



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

جامعة سعد دحلب - البلدية 1 -

UNIVERSITE SAAD DAHLEB - BLIDA 1 -

كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie

دائرة الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Matériaux en génie civil

Thème :

ETUDE D'UN

BATIMENT EN BETON ARME A USAGE MULTIPLE (RDC+8+S/SOL)

Réaliser par :

ARAB Nesrine

Devant les membres de jury :

Président :

Examineur :

Promoteur : Dr ALLALIS

Blida, Juillet 2023

DEDICACES

*Je m'incline devant Dieu le tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir
et m'a aidé à la franchir.*

Je dédie ce modeste travail :

*À ma chère maman, qui a autant sacrifié pour me voir atteindre
ce jour.*

*À mon père, pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours
apporté.*

A mes chères sœurs ET mon Cher frère Amine ♥

*À tous mes amis et à toutes les personnes ayant contribué à ce travail de
près ou de loin.*

NESRINE-LINA-

ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى من الخرسانة المسلحة مخصص للاستخدامات المتعددة. يتكون هذا المبنى من قبو يستخدم كموقف سيارات، دور ارضي للاستخدام التجاري و8 ادوار للاستخدام السكني مع سطح مغلق لا يمكن الولوج اليه. سيبني المبنى بولاية البليدة، وفقاً للمعايير البناء الجزائرية الخاصة بالظواهر الزلزالية (RPA 99، الإصدار 2003) (منطقة البليدة مصنفة كمنطقة 3 حسب أنظمة الزلازل الجزائرية، تم التحقق من الهيكل المدروس بواسطة نظام تدعيم مختلط الأعمدة - الروافد وجدران بالخرسانة المسلحة. جميع الجدران الفاصلة مصنوعة من الطوب والملاط (وعناصره غير الإنشائية المصنوعة من الخرسانة المسلحة).

تتمثل هذه الدراسة في تحليل تأثير الزلزال على الهيكل ودراسة الحمول وتدابير وقائية تساهم في استقرار الهيكل. تم تحليل النتائج باستخدام البرنامج ETABS18.1 تم تصميم هذا الهيكل وفقاً لأنظمة البناء مطبق في الجزائر (RPA 99)، الإصدار 2003، CBA93 (لتسليح هذه العناصر الحاملة) الأعمدة، الروافد (استعملنا برنامج التعزيز SOCOTEC، في حين أن الجدران الخرسانية تم حسابها يدوياً).

دراسة البنية التحتية والتي هي من نوع أساسات شريطية (مستمرة) نظراً لأهمية الأحمال تم تقديمها في نهاية هذا العمل، مع احترام القواعد المعمول بها.

كلمات مفتاحية:

بناية، الخرسانة المسلحة، ETABS18.1، الدراسة الديناميكية، RPA99 modifié 2003

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé destiné usage multiple. Le bâtiment en question est constitué d'un sous-sol utilisé comme parking, un Rez-de-chaussée à usage commercial et 8 étages à usage d'habitation sachant que la terrasse est inaccessible. Le bâtiment sera réalisé à la wilaya de BLIDA. Selon règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) la région de BLIDA est classée comme zone III.

La structure étudiée est réalisée par des portiques poteaux-poutres et des voiles de contreventement en béton armé. L'ensemble des cloisons de séparations constituées de murs en maçonnerie (en brique et mortier) et ses éléments non structuraux réalisés en béton armé.

L'étude consiste à analyser l'effet du séisme sur la structure et envisager les solutions préventives contribuant à la stabilité de l'ouvrage. L'analyse des résultats a été effectuée à l'aide du logiciel ETABS18.

La conception de cette structure a été faite conformément aux règlements de construction appliqués en Algérie (RPA99/version2003, CBA93).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, alors que les voiles ont été faits manuellement.

L'étude de l'infrastructure qui est de type semelle filante à cause de l'importance des charges transmises au sol est présentée à la fin de ce travail, toute en respectant les règles en vigueur.

