est trapézoïdale.

Sachant que $\frac{L}{6} = \mathbf{2.4\ m}$

⇒ La largeur de la semelle se calcul comme suit :

On utilise la contrainte moyenne ⇒ $B \geq \frac{\sigma_{(3/4)}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_s \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right)}{L \times \sigma_{sol}}$ avec : $N_s = \sum N_{si}$

Après calcul on obtiendra : $B \geq \mathbf{1.4816\ m}$; on prendra donc $B = \mathbf{1.5\ m}$

⇒ Calcul de la surface totale sous poteaux notée S_p :

$$S_p = [(1.5 \times 14.4) \times 6] = \mathbf{129.6\ m^2}.$$

Remarque :

N_s est tiré du logiciel Robot en choisissant la combinaison "ELS" et ce pour la file la plus sollicitée c.à.d. la file qui donne l'effort le plus défavorable (file D).

- **Sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \times \sigma_{sol}} = \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du voile.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

➤ Les résultats de calcul sont résumés sur les tableaux ci-dessous :

Voile	N_s (KN)	L (m)	B (m)	$S = L \times B$ (m ²)
V_{x1}	941.64	1.60	2.94	4.704
V_{x2}	891.823	1.80	2.48	4.464
V_{x3}	829.216	1.85	2.24	4.144
				$\Sigma = 13.312$

Tableau VII.2. Surface des semelles sous les voiles dans le sens XX.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

Voile	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S = L × B (m ²)
V _{y1}	1314.165	4	1.64	6.56
V _{y2}	1356.189	3.9	1.74	6.786
V _{y3}	731.305	1.65	2.22	3.663
				Σ = 17.009

Tableau VII.3. Surface des semelles sous les voiles dans le sens YY.

⇒ Surface totale des semelles sous murs : $S_v = 17.009 + 13.312 = \underline{\underline{30.321 \text{ m}^2}}$

- Surface totale des semelles (sous poteaux + sous voiles) :

$$S_{ts} = S_p + S_v = 129.6 + 30.321 = \underline{\underline{159.92 \text{ m}^2}}$$

- Surface totale du bâtiment :

$$S_{tb} = 17.14 \times 11.80 = \underline{\underline{202.25 \text{ m}^2}}$$

- Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{159.92}{202.25} = 0.791 = 79.07\% \Rightarrow S_t > 50\%S_{bat}$$

Conclusion :

Le rapport surface semelles filantes / surface totale bâtiment est de **79.07%** ce qui présente un risque inévitable de chevauchement des semelles. Donc les semelles filantes ne sont pas adaptées. D'où la nécessité de penser à un radier général.

VII.5. Etude du radier général :

Le radier générale est une dalle en béton armée de grandes dimensions ; conçue en tant que fondation superficielle. Une telle solution de fondation est adéquate en cas de sol de faible capacité portante, ce qui nécessite une répartition des charges sur une grande surface de contact de la fondation avec le sol.

VII.5.1. pré dimensionnement du radier :

a. Épaisseur du radier (nervures) :

L'épaisseur (h_n) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Formule empirique :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur " h_n " tel-que :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \Rightarrow h_n = \mathbf{40 \text{ cm.}}$$

Avec :

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives ($L_{max} = \mathbf{4 \text{ m}}$).

- **Condition de l'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm tel-que : $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 50 \leq h_n \leq 80 \Rightarrow \mathbf{h_n = 80 \text{ cm.}}$$

- **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40 \text{ MPa}$.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = \mathbf{10818.86 \text{ MPa.}}$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.78 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \text{Choix final: } \mathbf{h_n = 80 \text{ cm.}}$$

b. Epaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit: } \mathbf{h_d = 30 \text{ cm.}}$$

c. Epaisseur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \text{ (Dalle sur 4 appuis)}$$

$$8 \leq h_t \leq 10 \text{ Soit : } \mathbf{h=10 \text{ cm.}}$$

d. Largeur de la nervure :

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 \times h_n \Rightarrow 0.4 \times 80 \leq b_n \leq 0.7 \times 80.$$

$$\Rightarrow 32 \leq b_n \leq 56 \text{ on opte pour } \mathbf{b_n = 50 \text{ cm.}}$$

Conclusion:

Les choix définitifs des dimensions du radier sont les suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : $h_n = 80 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure: $b_n = 50 \text{ cm}$.
- Hauteur de la dalle: $h_d = 30 \text{ cm}$.
- Dalle flottante : $h = 10 \text{ cm}$.

e. Détermination de la surface nécessaire du radier :

- **Le poids de la structure :**

Charge permanente : $G_t : 25987.203 \text{ KN}$.

Charge d'exploitation : $Q_t : 4635.715 \text{ KN}$.

- **Combinaison d'action :**

ELU : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 25987.203 + 1.5 \times 4635.715 = 42036.298 \text{ KN}$.

ELS : $N_s = G + Q = 25987.203 + 4635.715 = 30622.919 \text{ KN}$.

- **Détermination de la surface du radier :**

- **Etat Limite Ultime :** $S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{42036.298}{1.33 \times 200} = 158.031 \text{ m}^2$

- **Etat Limite de Service :** $S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{30622.919}{200} = 153.115 \text{ m}^2$

$S_{\text{radier}} = \text{Max} (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = \text{Max} (158.031 ; 153.115) = 158.031 \text{ m}^2$

$S_{\text{bâtiment}} = 202.25 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 158.031 \text{ m}^2$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on prévoit un débord minimal que nous imposent les règles de BEAL, il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 40 \text{ cm}.$$

⇒ Soit un débord de : $L_{\text{deb}} = 40 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$

Avec :

$$S_{\text{deb}} = (17.04 \times 0.4) \times 2 + (11.80 \times 0.4) \times 2 + (0.4 \times 0.4) \times 4 = 23.79 \text{ m}^2$$

D'où:

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 202.25 + 23.79 = 226.04 \text{ m}^2$$

VII.5.2. Calcul des sollicitations à la base du radier :

a. charge permanente :

- **Poids du bâtiment :**

$$G_{\text{bâtiment}} = 25987.203 \text{ KN}$$

- **Poids du radier :**

P_{radier} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{dalle}} = 226.04 \times 0.3 \times 25 = 1695.30 \text{ KN.}$$

- **Poids des nervures :**

$$P_{\text{ner}} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y) \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{ner}} = [0.5(0.8 - 0.3) \times (17.14 \times 6 + 11.80 \times 4) \times 25] = 937.75 \text{ KN.}$$

- **Poids du TVO:**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$P_{\text{TVO}} = (226.04 - 69.68) \times (0.8 - 0.3) \times 17 = 1329.06 \text{ KN}$$

Avec :

- Poids volumique du TVO : $\rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$

- La surface des nervures :

$$S_{\text{ner}} = 0.5 \times (17.14 \times 4 + 11.80 \times 6) = 69.68 \text{ m}^2$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (226.04 - 69.68) \times 0.1 \times 25 = 390.90 \text{ KN.}$$

D'où : $G_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{ner}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$

$$G_{\text{radier}} = 4353.01 \text{ KN.}$$

b. Surcharge du bâtiment et du radier :

$$Q_{\text{bat}} = 4635.715 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{rad}} = 2.5 \times 226.04 = 565.10 \text{ KN.}$$

c. Poids total de la structure :

$$G_{\text{total}} = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 25987.203 + 4353.01 = 30340.213 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 4635.715 + 565.10 = 5200.82 \text{ KN}$$

d. Combinaison d'actions :

ELU: $N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 30340.213 + 1.5 \times 5200.82 = 48760.51 \text{ KN}$

ELS : $N_s = G + Q = 30340.213 + 5200.82 = 35541.03 \text{ KN}$

VII.5.3. Vérifications :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} - b = 100 \text{ cm} ; \\ - d = 0.9 h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm} \\ - T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u^{\text{tot}} \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \end{array} \right.$$

$$T_u^{\max} = \frac{48760.51}{226.04} \times \frac{4}{2} = 431.43 \text{ KN} .$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{431.43 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.60 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la stabilité du radier :

- Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

- Calcul du centre de gravité du radier :

Vu la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (XX et YY).

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\text{longueur}}{2} = \frac{17.14}{2} = 8.57 \text{ m.} \\ Y_G = \frac{\text{largeur}}{2} = \frac{11.80}{2} = 5.9 \text{ m.} \end{array} \right.$$

- Moment d'inertie du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = \frac{11.80 \times 17.14^3}{12} = 4951.46 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = \frac{hb^3}{12} = \frac{17.14 \times 11.80^3}{12} = 2346.80 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

• **Vérifier la stabilité du radier:**

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \times \mathbf{Z}$$

Sollicitations		M ₀ [KN. m]	T ₀ [KN]	Z [m]	M [KN. m]
Sens	XX	937.664	1833.678	0.8	2404.606
	YY	895.932	1904.068	0.8	2419.186

Tableau VII.4. Calcul du moment de renversement.

Avec :

M₀ : Moment sismique à la base du bâtiment.

T₀ : Effort tranchant à la base du bâtiment.

Z : profondeur de l'infrastructure.

On doit vérifier les conditions suivantes :

L'ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

I : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

➤ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Contraintes		ELU			ELS		
		σ ₁ [KN/m ²]	σ ₂ [KN/m ²]	σ _m [KN/m ²]	σ ₁ [KN/m ²]	σ ₂ [KN/m ²]	σ _m [KN/m ²]
sens	XX	219.88	211.55	217.80	161.40	153.07	159.32
	YY	221.80	209.63	218.76	163.32	151.15	160.28

Tableau VII.5. Vérification des contraintes du sol sous le radier.

Avec :

$$\begin{cases} 1.33\sigma_{sol} = 266[\text{KN/m}^2] \\ \sigma_{sol} = 200[\text{KN/m}^2] \end{cases}$$

➤ La stabilité est vérifiée dans les deux sens.

c. Vérification au poinçonnement [Art. A.5.2.42/BAEL91] :

Il s'agit de vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à L'ELU pour le poteau et pour le voile aussi.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Hauteur de la nervure égale à 0,8m.

- Poteau :

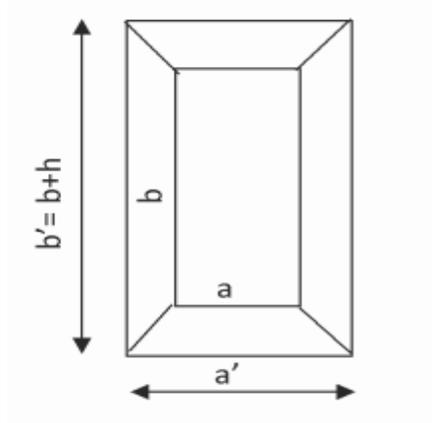


Figure VII.3. Périmètre utile des poteaux.

$$\begin{cases} \mu_c = 2 \times (a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2(0.50 + 0.50 + 2 \times 0.8) = 5.2\text{m} \\ N_U = 1805.555\text{KN.} \end{cases}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 5.2 \times 0.8 \times 25000}{1.5} = 3120\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Voile :

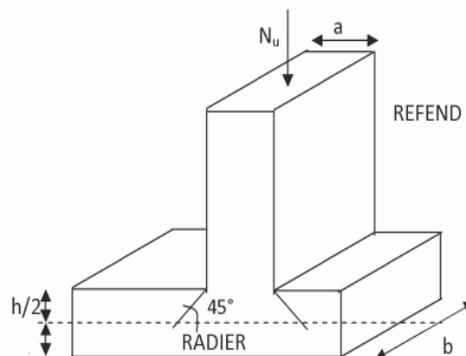


Figure VII.4. Périmètre utile des voiles.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_c = 2 \times (a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2(0.2 + 4 + 2 \times 0.8) = 11,6\text{m} \\ N_U = 1798.446\text{KN}. \end{array} \right.$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 11.6 \times 0.8 \times 25000}{1.5} = 6960 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification de l'effort de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier : $P > P'$

$$\left\{ \begin{array}{l} - P : \text{ poids total du bâtiment à la base du radier.} \\ - P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{\text{radier}} \times z \end{array} \right.$$

Avec :

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$).

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 0.8\text{m}$).

$$- P' = 1.5 \times 10 \times 226.04 \times 0.8 = 2712.48 \text{ KN.}$$

$$- P = 30340.21 \text{ KN.}$$

$P = 30340.21\text{KN} > P' = 2712.48 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

VII.5.4. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé son ferrailage sera calculé en utilisant les méthodes exposées dans le [B.E.A.L 91 mod 99].

VII.5.4.1. Ferrailage de la dalle du radier :

La dalle du radier sera étudiée comme un panneau rectangulaire uniformément chargé reposant sur quatre cotés. On distingue deux cas :

- $\rho_x = \frac{L_x}{L_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens;
- $0.4 \leq \rho_x = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins, afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

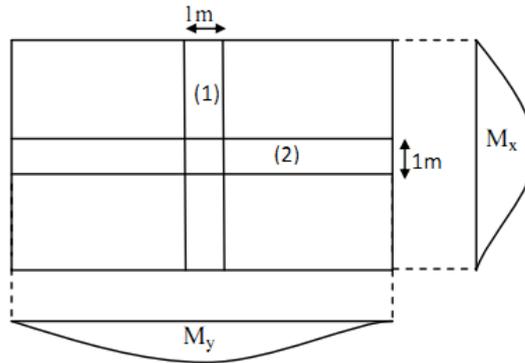
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 3.50\text{m} \qquad L_y = 4.00\text{m}$$

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.50}{4} = 0.88 \Rightarrow 0.4 < \rho_x = 0.88 < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

Dans ce cas on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91, on considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la plus petite portée L_x : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Les coefficients μ_x ; μ_y sont donnés par les tables PIGEAUD.

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

	σ_m [KN/m ²]	q_m [KN/m]
ELU	218.76	199.50
ELS	160.28	141.02

Avec :

- **A L'ELU :** $q_u^m = \left(\sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} \right) \times 1\text{m}$
- **A L'ELS :** $q_s^m = \left(\sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} \right) \times 1\text{m}$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

- Détermination des coefficients μ_x et μ_y :

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y en fonction de ρ_x et ν .

$$\rho_x = 0.88, \quad \nu = 0 \text{ [ELU]} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0478 \\ \mu_y = 0.740 \end{cases}$$

- Calcul des moments M_0^x, M_0^y :

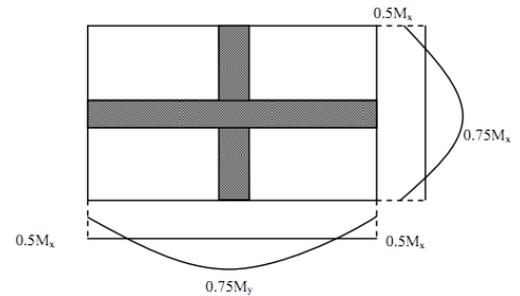
$$M_0^x = 0.0478 \times 199.50 \times 3.50^2 = 116.817 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 0.740 \times 116.817 = 86.445 \text{ KN.m}$$

- Correction des moments :

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,75**: pour les moments en travées,
- **0,50**: pour les moments sur appuis intermédiaires,



- Moment aux appuis : $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 116.817 = 58.408 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.5 \times 86.445 = 43.222 \text{ KN.m} \end{cases}$

- Moment en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 116.817 = 87.612 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times 86.445 = 64.833 \text{ KN.m} \end{cases}$

- Calcul des armatures :

➤ Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

		Moments [KN.m]	Valeur de μ	Type de section	Valeur de β	Section d'armature A (cm ²)	Section choisie Armatures longitudinales A _l (cm ²)
Sens xx	Sur appuis	58.408	$0.0658 < \mu_1 = 0.392$	S.S.A	0.966	6.96	7HA12 = 7.91 Esp = 17 cm
	En travée	87.612	$0.0987 < \mu_1 = 0.392$	S.S.A	0.948	10.65	7HA14 = 10.77 Esp = 17 cm
Sens yy	Sur appuis	43.222	$0.0487 < \mu_1 = 0.392$	S.S.A	0.975	5.1	7HA12 = 7.91 Esp = 17 cm
	En travée	64.833	$0.0731 < \mu_1 = 0.392$	S.S.A	0.962	7.76	7HA12 = 7.91 Esp = 17 cm

Tableau VII.7. Calcul de la section d'armatures.

Avec :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu \\ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.} \end{array} \right. \Rightarrow \beta \text{ sera tiré des tableaux.}$$

• **Vérifications à l'ELU :**

a. Condition de non fragilité [Article B.7.41 BAEL91]:

- **Armatures parallèles au petit coté :**

$$\omega_x \geq \omega_0 \frac{(3-\rho_x)}{2} \Rightarrow A_x^{\min} \geq \frac{bh \omega_0 (3-\rho)}{2} \Rightarrow A_x^{\min} = 2.5 \text{ cm}^2$$

Avec :

- ω_0 : Taux d'acier minimal réglementaire (en pourcentage) il est pris égale à : **0.8%** pour HA, FeE400 de diamètre supérieure à 6mm.