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, ETABS18, étude dynamique, RPA99 modifié 2003.

ABSTRACT

This Project presents a detailed study of a reinforced concrete building intended for multiple use. The building in question consists of a basement used as parking, a ground floor for commercial use and 8 floors for residential use and the terrace is inaccessible. The building will be built in the wilaya of BLIDA. According to the Algerian paraseismic regulations (RPA 99 version 2003), the BLIDA region is classified as zone III.

The studied structure is realized by column-beam frames and reinforced concrete shear walls. All partition walls are made of masonry walls (brick and mortar) and the non-structural elements are made of reinforced concrete.

The study consists of analyzing the effect of earthquakes on the structure and considering preventive solutions to the structure. The analysis of the results was carried out using the ETABS18 software.

The design of this structure is made in accordance with the construction regulations applied in Algeria (RPA99/version2003, CBA93,).

The reinforcement details of the structural elements (columns, beams) is carried out using the SOCOTEC reinforcement software, while that of the shear walls is done manually.

The study of the infrastructure which is of the strip footing type because of the importance of the loads transmitted to the ground is presented at the end of this work, while complying with current regulations.

Key words:

Building, Reinforced concrete, ETABS18, dynamic study, RPA99 modified 2003.

TABLE DES MATIERES

ملخص

RESUME

ABSTRACT

REMERCIEMENTS

DEDICACE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES SYMBOLES

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction	4
I.2 Présentation de l'ouvrage	4
I.2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	5
I.2.2. Caractéristique géotechnique du sol	6
I.3 Caractéristique des matériaux	6
I.3.1. Le Béton	6
I.3.2. L'acier.....	10
I.4. Hypothèses de calcul aux états limites.....	12
I.4.1. Hypothèse de calcul à l'ELU	12
I.4.2. Hypothèse de calcul à l'ELS	12
I.5. Combinaison de calcul.....	12
I.5.1. Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime « ELU »	12
I.5.2. Les combinaisons de calcul à l'état limite de service « ELS »	13
I.6. Conclusion	13

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

II.1 Introduction	15
II.2 Pré dimensionnement des planchers	15
II.2.1. Plancher en corps creux	15
II.2.2. Plancher dalle pleine	16
II.3 Pré dimensionnement des poutres	17

II.3.1. Les poutres principales (P.P)	18
II.3.2. Les poutres secondaires (P.S)	18
II.4. Pré dimensionnement des voiles	19
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	20
II.5.1 Étapes de pré dimensionnement	20
II.6 Évaluation des charges permanentes et es surcharges d'exploitations	22
II.6.1 Charges permanentes	22
II.6.1.1 Plancher terrasse (Inaccessible)	22
II.6.1.2 Plancher étage courant	22
II.6.1.3 Plancher de sous-sol (parking)	23
II.6.1.4 Balcons	23
II.6.1.5 Maçonnerie et Acrotère	23
II.6.1.5.1 Murs extérieur	23
II.6.1.5.2 Acrotère	24
II.7 Calcul des surcharges	24
II.8 Descente de charges	24
II.9 Surface d'influence des poteaux	25
II.9.1 Le poteau central E-3.....	25
II.9.1.1 Surcharge d'exploitation revenant à chaque plancher	25
II.9.1.2 Dégression des surcharges d'exploitation	26
II.9.1.3. Les surcharges cumulées	26
II.9.2 Le poteau de rive (A-4)	28
II.9.3 Le Poteau d'angle : (F-5)	29
II.10 Conclusion	31
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	
III.1. Introduction	33
III.2. Calcul de l'acrotère	33
III.2.1. Evaluation des charges	33
III.2.2. Calcul des efforts	34
III.2.3. Ferrailage de l'acrotère	35
III.2.4. Vérification de la section d'acier	36