- $\omega_x = \frac{A_x^{\min}}{bh}$

- **Armatures parallèles au grand coté :**

$$\omega_y \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{\min} \geq \omega_0 \times b \times h \Rightarrow A_y^{\min} = 2.4 \text{ cm}^2$$

Avec : $\omega_y = \frac{A_y^{\min}}{bh}$

		$A_{adoptée}$	A_{min}	Observation
Sens xx	Sur appuis	7.91	2.5	Condition vérifiée
	En travée	10.77	2.5	Condition vérifiée
Sens yy	Sur appuis	7.91	2.4	Condition vérifiée
	En travée	7.91	2.4	Condition vérifiée

Tableau VII.8 : vérification de la condition de non fragilité.

b. Espacement des armatures [Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99] :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (90; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.}$$

- **Sens xx :** $S_t^{\max} = 17 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Sens yy :** $S_t^{\max} = 17 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Vérification à L'ELS :**

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

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

- **Calcul des moments M_0^x, M_0^y à L'ELS :**

$$\rho_x = 0.88, \quad \nu = 0.20 \text{ [ELS]} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = \mathbf{0.0549} \\ \mu_y = \mathbf{0.818} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0.0549 \times 141.02 \times 3.50^2 = 94.839 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.818 \times 94.839 = 77.578 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Correction des moments :**

Moment aux appuis : $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 94.839 = \mathbf{47.419 \text{ KN.m}} \\ M_y^a = 0.5 \times 77.578 = \mathbf{38.789 \text{ KN.m}} \end{cases}$

Moment en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 94.839 = \mathbf{71.129 \text{ KN.m}} \\ M_y^t = 0.75 \times 77.578 = \mathbf{58.183 \text{ KN.m}} \end{cases}$

- **Calcul des contraintes :**

➤ Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		M_s [KN.m]	A [cm ²]	ρ_1	K_1	β_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs.
Sens	Travée	71.129	7.91	0.284	44.43	0.9158	392.7	8.8	400	15	c.v
XX	Appuis	47.419	10.77	0.398	36.55	0.903	195.03	5.34			c.v
Sens	Travée	58.183	7.91	0.251	47.69	0.9202	319.74	6.70			c.v
YY	Appuis	38.789	7.91	0.292	43.735	0.9148	214.42	4.90			c.v

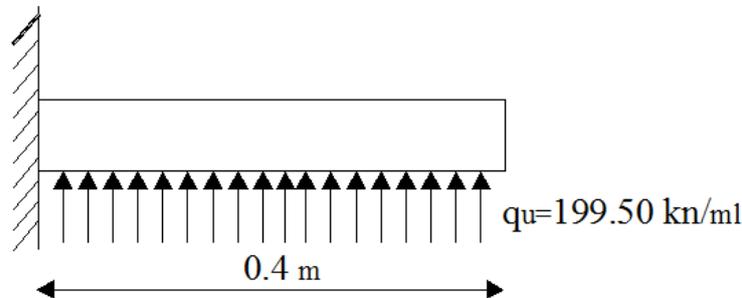
Tableau VII.9. Calcul des contraintes.

Avec :

- $\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} \Rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ seront tirés des tableaux}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}, \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A}$

VII.5.4.2. Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustrée dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.



- **Sollicitation de calcul :**

A l'ELU : $q_u = 199.50 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-199.50 \times 0,4^2}{2} = -15.96 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.96 \times 10^6}{1000 \times 250^2 \times 14,2} = 0.017 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,012 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15.96 \times 10^6}{0,991 \times 250 \times 348} = 1.85 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord, $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$, alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VII.5.4.3. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis.

$$\text{On a: } \begin{cases} h = 80 \text{ cm ; } b = 50 \text{ cm ; } c = 5 \text{ cm.} \\ \text{À L'ELU : } q_u = 202.40 \text{ KN/m} \\ \text{À L'ELS : } q_s = 143.92 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- **Détermination des efforts :**

Pour la détermination des efforts, on utilise Robot 2014.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	panneau	L _x	L _y	ρ _x	Chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
AB	1	3.10	4	0.78	Triangulaire	1.03	0.78	199.5	141.02	205.49	410.98	145.25	290.25	155.61	311.22	110.00	220.00
	2	3.10	3.5	0.89	Triangulaire	1.03	0.78	199.5	141.02	205.49		145.25		155.61		110.00	
BC	1	3.34	4	0.84	Triangulaire	1.11	0.84	199.5	141.02	221.45	442.9	156.53	313.06	167.58	335.16	118.46	236.92
	2	3.34	3.5	0.95	Triangulaire	1.11	0.84	199.5	141.02	221.45		156.53		167.58		118.46	
CD	1	3.50	4	0.88	Triangulaire	1.17	0.88	199.5	141.02	233.42	466.84	164.99	329.98	175.56	351.12	124.10	248.20
	2	3.50	3.5	1.00	Triangulaire	1.17	0.88	199.5	141.02	233.42		164.99		175.56		124.10	
DE	1	3.40	4	0.88	Triangulaire	1.13	0.85	199.5	141.02	225.44	450.88	159.35	318.7	169.58	339.16	119.87	239.74
	2	3.40	3.5	0.97	Triangulaire	1.13	0.85	199.5	141.02	225.44		159.35		169.58		119.87	
EF	1	3.40	4	0.85	Triangulaire	1.13	0.85	199.5	141.02	225.44	450.88	159.35	318.7	169.58	339.16	119.87	239.74
	2	3.40	3.5	0.97	Triangulaire	1.13	0.85	199.5	141.02	225.44		159.35		169.58		119.87	

Tableau VII.10. Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L _x	L _y	ρ _x	Chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
AB	1	3.5	3.9	0.90	Trapézoïdale	1.28	1.04	199.5	141.02	255.36	508.73	180.51	359.61	207.48	418.95	146.66	296.14
	2	3.4	3.9	0.87	Trapézoïdale	1.27	1.06	199.5	141.02	253.37		179.10		211.47		149.48	
BC	1	3.5	3.5	1.00	Triangulaire	1.17	0.88	199.5	141.02	233.42	466.84	164.99	329.98	175.56	255.36	175.56	231.97
	2	3.4	3.5	0.97	Trapézoïdale	1.17	0.40	199.5	141.02	233.42		164.99		79.8		56.41	
CD	1	3.5	4	0.88	Trapézoïdale	1.30	1.07	199.5	141.02	259.35	516.71	183.33	365.25	213.47	430.93	150.89	304.60
	2	3.4	4	0.85	Trapézoïdale	1.29	1.09	199.5	141.02	257.36		181.92		217.46		153.71	

Tableau VII.11. Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y)

- **Diagramme des sollicitations :**

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « Robot » sont les suivant :

-Sens longitudinale « X-X » :

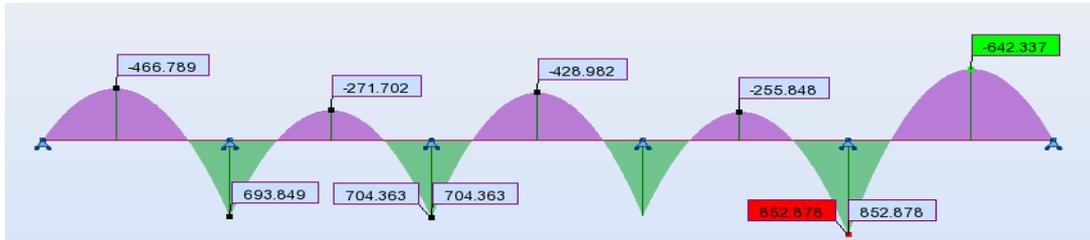


Figure VII.4. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens X-X.

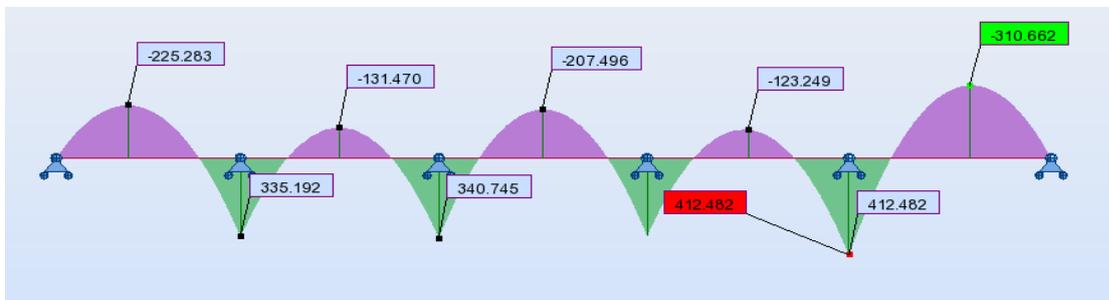


Figure VII.5. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens X-X.

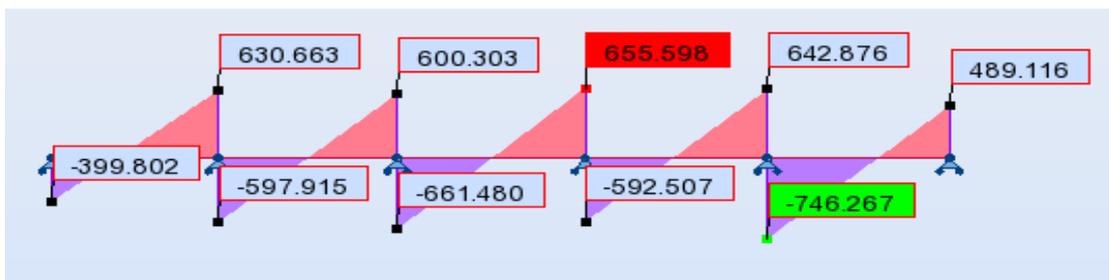


Figure VII.6. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens X-X.

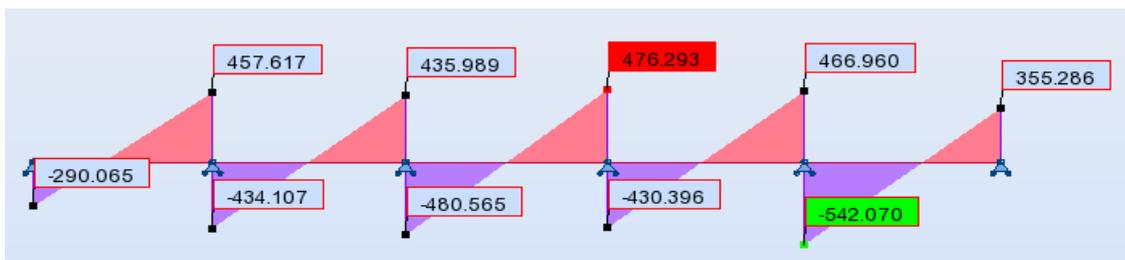


Figure VII.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens X-X.

-Sens transversal « Y-Y » :

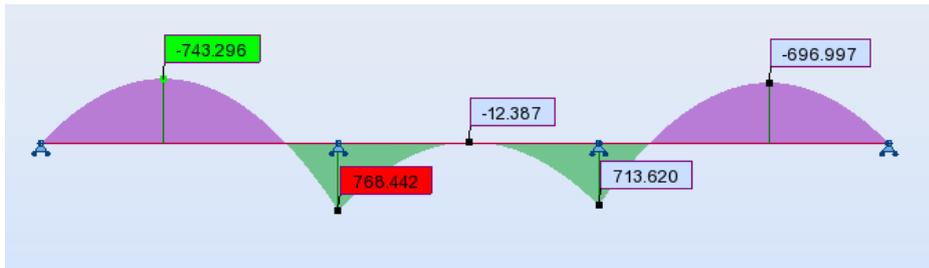


Figure VII.8. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens Y-Y.

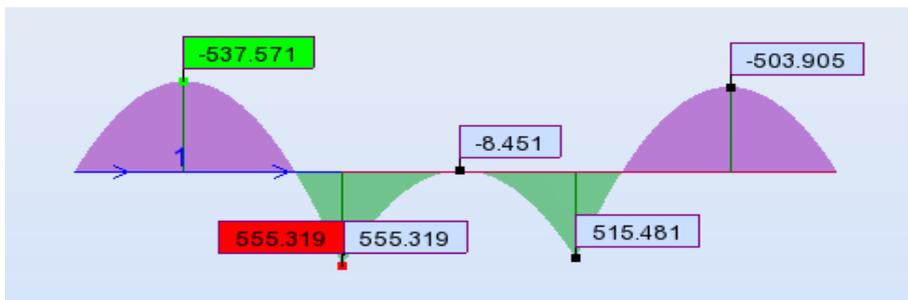


Figure VII.9. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens Y-Y.

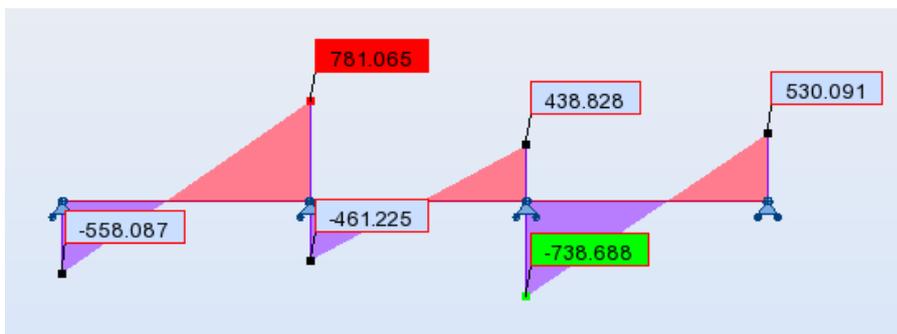


Figure VII.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens Y-Y.

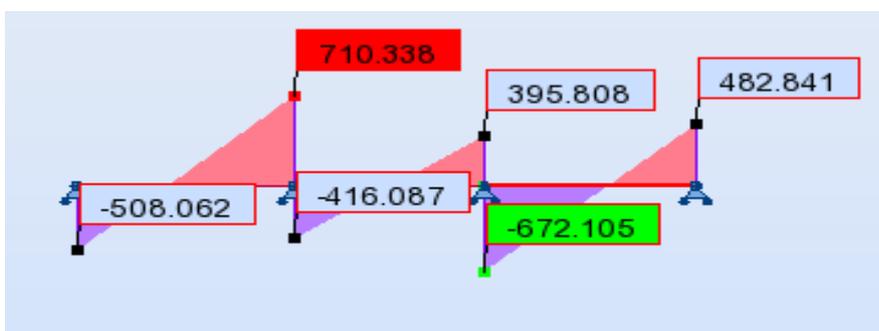


Figure VII.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens Y-Y.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

- Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :
 - Sens longitudinale « x-x » :

	ELU (KN. m)	ELS (KN. m)
M_{app} (KN. m)	-642.337	-310.662
$M_{travée}$ (KN. m)	852.878	412.482

Tableau VII.12. Moments fléchissant sens x-x.

	ELU	ELS
T_{sup} (KN)	-746.267	-542.070
T_{inf} (KN)	655.598	476.293

Tableau VII.13. Efforts tranchants sens x-x.

- Sens transversale « y-y » :

	ELU (KN. m)	ELS (KN. m)
M_{app} (KN. m)	-743.296	-537.571
$M_{travée}$ (KN. m)	768.442	555.319

Tableau VII.14. Moments fléchissant sens y-y.

	ELU	ELS
T_{sup} (KN)	-738.688	-672.105
T_{inf} (KN)	781.065	710.338

Tableau VII.15. Efforts tranchants sens y-y.

- Calcul des armatures:
 - Armatures longitudinales :

		Moment [KN. m]	Valeur de μ	Type de section	Valeur de β	Section d'armatures A (cm ²)	Sections choisies pour les armatures longitudinales $A_{l(cm^2)}$
Sens xx	Aux appuis	642.337	$0.161 < \mu_1 = 0.392$	SSA	0.912	26.99	6HA16+6HA20=30.9 Esp=15cm
	En travées	852.878	$0.214 < \mu_1 = 0.392$	SSA	0.878	37.22	12HA20=37.68 esp=20
Sens yy	Aux appuis	743.296	$0.186 < \mu_1 = 0.392$	SSA	0.896	31.78	12HA20=37.68 Esp=15cm
	En travées	768.442	$0.192 < \mu_1 = 0.392$	SSA	0.892	33.01	12HA20=37.68 Esp=20cm

Tableau VII.16. Calcul des armatures longitudinales.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

- Armatures transversale :

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t \geq 8 \text{ mm.}$$

- Espacement des armatures (Art 7.5.2.2 RPA99/modifier2003) :

		Calcul de $S_t(\text{cm})$		$A_t = 0.003 \times S_t \times b$	Ferrailage
Nervure	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$	Min (20;19.2)	$S_t = 15$	2.25	6HA10 = 4.71
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 40 \text{ cm}$	$S_t = 20$	3	

Tableau VII.17. Calcul des espacements.

-Armatures de peau :

Des armatures dénommées « armature de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur , leur section est au moins égale à 3 cm par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures , on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soient : } A_p = 2\text{HA14} = 3.08 \text{ cm}^2$$

• Vérification à L'ELU :

a. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 75 \times 2.1}{400} = 4.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} \Rightarrow \text{C. V.}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

b. Vérification de la contrainte de cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99] :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

-Sens longitudinale « X-X » :

Avec: $T^{\max} = 746.267 \text{ KN.m}$

$$\tau_u = \frac{746.267 \times 10^3}{500 \times 750} = 1.99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

- Sens transversales « Y-Y » :

Avec: $T^{\max} = 781.065 \text{ KN.m}$

$$\tau_u = \frac{781.065 \times 10^3}{500 \times 750} = 2.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

c. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

Au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$, On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

Tel que : $A_a \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u - \frac{M_u}{0,9d})$

-Nervure transversale:

$$A_a = 37.68 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{40} \left(781.065 - \frac{768.442 \times 10^2}{0,9 \times 75} \right) = 10.27 \text{ cm}^2$$

- Nervure longitudinale:

$$A_a = 30.9 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{40} \left(746.267 - \frac{852.878 \times 10^2}{0,9 \times 75} \right) = 14.87 \text{ cm}^2$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

d. Vérification de l'adhérence des barres [Art A.6.1,3/BAEL91/2003]

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum u_i}$$

$\sum u_i$: La somme des périmètres utiles des barres.

-Nervure transversale:

$$\sum u_i = \pi . n . \phi = (3,14 \times 24 \times 2) = 150.72 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{781.065 \times 10^3}{0,9 \times 750 \times 1507.2} = 0.77 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$ Avec : Ψ_s : coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

$$\tau_{se} = 0.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

τ_{se} : La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

-Nervure longitudinale:

$$\sum u_i = \pi \cdot n \cdot \phi = (3,14 \times 18 \times 2) + (3,14 \times 6 \times 1,6) = 143.184 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{746.267 \times 10^3}{0,9 \times 750 \times 1431.84} = 0.77 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$ Avec : Ψ_s : coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

τ_{se} : La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

• **Vérification à L'ELS :**

Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} \quad [\text{Art. A. 4.5, 2/BAEL91}].$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

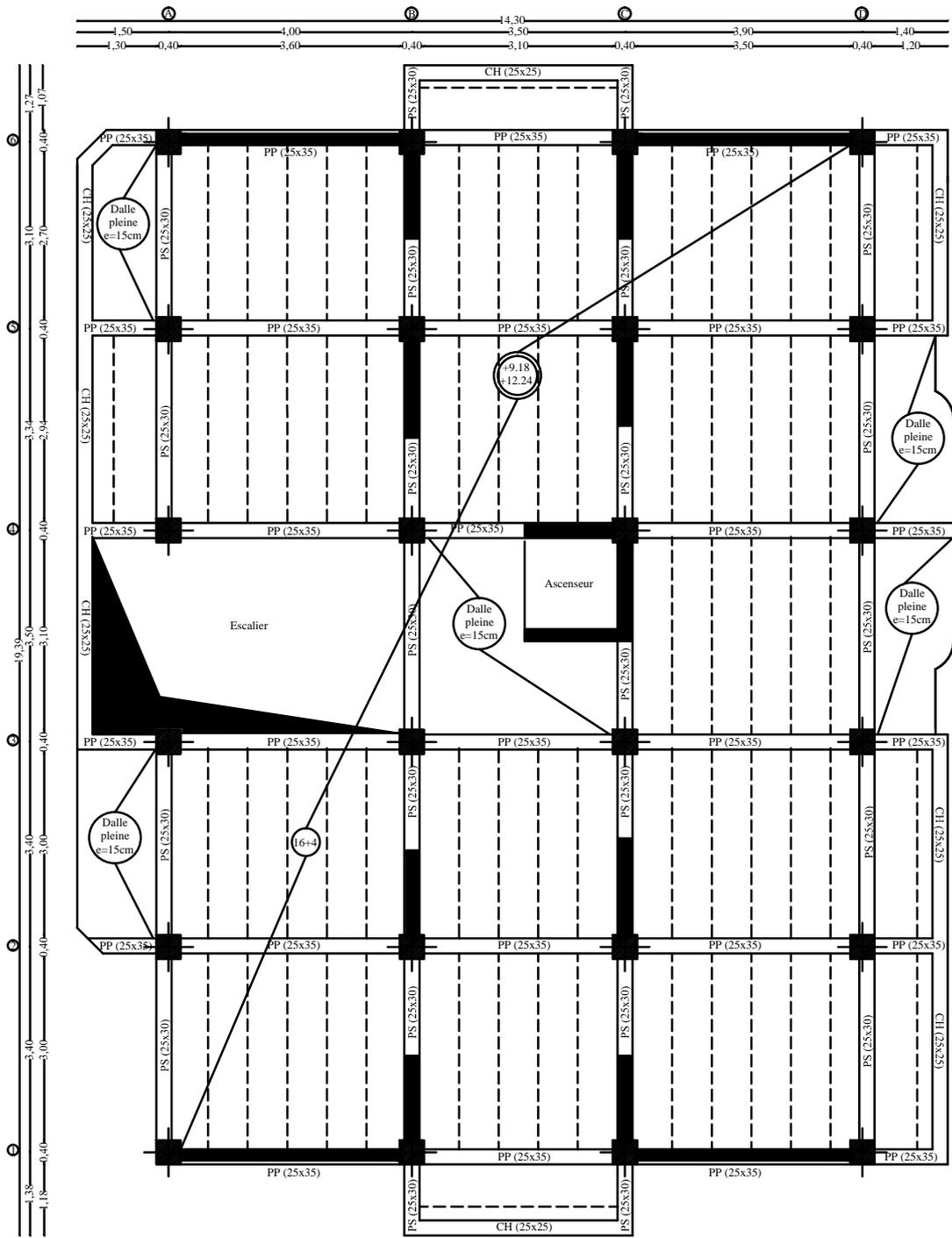
➤ Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous :

		M_s [KN.m]	A_s [cm ²]	ρ_1	K_1	β_1	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs.
Sens XX	Travée	-310.662	37.68	1.00	20.89	0.8607	127.72	348	6.11	15	c.v
	Appuis	412.482	30.90	0.82	23.65	0.8706	204.44		8.64		c.v
Sens YY	Travée	-537.571	37.68	1.00	20.89	0.8607	221.01		10.58		c.v
	Appuis	555.319	37.68	1.00	20.89	0.8607	228.31		10.93		c.v

Tableau VII.18. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

Conclusion :

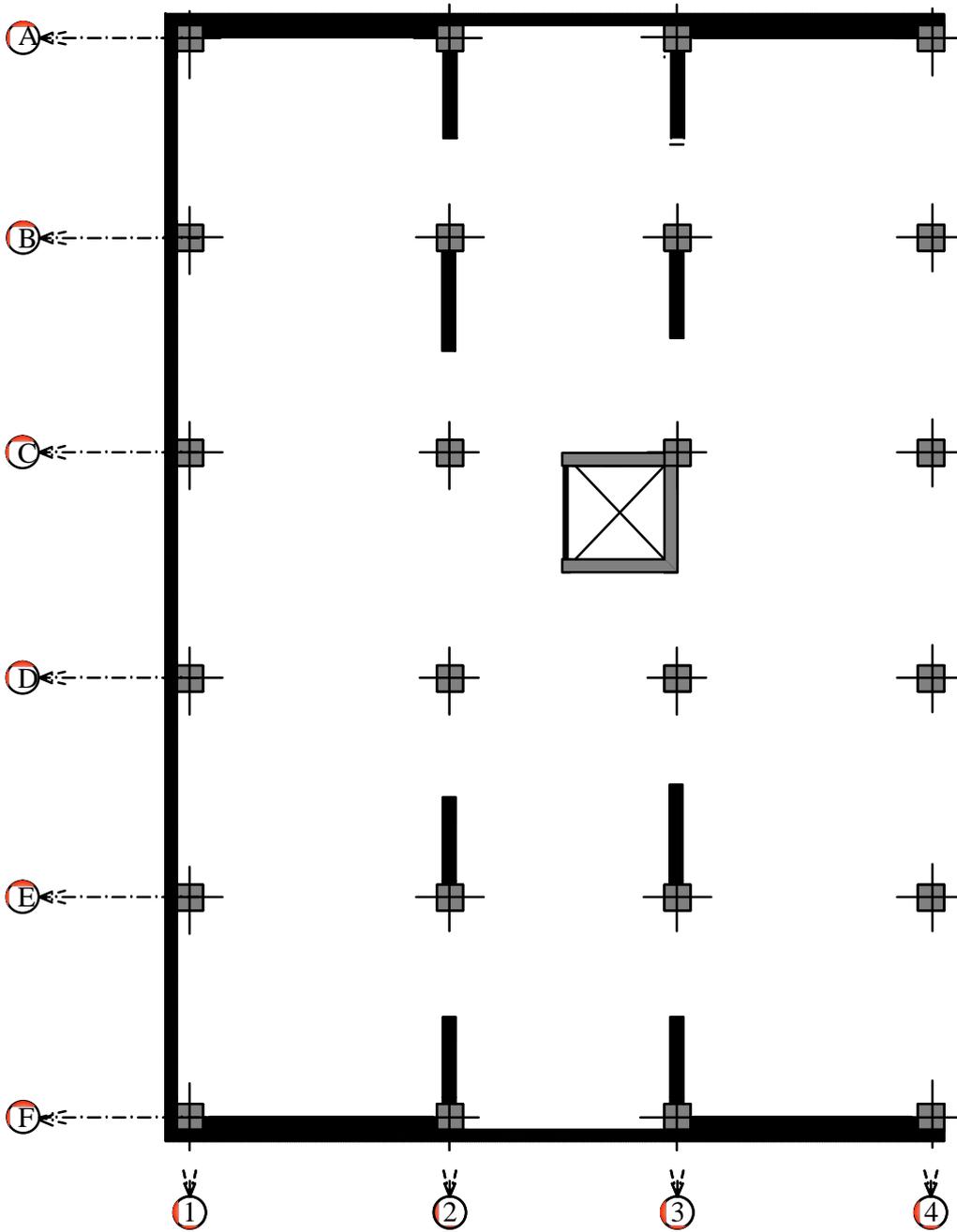
Toutes les conditions sont vérifiées, les ferrailages adoptés sont suffisants.



Plan de coffrage du plancher Niv:+9.18 et +12.24

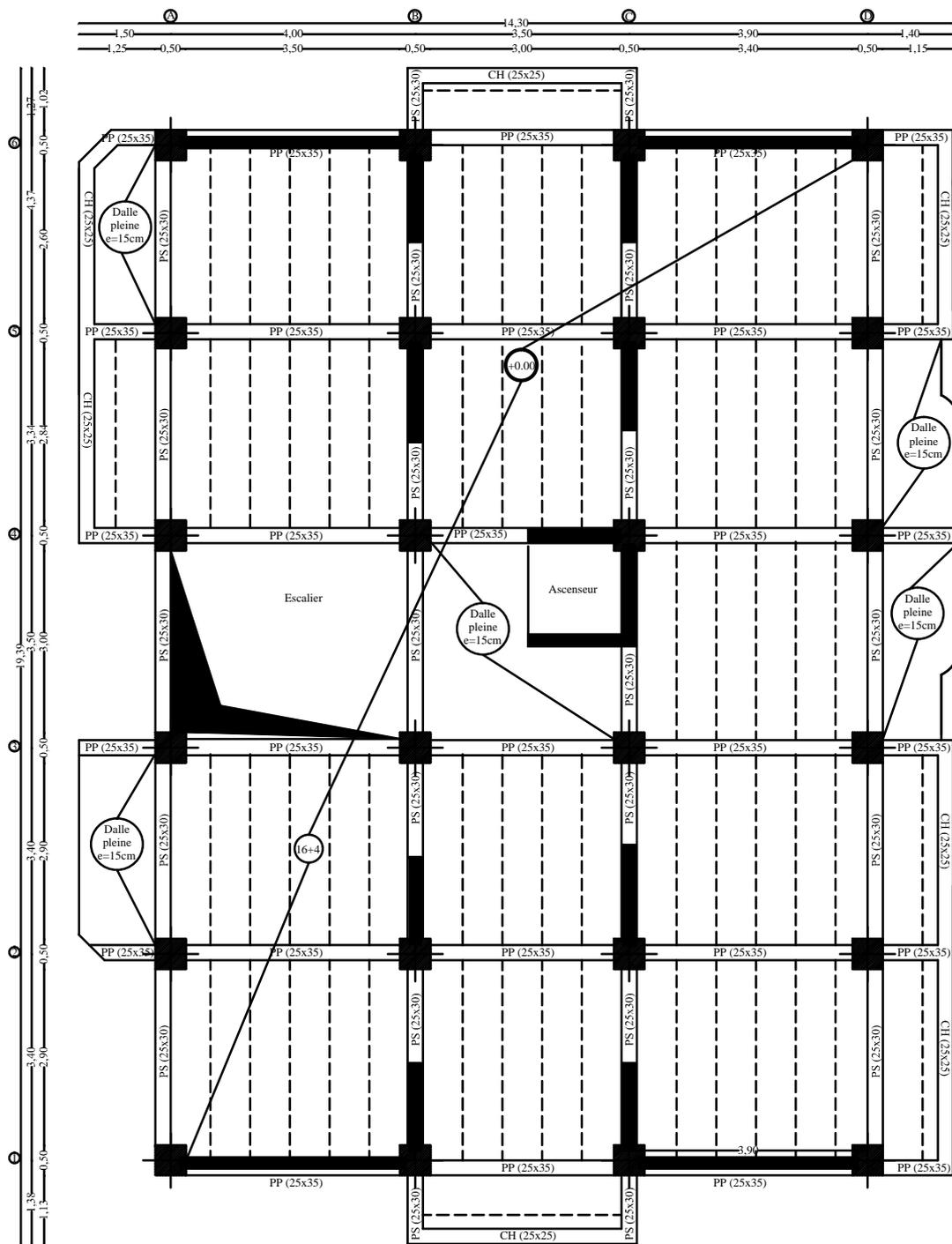
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Melle: CHALLAL Farida Melle: AKLI Liza	Plans de COFFRAGE DES DIFFÉRENTS NIVEAU	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: MR : BOUKAÏS		OCTOBRE 2017

Plans de coffrage



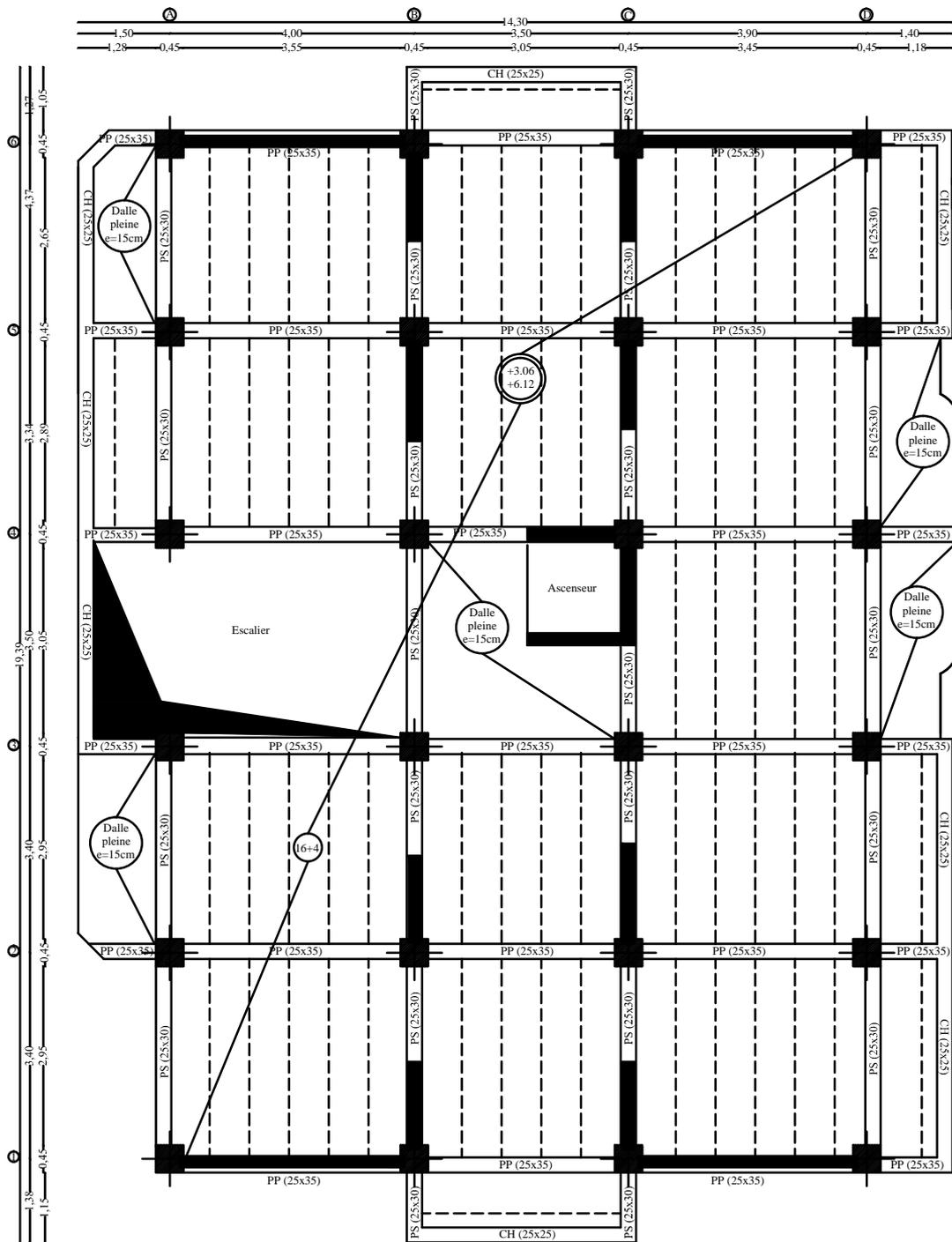
Disposition des voiles

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Melle: CHALLAL Farida Melle: AKLI Liza	DISPOSITION DES VOILES	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: MR : BOUKAÏS		OCTOBRE 2017