III.2.5. Vérification a L'E.L. S	36
III.2.6. Vérification de l'effort tranchant	38
III.3. Etude des balcons	38
III.3.1. Evaluation des charges	39
III.3.2. Calcul de ferrailage	39
III.3.3. Vérifications	40
III.4 Escaliers	42
III.4.1 Escalier à deux volées	42
III.4.1.2 Escalier du RDC à trois volées	44
III.4.2 Calcul des armatures	45
III 4.2.1 Vérifications	48
III.5 Etude des plancher.....	50
III.5.1 Dalle en corps creux	50
III.5.1.1 Calcul des poutrelles	50
III.5.1.1.1 Détermination des efforts internes	52
III.5.1.1.2 Ferrailage des poutrelles	56
III.5.1.1.3 Vérification vit avis de l'effort tranchant	58
III.5.1.2 La dalle de compression	59
III.6 Conclusion	60
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE	
IV.1 Introduction	59
IV.2. Étude sismique	59
IV.2.1. Modélisation de rigidité	59
IV.2.2. Modélisation de la masse	60
IV.3. Choix de la méthode de calcul	60
IV.3.1 La méthode modale spectrale	60
IV.4 Résultats de l'analyse dynamique	63
IV.5 Les Vérification	67
IV.5.1Vérification de l'effort tranchant à la Base	67
IV.5.2 Vérification des conditions du facteur de comportement R	71
IV.5.3 Vérification des déplacements inter-étage	72

IV.5.4 Vérification de l'effort réduit	73
IV.5.5 Vérification de l'effet P-DELTA	75
IV.6 Conclusion.....	76

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1 Introduction	78
V.2 Ferrailages des éléments résistants	78
V.2.1 Ferrailage des poteaux	78
V.2.1.1 Choix des armatures	84
V.2.1.2 Les vérifications	84
V.2.1.3 Ferrailage transversal des poteaux	88
V.2.1.4. Schéma de ferrailage des poteaux.....	91
V.2.2 Ferrailage des poutres	92
V.2.2.1 Schémas du ferrailage	103
V.2.3 Ferrailage des voiles.....	104
V.2.3.1 Recommandations règlementaires.....	104
V.2.3.2 Sollicitations et ferrailage.....	105
V.2.3.3 Plan de repérage des voiles.....	106
V.2.3.4 Sollicitations dans les voiles.....	107
V.2.3.5 Ferrailage des voiles	108
V.2.3.6 Choix des armatures horizontales (transversales)	111
V.2.3.7 Choix final des armatures	119
V.2.3.8 Schéma de ferrailage	124
V.3 Conclusion	127

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

VI.1 Introduction	129
VI.2 Choix de type de fondation	129
VI.3. Calcul des fondations	129
VI.3.1. Semelle isolée	134
VI.3.2. Semelles filantes	135
VI.3.3 Nervure	136
VI.3.4 Le choix de la nervure	138

VI.3.5 Vérification de la stabilité de la semelle.....	139
VI.3.6 Vérification des contraintes sous la semelle	139
VI.4 Ferrailage des semelles filantes et des nervures	139
VI.4.1.1 Ferrailage nervure.....	139
VI.4.1.2 Moment en travée et en appuis à l'ELU	141
VI.4.1.3 Ferrailage transversal	142
VI.4.1.4 Armature de peau	143
VI.4.2 Ferrailage de la semelle.....	143
VI.4.2.1 Vérifications nécessaires	144
VI.4.2.2 Condition de non fragilité.....	144
VI.4.2.3 Vérification des contraintes à l'ELS	144
VI.4.2.4 Vérification de la contrainte tangentielle du béton.....	145
VI.5 Schémas de ferrailages (semelle + nervure)	146
VI.6 .Voile périphérique	147
VI.7 Longrine	151
VI.8 Conclusion	152
CONCLUSION GENERALE.....	153
REFERENCES	154
APPENDICES.....	156