Plan de coffrage du plancher Niv:+0.00

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Melle: CHALLAL Farida Melle: AKLI Liza	Plans de COFFRAGE DES DIFFÉRENTS NIVEAU	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: MR : BOUKAÏS		OCTOBRE 2017



Plan de coffrage du plancher Niv:+3.06 et +6.12

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

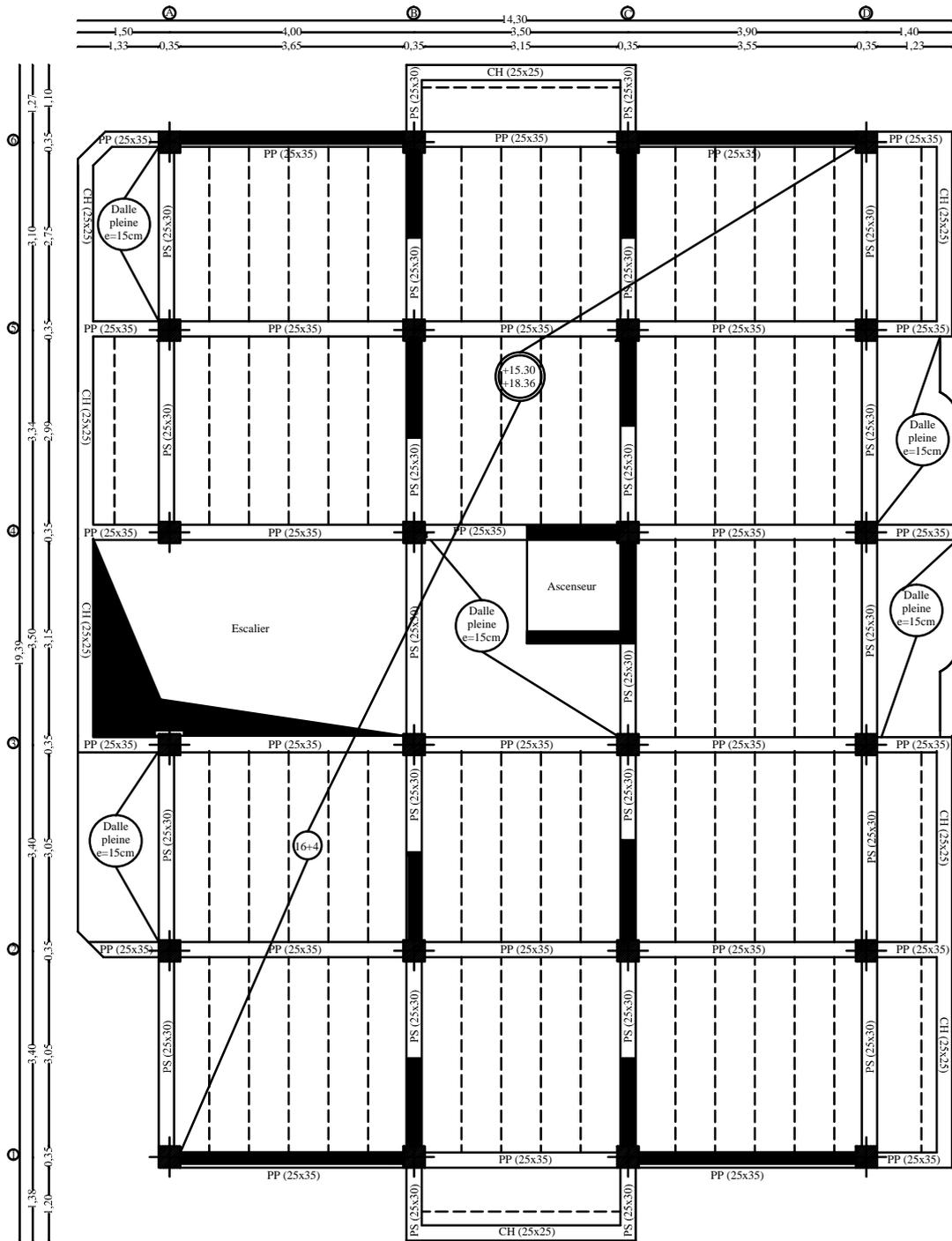
ETUDIÉ PAR:
 Melle: CHALLAL Farida
 Melle: AKLI Liza

Plans de COFFRAGE DES DIFFÉRENTS NIVEAU

ECHELLE: 1/50

DIRIGÉ PAR:
 MR : BOUKAÏS

OCTOBRE 2017



Plan de coffrage du plancher Niv:+15.30 et +18.36

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

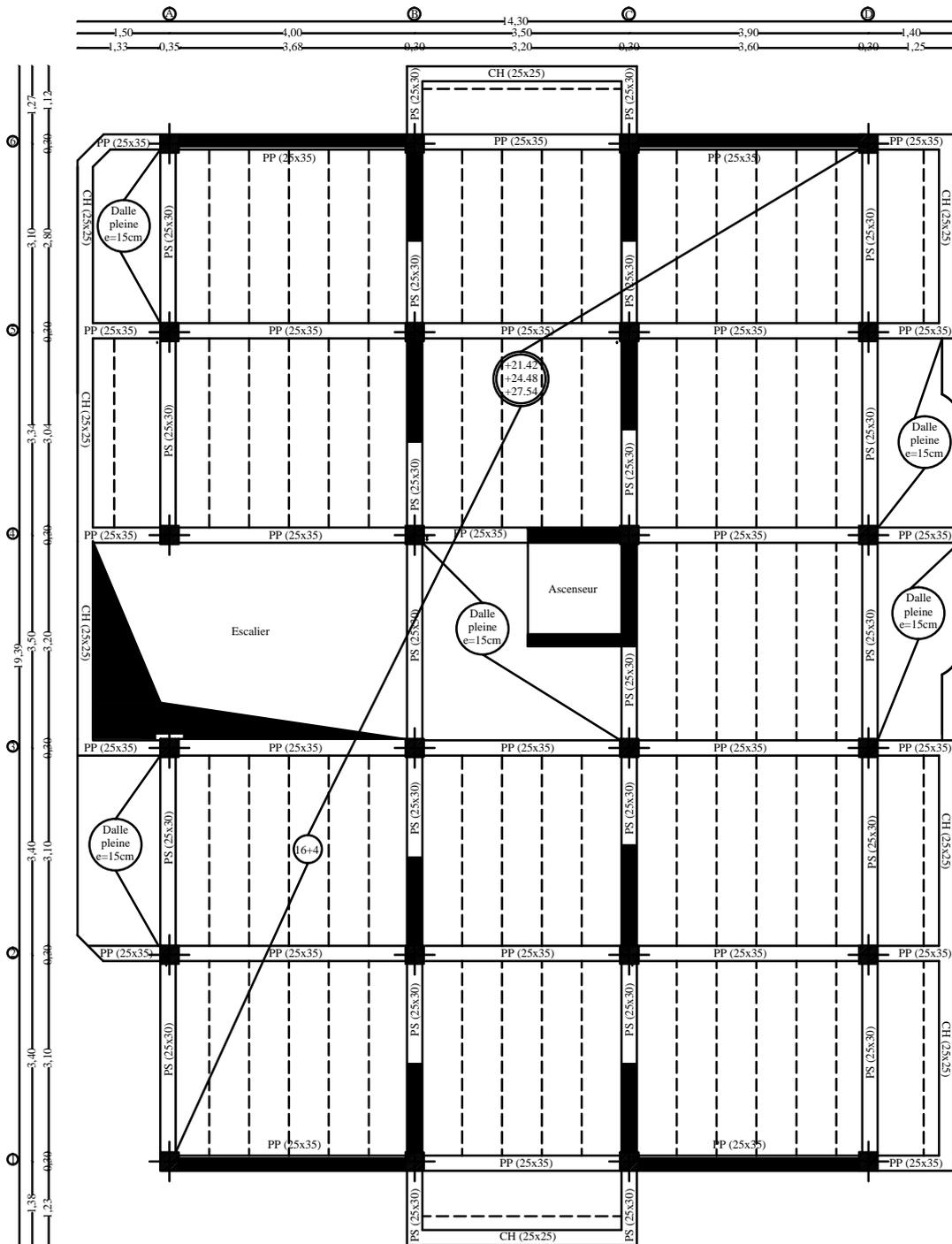
ETUDIÉ PAR:
 Melle: CHALLAL Farida
 Melle: AKLI Liza

Plans de COFFRAGE DES DIFFÉRENTS NIVEAU

ECHELLE: 1/50

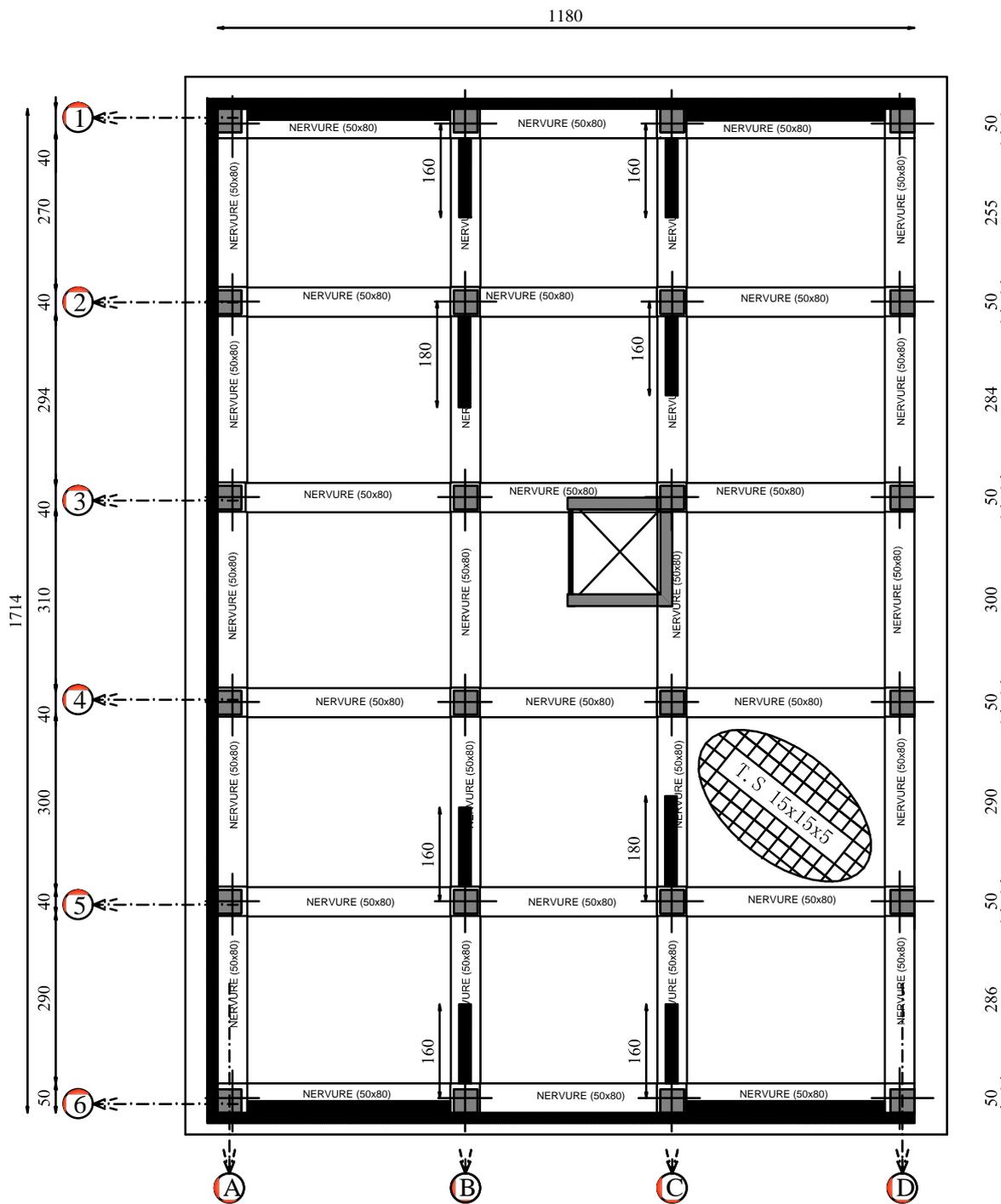
DIRIGÉ PAR:
 MR : BOUKAÏS

OCTOBRE 2017



Plan de coffrage du plancher Niv: +21.42, +24.48 et 27.54

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Melle: CHALLAL Farida Melle: AKLI Liza	Plans de COFFRAGE DES DIFFÉRENTS NIVEAU	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: MR : BOUKAÏS		OCTOBRE 2017



PLAN DE COFFRAGE NIV / -4.08 M

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 Melle: CHALLAL Farida
 Melle: AKLI Liza

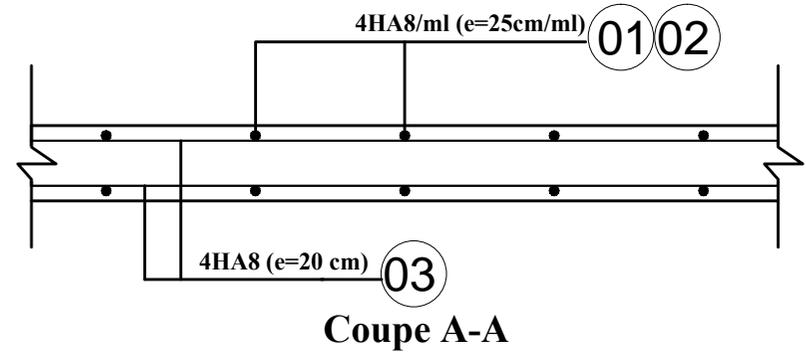
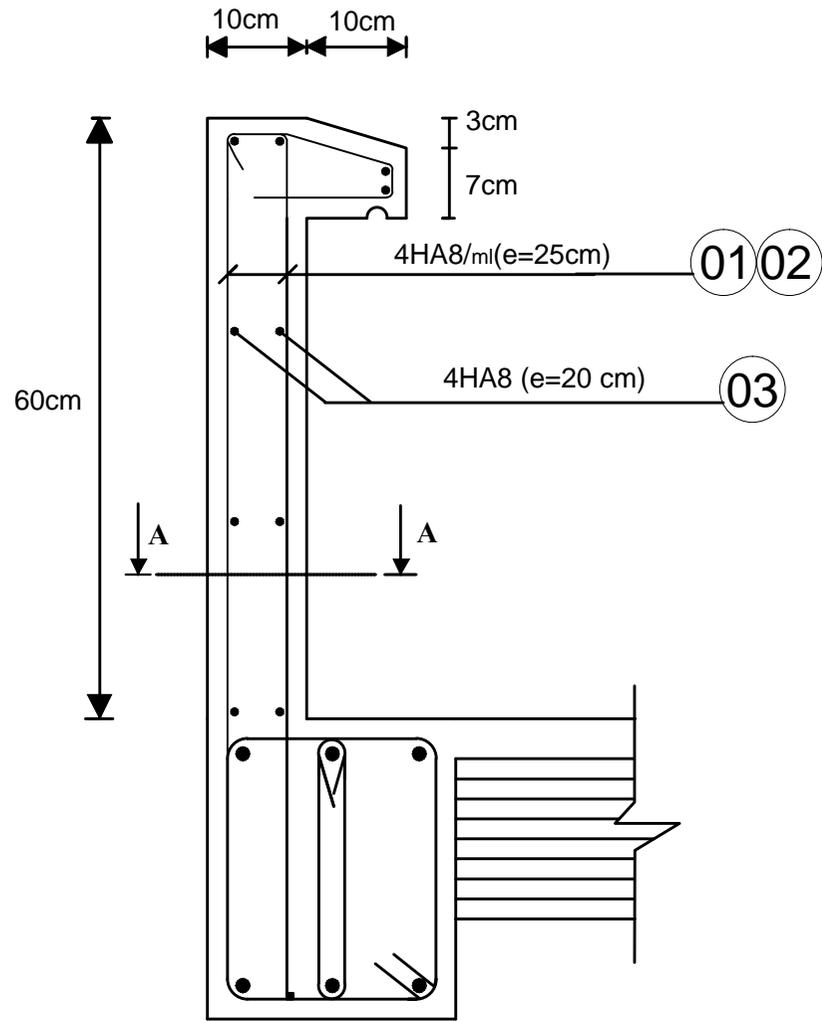
PLAN DE COFFRAGES DES FONDATIONS
 NIV:-4.08 M

ECHELLE: 1/50

DIRIGÉ PAR:
 MR : BOUKAÏS

OCTOBRE 2017

plans de ferraillage

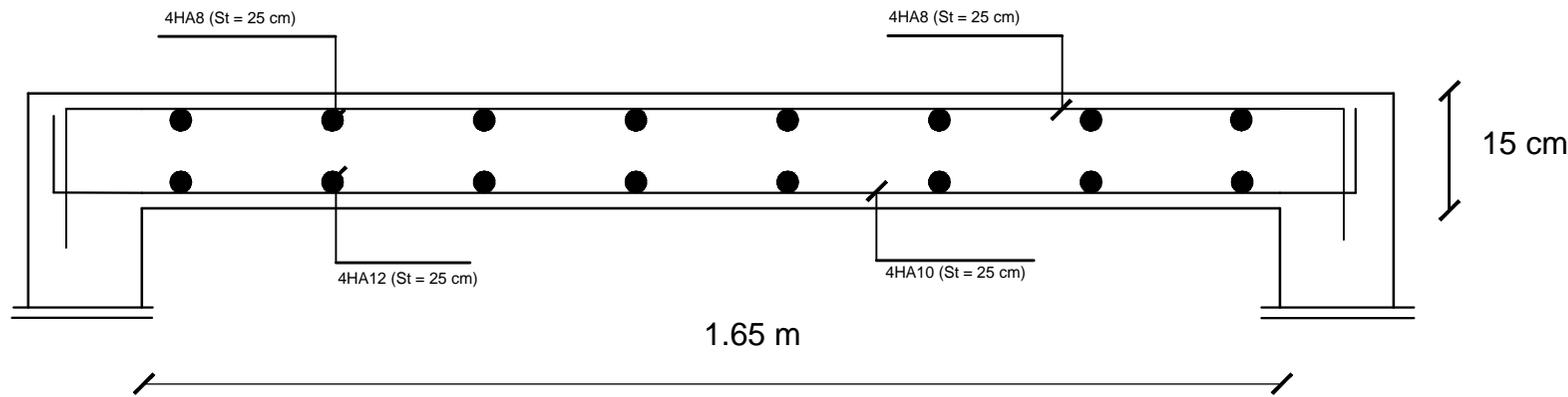


NOMENCLATURE DES ACIERS			
REF.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T8	$\sqrt{20 \quad 85 \quad 16 \quad 19}$	1.40
02	T8	$8 \quad \sqrt{\quad 85 \quad } \quad 7$	1.00
03	T8	$\underline{\quad 12 \quad}$	12

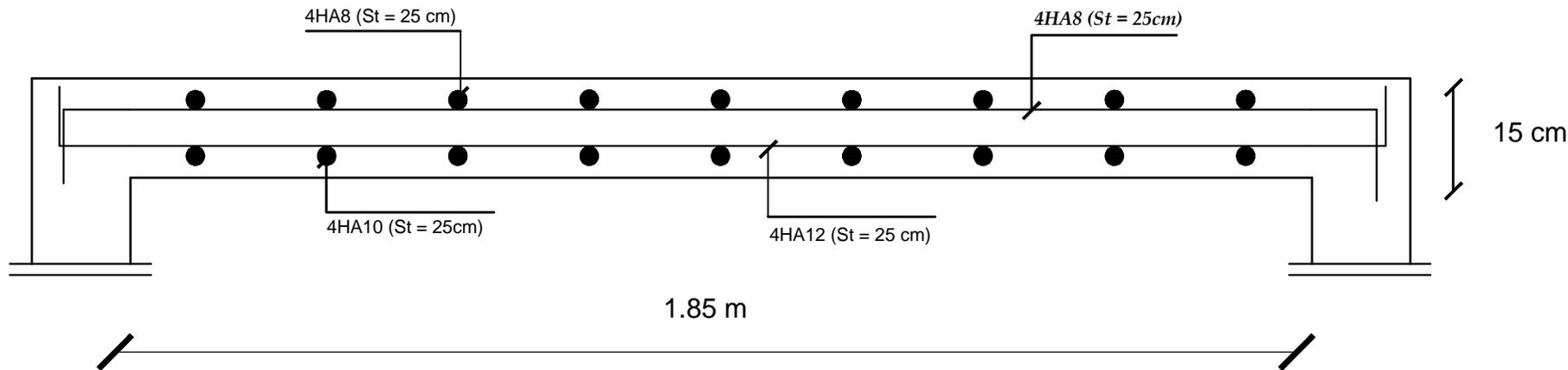
République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Melle: CHALLAL Farida Melle: AKLI Liza	Plan de ferrailage de L'acrotère	Echelle: 1/50
Mr : BOUKAIS S.		Octobre 2017

Sens x-x



Sens y-y



République algérienne démocratique et populaire
Université Mouloud Mammeri de T.O
Faculté de génie de la construction
Département de génie civil

Melle: CHALLAL Farida
Melle: AKLI Liza

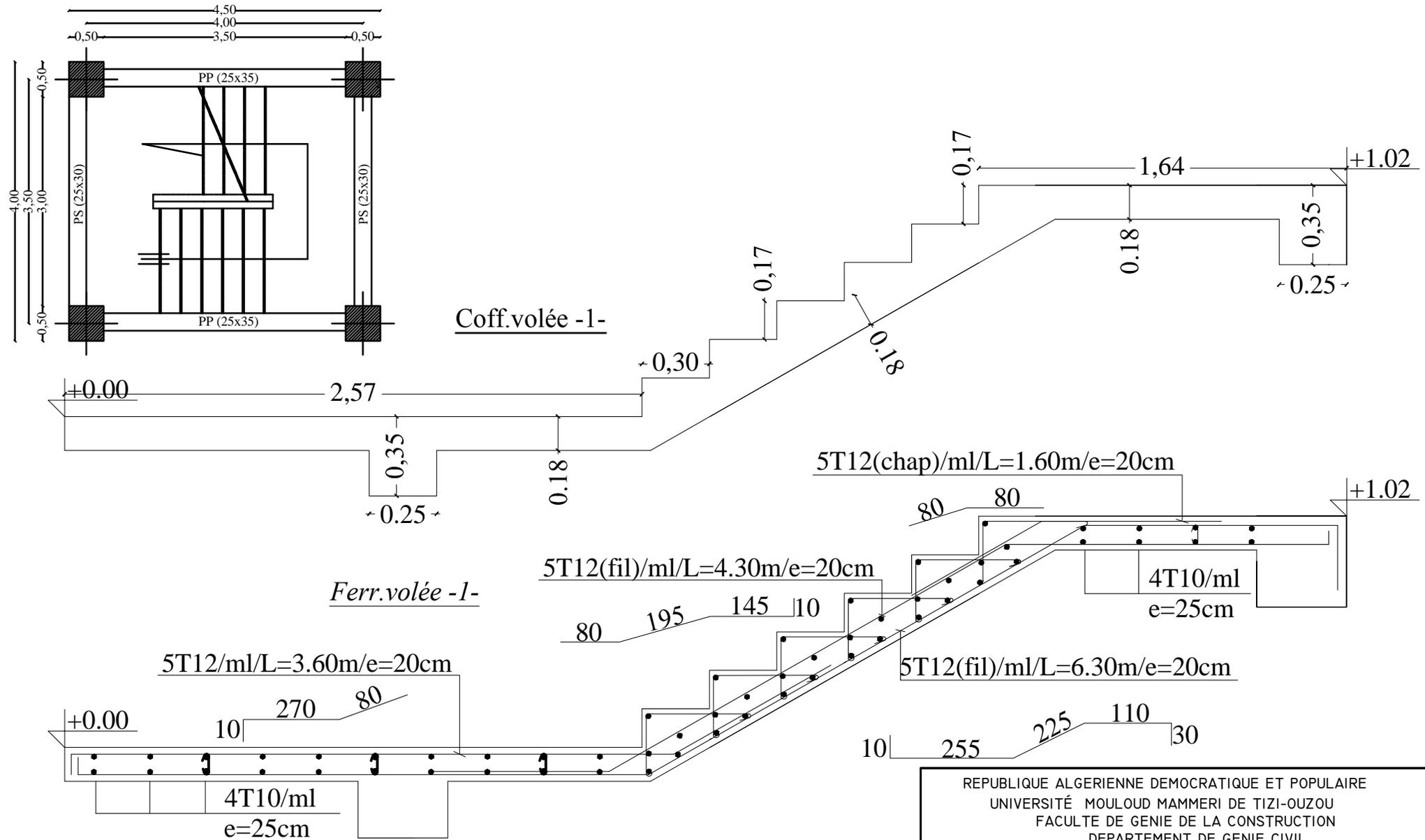
Mr : BOUKAIS S.

Plan de ferrailage
de la dalle salle machine

Echelle: 1/50

Octobre 2017

Coffrage et ferrailage des escaliers Niv:- 4.08 à +0.00



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Melle : CHALLAL Farida
 Melle : AKLI LIZA

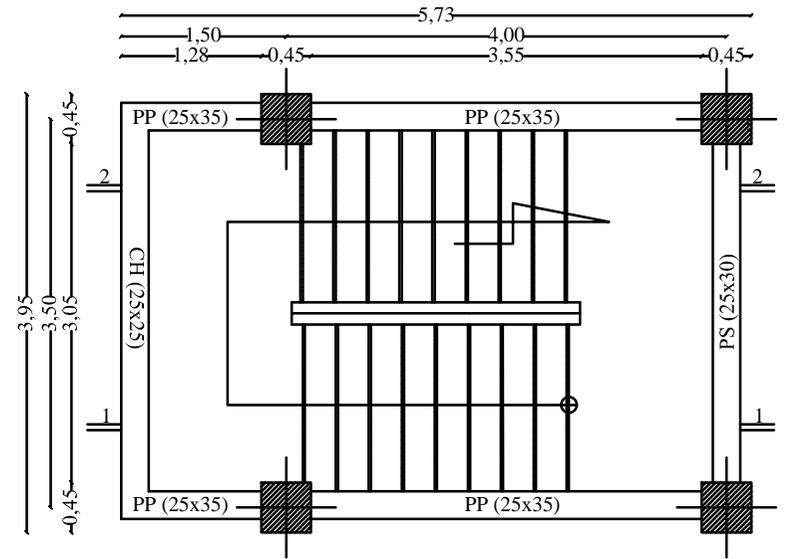
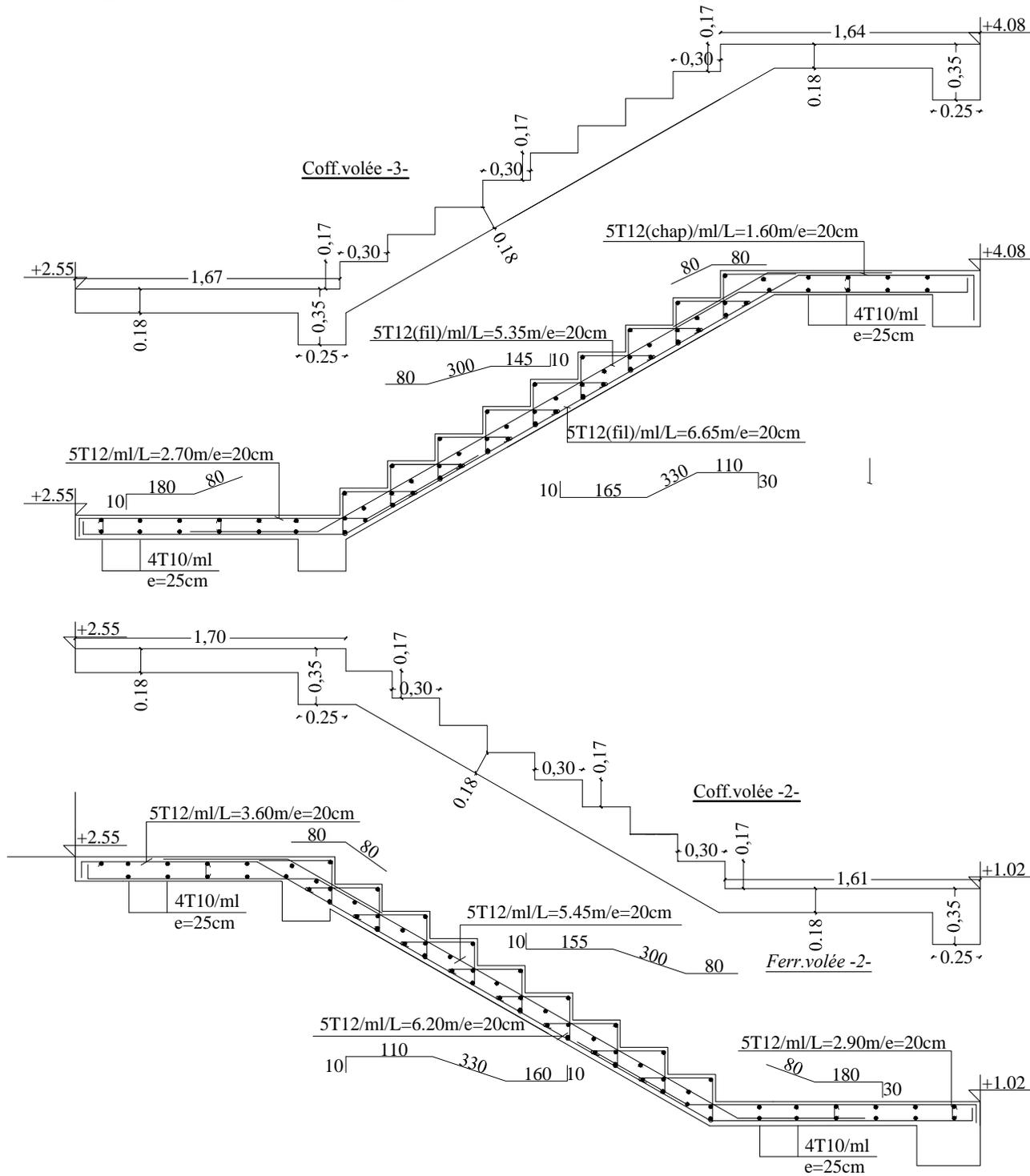
PLANS DE COFFRAGES ET FERRAILLAGES DES
 ESCALIERS.

ECHELLE: 1/50

MR : BOUKAIS S.