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1	Vue en plan RDC	4
Figure I.2	Vue en plan -1 ^{er} étage	5
Figure I.3	Diagramme contraintes – déformations à l'ELU	9
Figure I.4	Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS	10
Figure I.5	Diagramme contraintes-déformations de calcul	11

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure II.1	Schéma planché corps creux	16
Figure II.2	Schéma du plancher à dalle pleine	16
Figure II.3	Dimensions du voile selon RPA	19
Figure II.4	Surfaces de plancher repris par les poteaux types	24
Figure II.5	La surface reprise par le poteau central	25
Figure II.6	La surface reprise par le poteau de rive	28
Figure II.7	La surface reprise par le poteau d'angle	29

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE

Figure III.1	Coupe verticale de l'acrotère	33
Figure III.2	Diagrammes des efforts à l'ELU	34
Figure III.3	Coupe acrotère	35
Figure III.4	Ferraillage de l'acrotère	38
Figure III.5	Dimension du balcon	38
Figure III.6	Schéma statique du balcon	39
Figure III.7	Ferraillage de balcon	41
Figure III.8	Schéma de l'escalier	42
Figure III.9	Schéma statique de l'escalier du RDC	44
Figure III.10	Schéma statique de l'escalier	46
Figure III.11	Tronçon (1-1)	46
Figure III.12	Le tronçon (2-2)	47

Figure III.13	Résultats des Moments trouvé avec SAP2000.....	48
Figure III.14	Résultats des Efforts Tranchants trouvé avec SAP2000.....	48
Figure III.15	Ferraillage escalier	50
Figure III.16	Schéma statique d'une poutrelle isostatique	51
Figure III.17	Types de poutrelles	52
Figure III.18	Schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées	52
Figure III.19	Moments ELU	54
Figure III.20	Efforts Trenchant ELU	54
Figure III.21	Moments ELS	55
Figure III.22	Efforts Trenchant ELS	55
Figure III.23	Moments ELU	55
Figure III.24	Efforts trenchant ELU	55
Figure III.25	Section rectangulaire et section en « Té » en travée	56
Figure III.26	Ferraillage des poutrelles sur les différents étages	58
Figure III.27	Ferraillage de la dalle de compression	59

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

Figure IV.1	Vue 3D	63
Figure IV.2	Vue en plan du modèle Initial	64
Figure IV.3	Vue 3D	65
Figure IV.4	Vue sur disposition des voiles	66
Figure IV.5	Effet P-delta	75

CHAPITRE V : FERRAILAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure V.1	Schéma de ferraillage des poteaux	91
Figure V.2	Ferraillage des poutres principales.....	103
Figure V.3	Ferraillage des poutres secondaires	103
Figure V.4	Ferraillage des poutres secondaires	103
Figure V.5	Plan de repérage des voiles	106
Figure V.6	Schéma de Ferraillage des voiles V1 et V2	124
Figure V.7	Schéma de Ferraillage des voiles V3 et V4	125
Figure V.8	Schéma de Ferraillage des voiles V5.....	126

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

Figure VI.1	Réactions Fz à l'ELS	130
Figure VI.2	Réaction Fz à ELU	131
Figure VI.3	Moments sous 0.8G+Ex	132
Figure VI.4	Moments sous 0.8G+Ey	133
Figure VI.5	Semelles isolée sous poteaux	134
Figure VI.6	Semelles filantes	135
Figure VI.7	Semelle filante forme « T ».....	137
Figure VI.8	Les charges revenant pour chaque file à L'ELU	140
Figure VI.9	Schéma de ferrailage de la semelle	146
Figure VI.10	Schéma de ferrailage de la nervure	146
Figure VI.11	Ferrailage du Voile Périphérique	151

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

Tableau II.2	Charges permanentes de la terrasse	22
Tableau II.2	Charges permanentes du plancher à corps creux	22
Tableau II.3	Charges permanentes de la dalle pleine	23
Tableau II.4	Charge permanents des balcons	23
Tableau II.5	Charges permanentes des murs extérieurs	23
Tableau II.6	Les surcharges d'exploitation cumulées	26
Tableau II.7	Récapitulatif de la descente de charge pour poteau central	27
Tableau II.8	Descente de charge du poteau central	28
Tableau II.9	Descente de charge du poteau de rive	29
Tableau II.10	Descente de charge du poteau d'angle	30

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.3	Ferraillage du balcon	40
Tableau III.2	Vérification des contraintes	41
Tableau III.3	Chargement sur l'escalier	43
Tableau III.4	Ferraillage des escaliers	46
Tableau III.5	Section d'armatures longitudinales en travée	54
Tableau III.6	Section d'armatures longitudinales aux appuis	54
Tableau III.7	Section d'armatures longitudinales en travée	55
Tableau III.8	Section d'armatures longitudinales aux appuis	55

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

Tableau IV.1	Participation massique du modèle Initial	64
Tableau IV.2	Participation massique du 2 ^{ème} modèle	67
Tableau IV.3	Valeurs des pénalités P_q	70
Tableau IV.4	Récapitulatif des coefficients des résultantes sismique.....	70
Tableau IV.5	Résultat des forces sismique	71
Tableau IV.6	Les déplacements selon X-X	72

Tableau IV.7	Les déplacements selon Y-Y	73
Tableau IV.8	Vérification des déplacements	73
Tableau IV.9	Vérification de l'effort normal pour les poteaux	74
Tableau IV.10	Vérification de l'effet p-Delta	76

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V.4	Caractéristiques du béton et de l'acier	78
Tableau V.2	Ferraillages des poteaux situation durable ($N^{\max}; M^{\text{corr}}$)	81
Tableau V.3	Ferraillages des poteaux situation durable ($M^{\max}; N^{\text{corr}}$)	81
Tableau V.4	Ferraillages des poteaux situation durable ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)	82
Tableau V.5	Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}; M^{\text{corr}}$)	82
Tableau V.6	Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}; N^{\text{corr}}$)	82
Tableau V.7	Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)	83
Tableau V.8	Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}; M^{\text{corr}}$)	83
Tableau V.9	Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}; N^{\text{corr}}$)	83
Tableau V.10	Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)	84
Tableau V.51	Choix des armatures des poteaux	84
Tableau V.12	Vérifications des contraintes pour les poteaux ($N_{\text{ser}}^{\max}, M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$)	86
Tableau V.13	Vérifications des contraintes pour les poteaux ($N_{\text{ser}}^{\text{corr}}, M_{\text{ser}}^{\max}$)	86
Tableau V.14	Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	87
Tableau V.15	Espacement maximale selon RPA99.....	89
Tableau V.16	Choix des armatures transversales pour les poteaux	90
Tableau V.17	Ferraillage des poutres principales Avec 1,35 G + 1,5Q	93
Tableau V.18	Ferraillage des poutres principales avec 0,8 G + E	93
Tableau V.19	Ferraillage des poutres principale avec G + Q + E	93
Tableau V.20	Ferraillage des poutres secondaire avec 1,35G + 1,5Q	94
Tableau V.21	Ferraillage des poutres secondaire avec 0,8G + E	94
Tableau V.22	Ferraillage des poutres secondaire avec G + Q + E	94