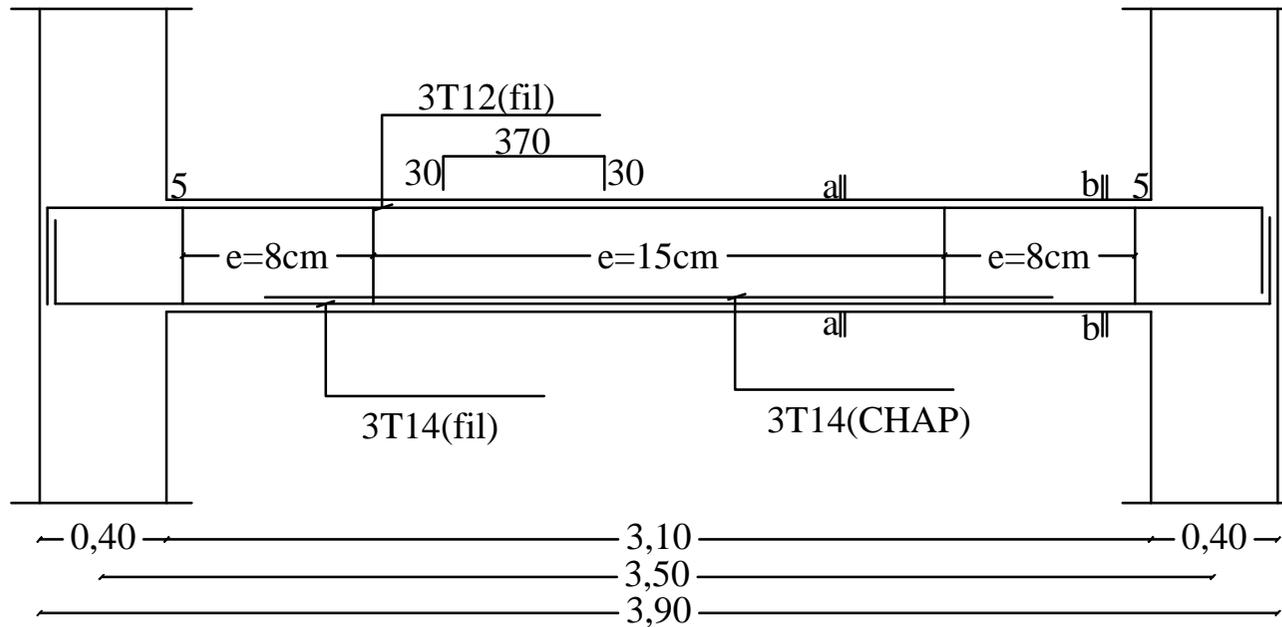
OCTOBRE 2017

coffrages et ferrillages des escaliers Niv:+0.00 à +27.54 h=0.17 m

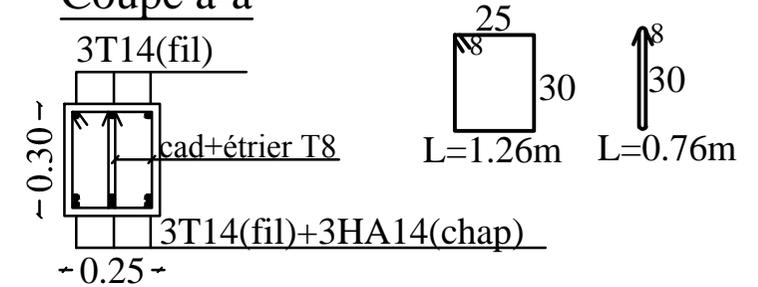


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Melle : CHALLAL Farida Melle : AKLI LIZA	PLANS DE COFFRAGES ET FERRAILLAGES DES ESCALIERS.	ECHELLE: 1/50
MR : BOUKAIS S.		OCTOBRE 2017

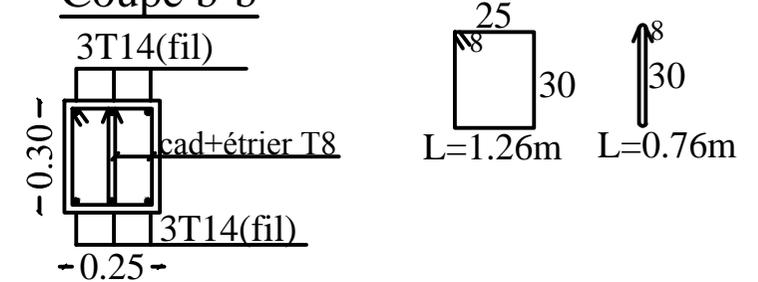
Coffrage et ferrailage de la poutre palière (25x30)



Coupe a-a



Coupe b-b



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

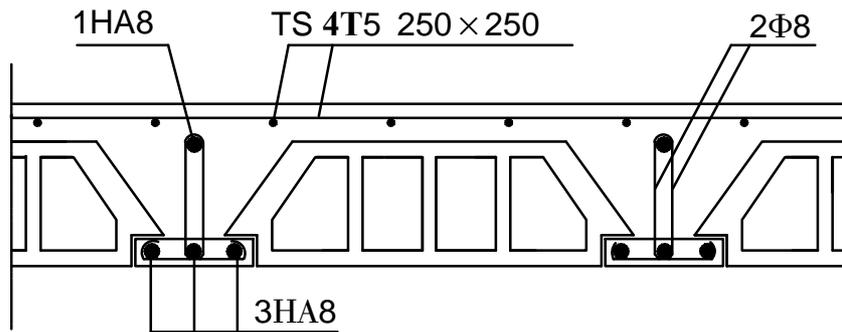
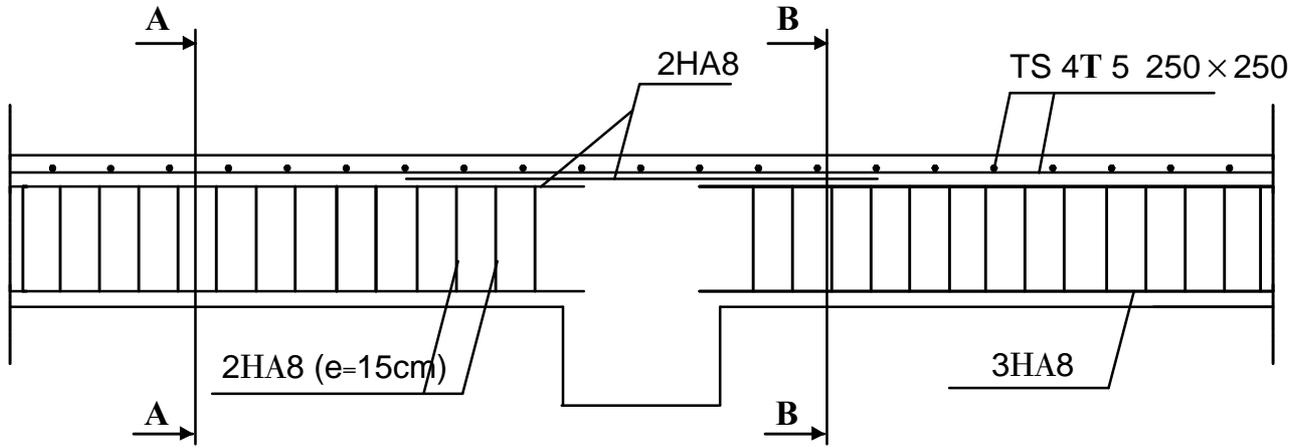
Melle: CHALLAL Farida
 Melle: AKLI Liza

Plan de coffrage et de
 ferrailage de la poutre palière

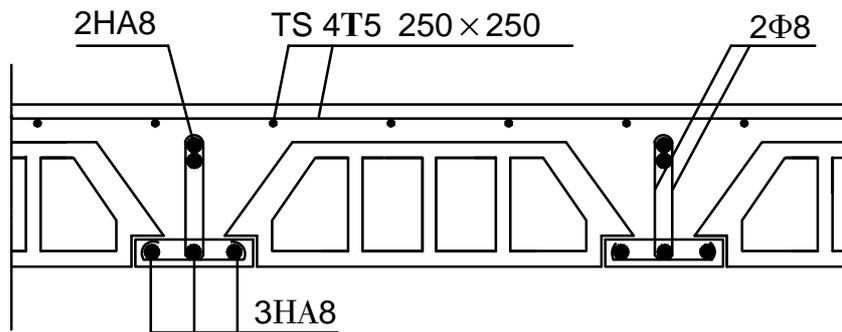
Echelle: 1/50

Mr : BOUKAIS S.

Octobre 2017



coupeA-A



coupeB-B

République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

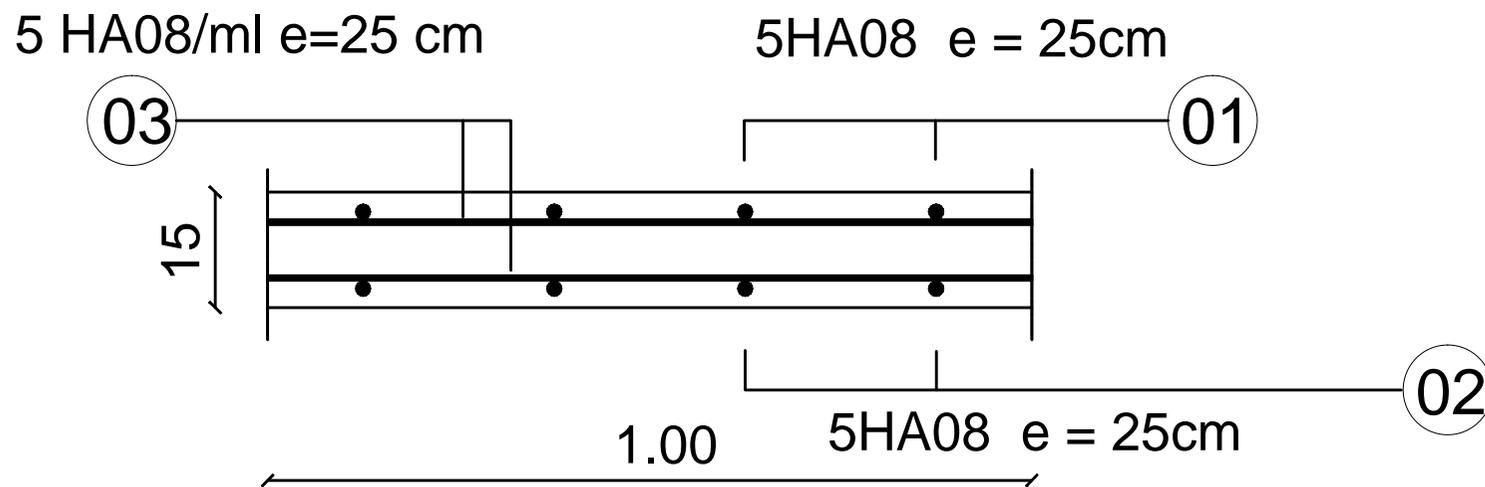
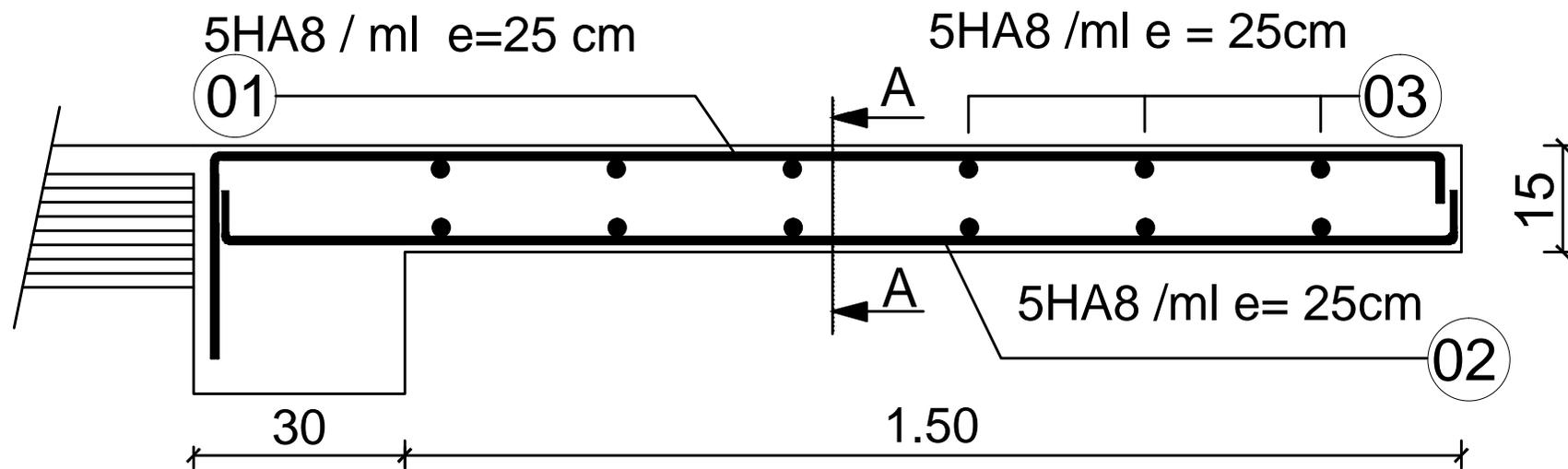
Melle: CHALLAL Farida
 Melle: AKLI Liza

Plan de ferrailage des
 planchers

Echelle: 1/50

Mr : BOUKAIS S.

Octobre 2017



Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Melle: CHALLAL Farida

Melle: AKLI Liza

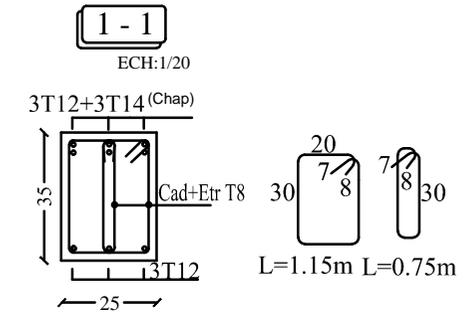
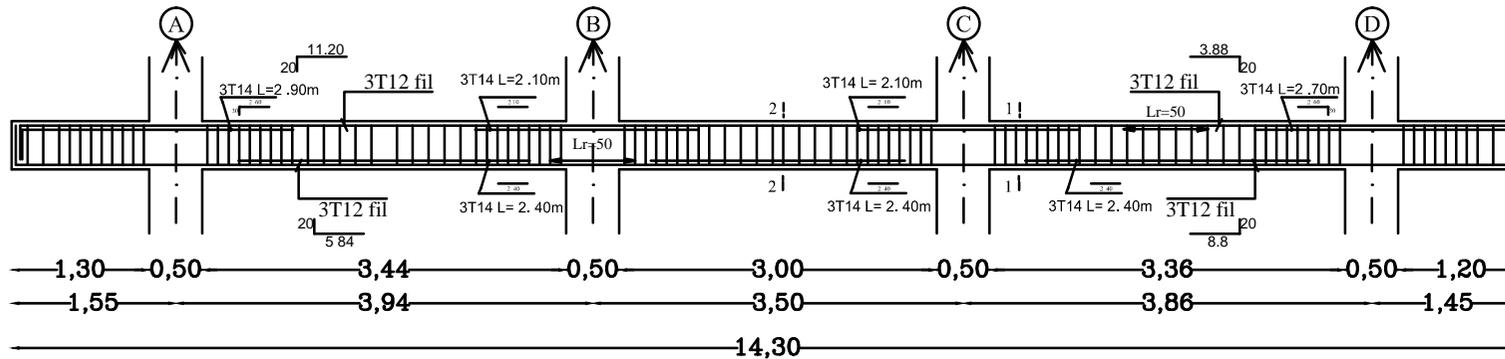
Mr : BOUKAIS S.

Plan de ferrailage du
 balcon en dalle pleine

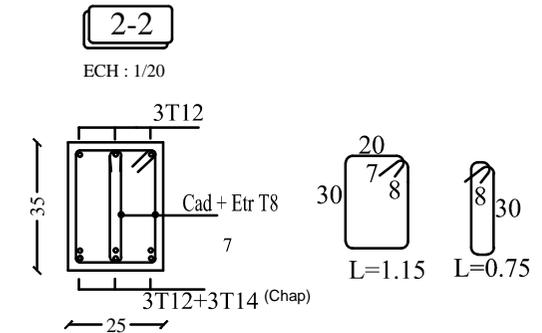
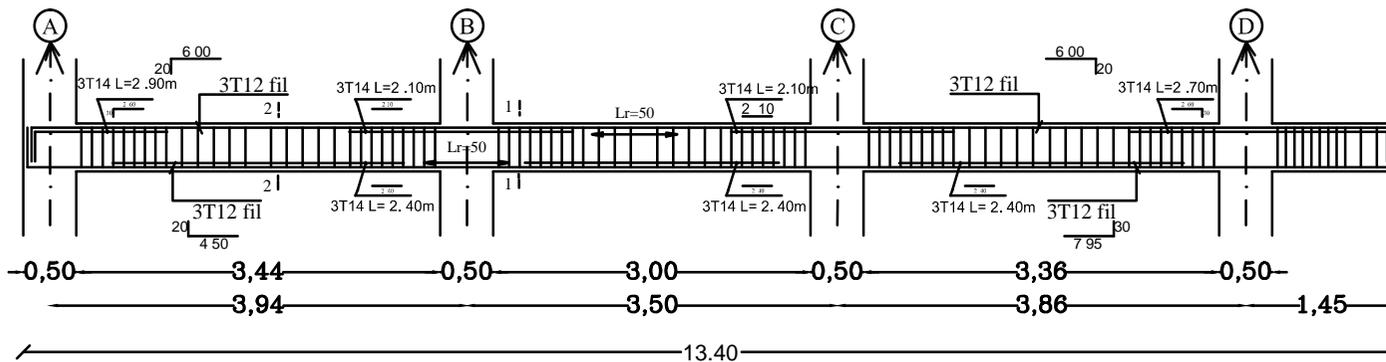
Echelle: 1/50

Octobre 2017

Poutres Principales (1,2,3,4 ET 5) (25x35):



Poutres Principales (6) (25x35):



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
Melle: CHALLAL Farida
Melle: AKLI Liza

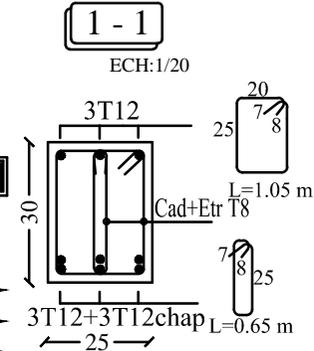
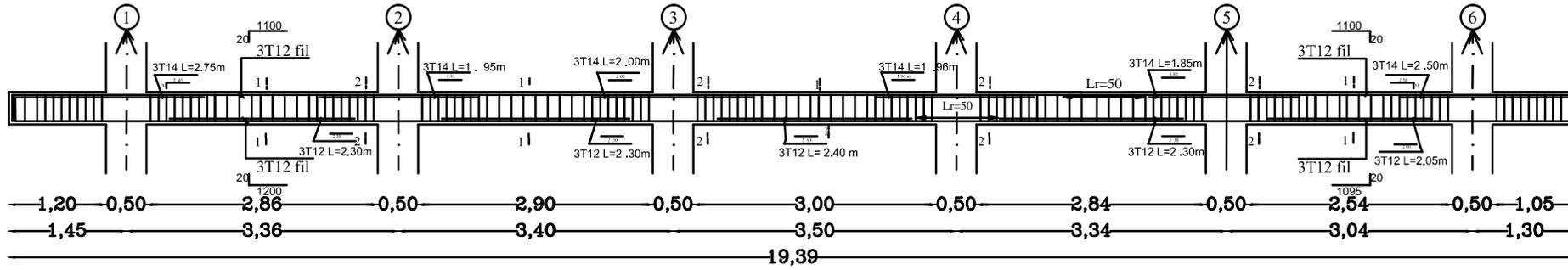
DIRIGÉ PAR:
MR : BOUKAIS S.

PLANS DE FERRAILLAGE DES POUTRES
PRINCIPALES

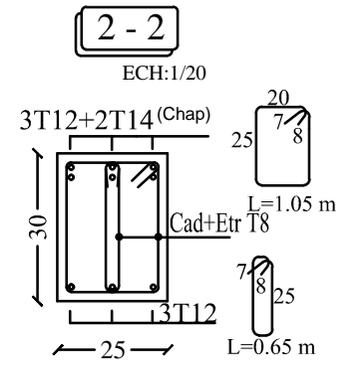
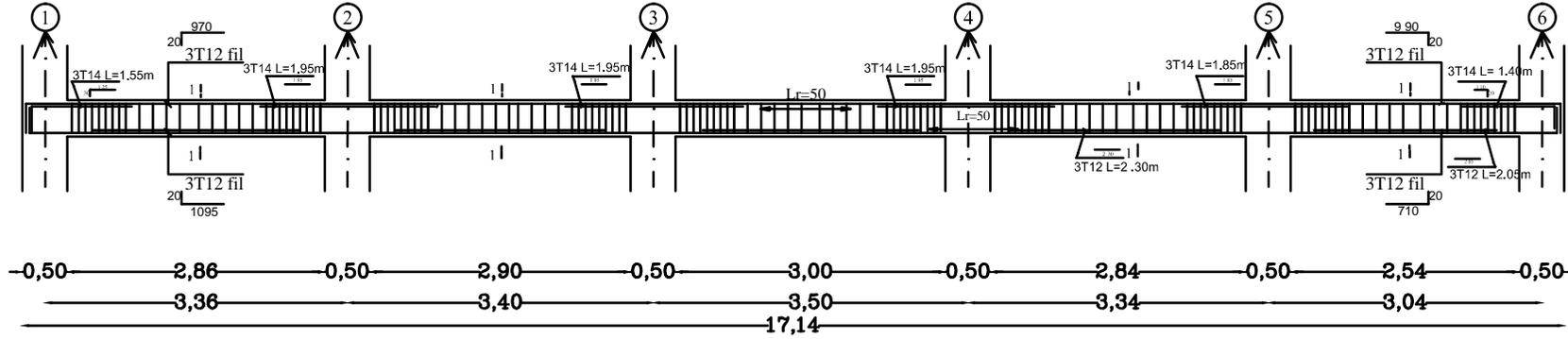
ECHELLE: 1/50

OCTOBRE 2017

POUTRES SECONDAIRES (B et C) (25X30) :

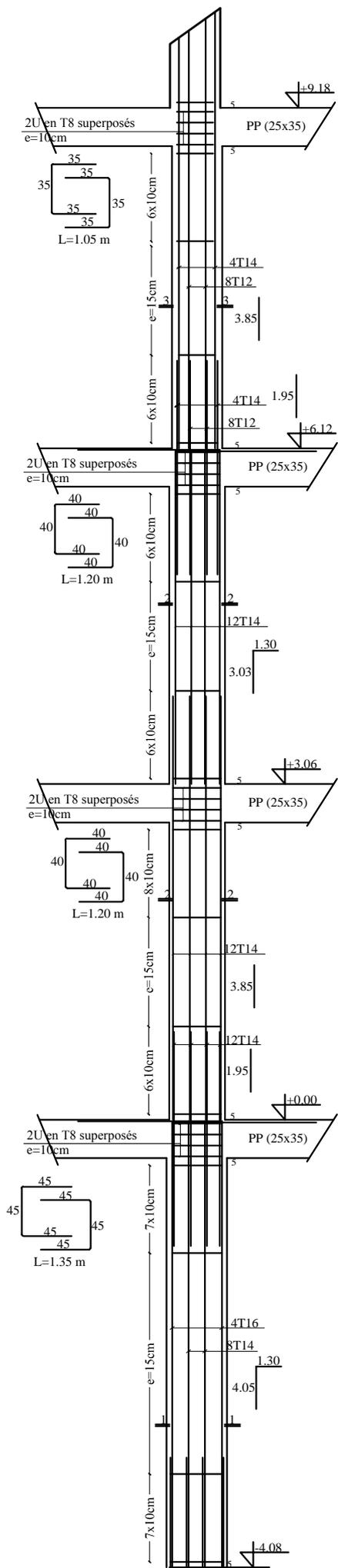


POUTRES SECONDAIRES (A ET D) (25X30) :

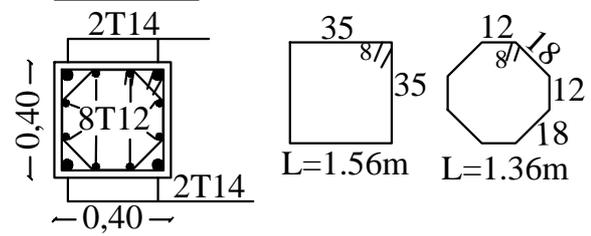


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Melle : CHALLAL Farida Melle : AKLI LIZA	PLANS DE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: MR : BOUKAIS S.		OCTOBRE 2017

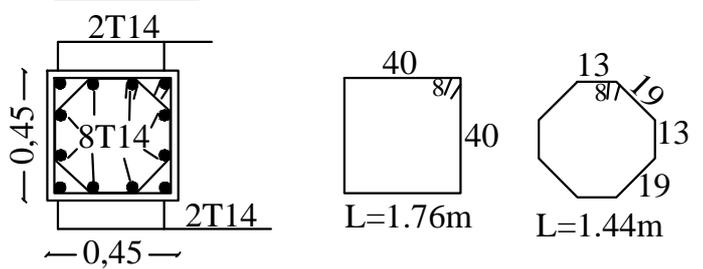
Coffrage et ferrailage des poteaux



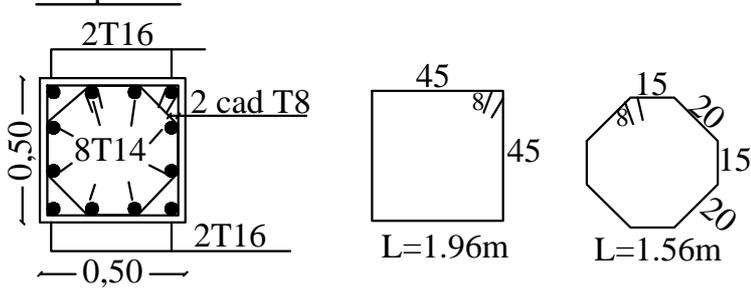
Coupe 3-3



Coupe 2-2

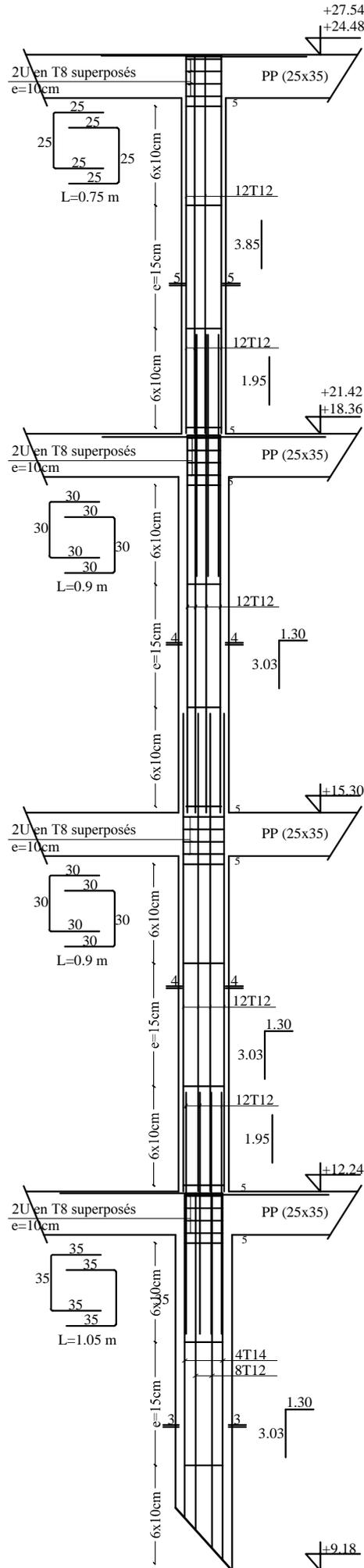


Coupe 1-1

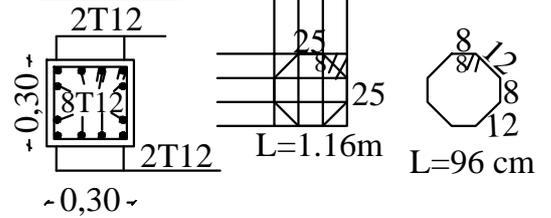


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Melle: CHALLAL Farida Melle: AKLI Liza	PLANS DE FERRAILLAGE DES POTEAUX S-SOL,RDC, 1er ET 2eme ETAGE.	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: MR - BOUKAIS		DATE: OCTOBRE 2017

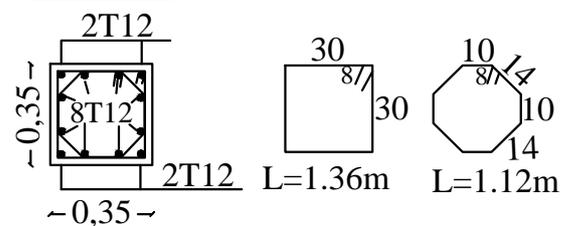
Coffrage et ferrailage des poteaux



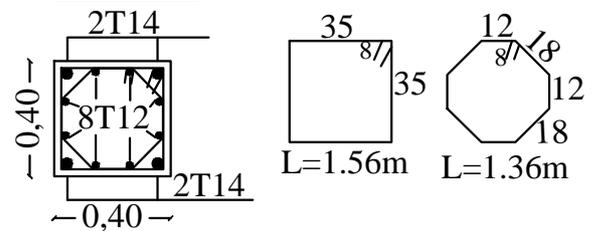
Coupe 5-5



Coupe 4-4



Coupe 3-3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 Melle: CHALLAL Farida
 Melle: AKLI Liza

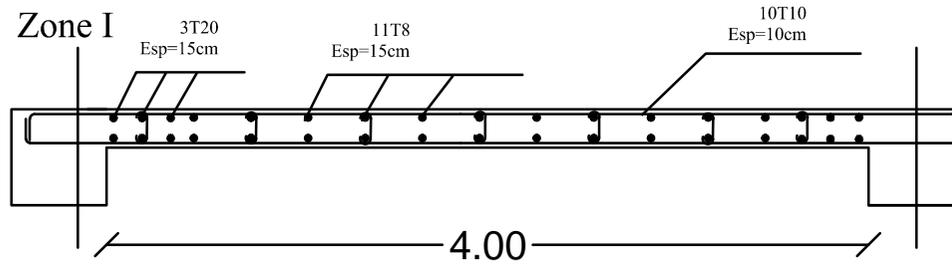
ECHELLE: 1/50

DIRIGÉ PAR:
 MR : BOUKAIS

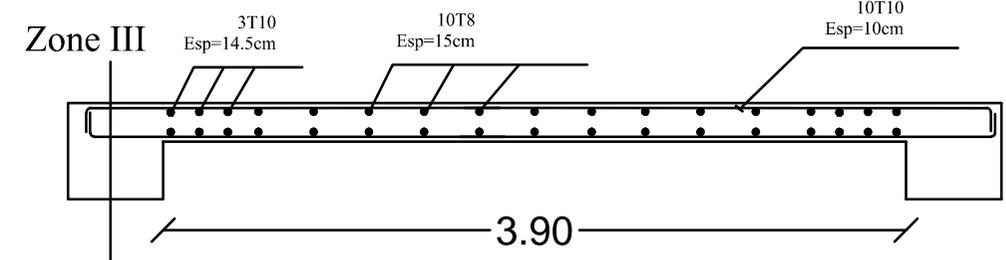
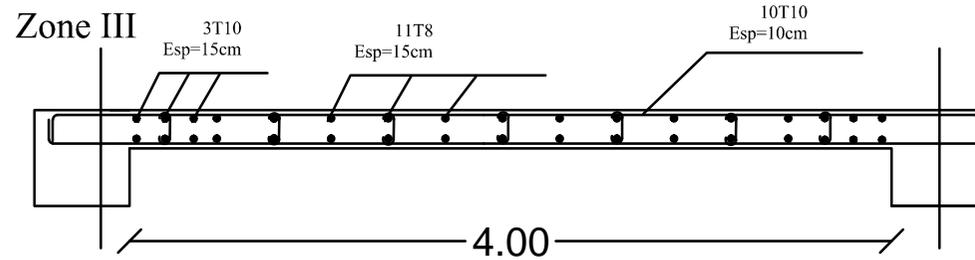
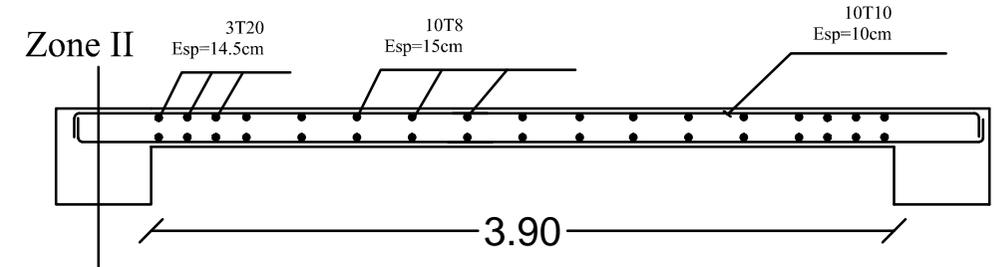
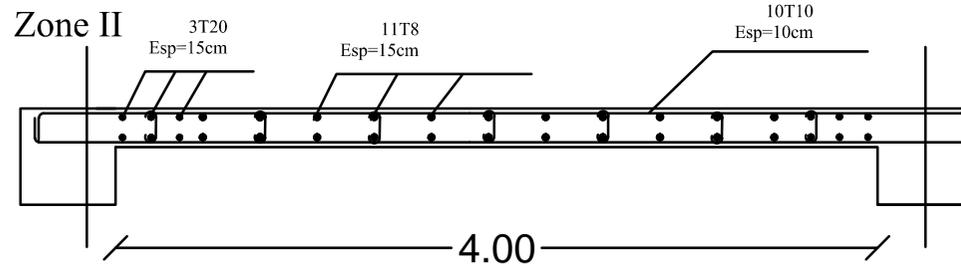
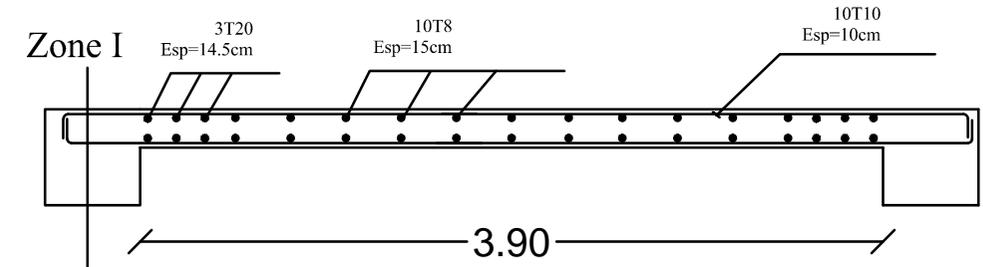
PLANS DE FERRAILAGE DES POTEAUX
 DU 3eme, 4eme, 5eme, 6eme 7eme ET 8eme
 ETAGE .

DATE:
 OCTOBRE 2017

FERRAILLAGE VOILES : 4.00M:



FERRAILLAGE VOILES 3.90M:



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 Melle: CHALLAL Farida
 Melle: AKLI Liza

ECHELLE: 1/50

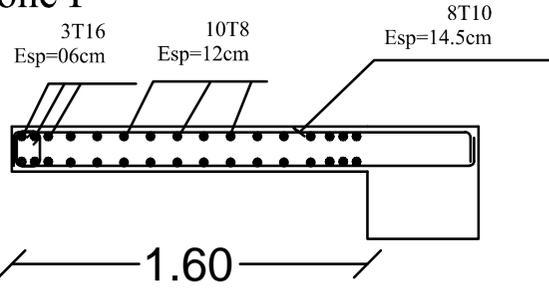
PLANS DE FERRAILLAGE DES VOILES

DIRIGÉ PAR:
 MR : BOUKAIS S.

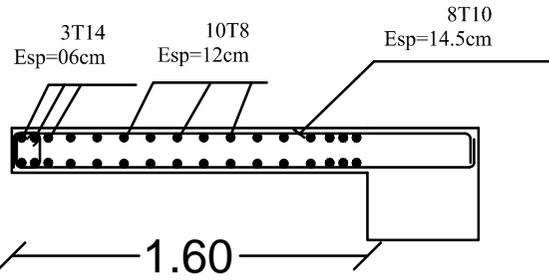
OCTOBRE 2017

FERRAILLAGE VOILES 1.60M:

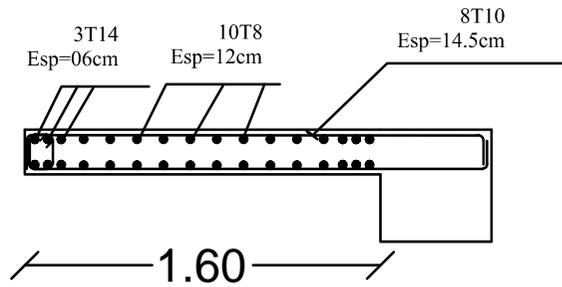
Zone I



Zone II

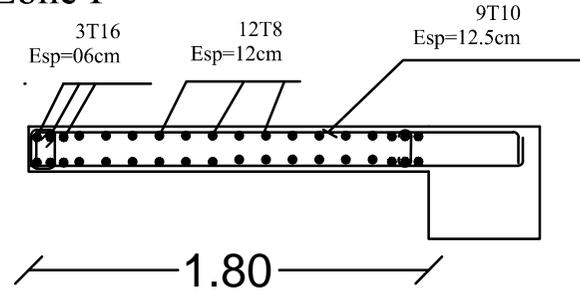


Zone III

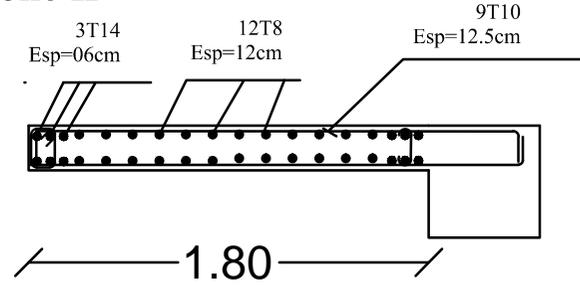


FERRAILLAGE VOILES 1.80M:

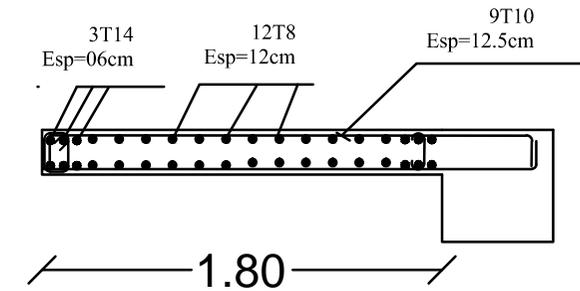
Zone I



Zone II



Zone III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 Melle: CHALLAL Farida
 Melle: AKLI Liza

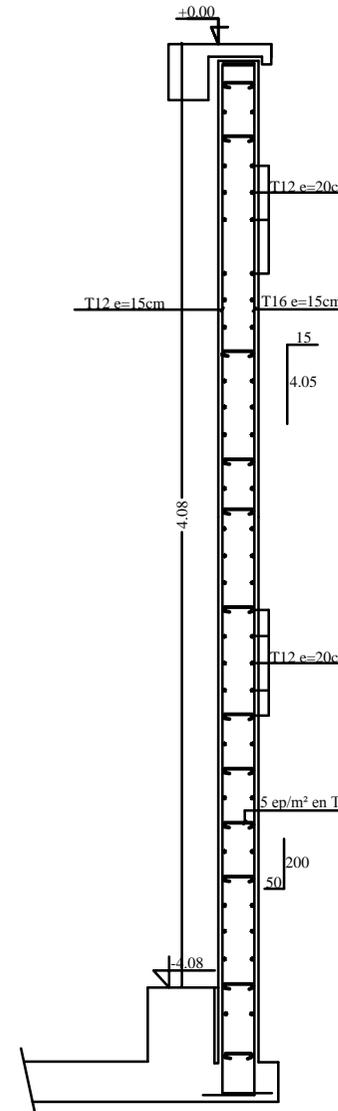
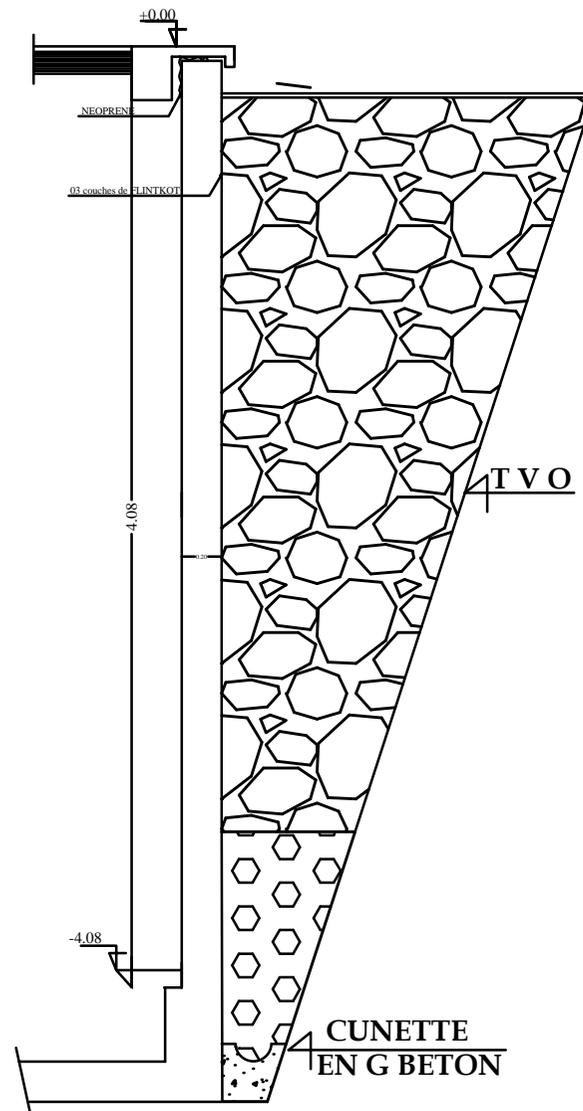
DIRIGÉ PAR:
 MR : BOUKAIS S.

PLANS DE FERRAILLAGE DES VOILES

ECHELLE: 1/50

OCTOBRE 2017

Coffrage et ferrailage du mur plaque



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Melle : CHALLAL Farida

Melle : AKLI LIZA

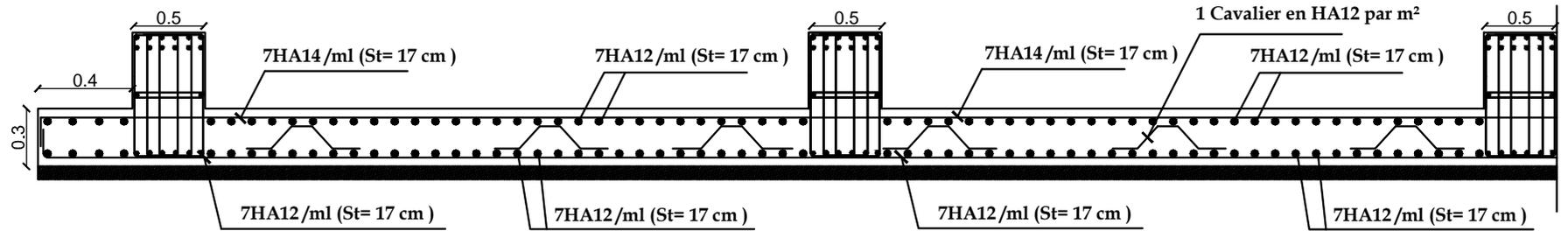
MR : BOUKAIS S.

PLAN DE COFFRAGES ET FERRAILLAGE
 DU MUR PLAQUE

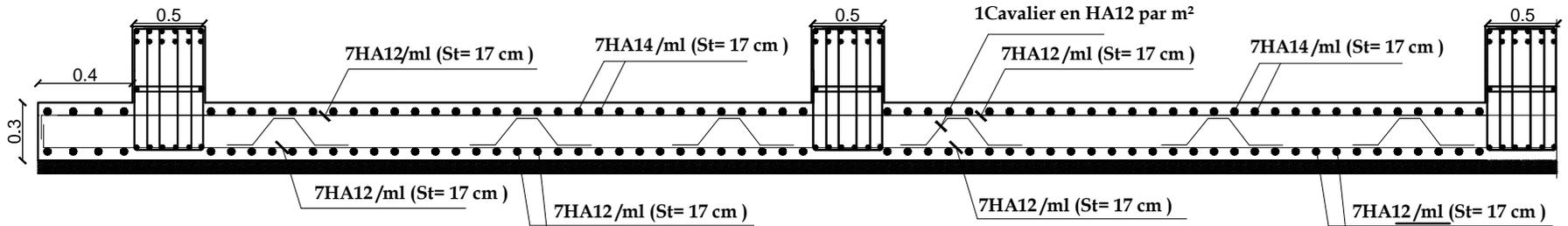
ECHELLE: 1/50

OCTOBRE 2017

Ferraillage de la dalle sens X-X



Ferraillage de la dalle sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Melle: CHALLAL Farida
Melle: AKLI Liza

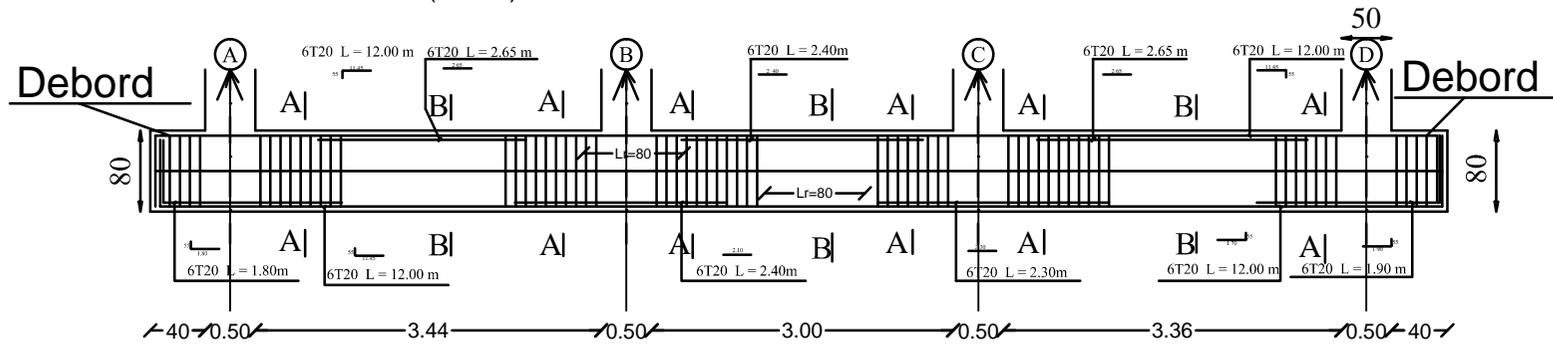
Plans de ferraillage de la
dalle du radier.

Echelle: 1/200

Mr : BOUKAIS S.

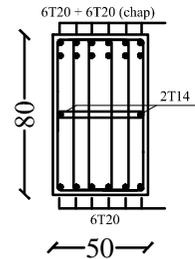
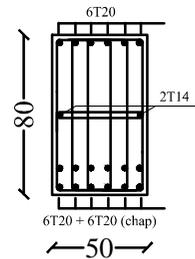
octobre 2017

FERRAILLAGE DE LA NERVURE(50x80) SENS Y-Y

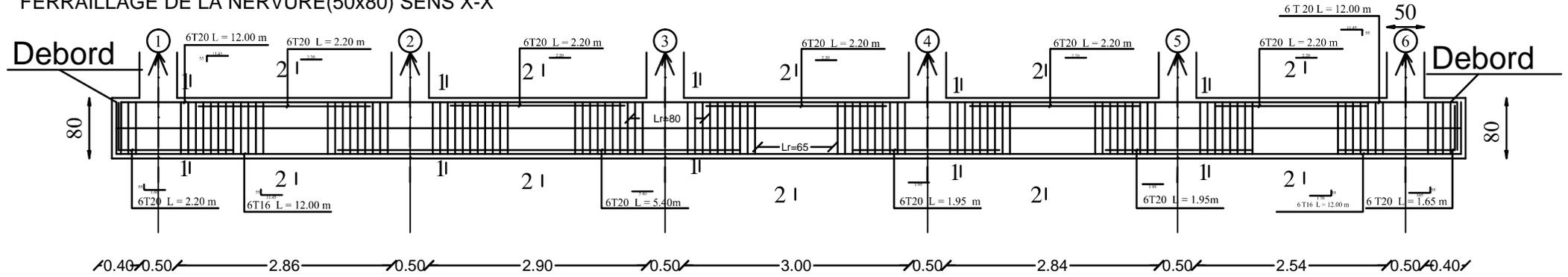


CoupeA-A

CoupeB-B

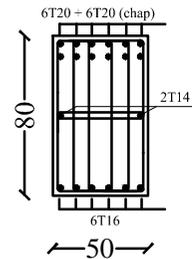
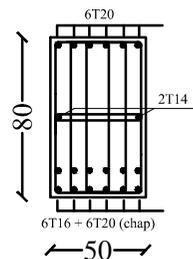


FERRAILLAGE DE LA NERVURE(50x80) SENS X-X



Coupe1-1

Coupe2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Melle: CHALLAL Farida Melle: AKLI Liza	Plans de FERRAILLAGE DES NERVURES	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: MR : BOUKAÏS		DATE: OCTOBRE 2017

Conclusion

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a donné l'opportunité de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments et surtout de faire le lien entre les compétences théoriques acquises et les exigences de la pratique.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offerte par l'ordinateurs, ont influencés profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives.

Au cours de notre étude les logiciels de calculs (ROBOT2010, Autocad, Socotec) nous ont permis de faciliter l'analyse et le dessin de la structure et aussi de gagner du temps en tenant compte de la sécurité et la résistance structurale, de la conception et l'exécution, sans oublier le coté économique. Puis la modélisation nous a permis aussi de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique en essayant d'éviter une période trop élevée en rigidifiant les éléments de contreventement en disposant les voiles d'une façon optimale.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, nous avons souhaité avoir un contreventement mixte, dont répartition des charges sismiques sont équitables entre les voiles et les portiques, mais après différents essais de dispositions de voiles, les résultats nous ont donné un contreventement par des voiles porteurs ce qui signifie que les portiques ont un rôle de contreventement négligeable devant les voiles. L'inconvénient c'est que les efforts sont importants ce qui nous ramène à un surcout économique.

En outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes et arriver à une sécurité parasismique réaliser sans surcoût important (aspect économique).

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

1. DR. ALI BOUAFIA, 2011, conception et calcul des ouvrages géotechniques. 384 pages.
2. M.BELAZOUGUI. Calcul des ouvrages en béton armé. Office des publications universitaires.¹
3. H.RENAUD. 2002. Ouvrages en béton armé. 270 pages.
4. Collection Technique Cimbéton, 2005. L'armature du béton. 129 pages.
5. OLIVIER GAGILIARDINI, 2004/2005. Cours de béton armé. 104 pages.
6. MENAD CHENAF, 2008. Les escaliers, guide pratique. 69 pages.
7. Document d'information à l'usage du constructeur, conçus par PATRICIA BALANDIER, le seisme, les sols et les fondations. 20 pages.
8. VICTOR DAVIDIVICI .Formulaire du béton armé Tome 1 et 2 .
9. Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
10. Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
11. Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
12. Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.
13. PIERRE CHARON : calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 83(théorie et application). Edition EYROLLES 1991.
14. ANDRE COIN : ossature des bâtiments. Edition EYROLLES.

¹ Côte : Ba/Bp : 12 . 20°