Tableau V.23	Choix des armatures pour les poutres principales.....	95
Tableau V.24	Choix des armatures pour les poutres secondaires	95
Tableau V.25	Vérification de la condition de non fragilité	96
Tableau V.26	Vérification des poutres principales à l'ELS	96
Tableau V.27	Vérification des poutres secondaire à l'ELS.....	97
Tableau V.28	Vérification de la contrainte de cisaillement dans les PP	97
Tableau V.29	Vérification de la contrainte de cisaillement dans les PS	98
Tableau V.30	Calcul des armatures transversales pour poutre principale	99
Tableau V.36	Calcul des armatures transversales pour poutre secondaire	99
Tableau V.32	Récapitulative des valeurs pour le calcul de la flèche	101
Tableau V.33	Un récapitulative des valeurs pour le calcul de la flèche	102
Tableau V.34	Zone de calcul pour le ferrailage des voiles.....	106
Tableau V.35	Zones de ferrailage du voile	107
Tableau V.36	Les sollicitations dans le voile 1.....	107
Tableau V.37	Les sollicitations dans le voile 2	107
Tableau V.38	Les sollicitations dans le voile 3.....	108
Tableau V.39	Les sollicitations dans le voile 4.....	108
Tableau V.40	Les sollicitations dans le voile 5.....	108
Tableau V.41	Ferrailage de voile 1 vertical avec sollicitation (N^{\max} ; M^{cor})	111
Tableau V.42	Ferrailage de voile 1 vertical avec sollicitation (M^{\max} ; M^{cor})	112
Tableau V.43	Ferrailage de voile 1 vertical avec sollicitation (N^{\min} ; M^{cor})	112
Tableau V.44	Ferrailage de voile 2 vertical avec sollicitation (N^{\max} ; M^{cor})	113
Tableau V.45	Ferrailage de voile 2 vertical avec sollicitation (M^{\max} ; N^{cor})	113
Tableau V.46	Ferrailage de voile 2 vertical avec sollicitation (N^{\min} ; M^{cor})	114
Tableau V.47	Ferrailage de voile 3 vertical avec sollicitation (N^{\max} ; M^{cor})	114
Tableau V.48	Ferrailage de voile 3 vertical avec sollicitation (M^{\max} ; N^{cor})	115
Tableau V.49	Ferrailage de voile 3 vertical avec sollicitation (N_{\min} ; M^{cor})	115
Tableau V.50	Ferrailage de voile 4 vertical avec sollicitation (N^{\max} ; M^{cor})	116
Tableau V.51	Ferrailage de voile 4 vertical avec sollicitation (M^{\max} ; N^{cor})	116
Tableau V.52	Ferrailage de voile 4 vertical avec sollicitation (N^{\min} ; M^{cor})	117

Tableau V.53	Ferraillage de voile 5 vertical avec sollicitation (N^{\max} ; M^{cor})	117
Tableau V.54	Ferraillage de voile 5 vertical avec sollicitation (M^{\max} ; N^{cor})	119
Tableau V.55	Ferraillage de voile 5 vertical avec sollicitation (N^{\min} ; M^{cor})	119
Tableau V.56	Ferraillage final vertical de voile 1.....	120
Tableau V.57	Ferraillage final vertical de voile 2	120
Tableau V.58	Ferraillage final vertical de voile 3.....	120
Tableau V.59	Ferraillage final vertical de voile 4.....	121
Tableau V.60	Ferraillage final vertical de voile 5.....	121
Tableau V.61	Ferraillage final horizontal des voiles	123

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

Tableau VI.7	Sections des semelles filantes	135
Tableau VI.2	Choix la hauteur de nervure	138
Tableau VI.3	Contrainte sous la semelle	140
Tableau VI.4	Calcul des moments en appuis et en travée	139
Tableau VI.5	Tableau de ferraillage de la nervure	142
Tableau VI.6	Les charges revenant pour chaque file à ELS	144
Tableau VI.7	Calcul des moments en appuis et en travée	145
Tableau VI.8	Vérification des contraintes	145
Tableau VI.9	Ferraillage du voile périphérique	148
Tableau VI.10	Vérifications des contraintes	150
Tableau VI.11	Schéma de ferraillage du voile périphérique	151

Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

\varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

Q : Charge d'exploitation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V : Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Période.

St : Espacement.

λ : Elancement.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

f : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.
L : Longueur ou portée.
 L_f : Longueur de flambement.
 I_p : Indice de plasticité.
 I_c : Indice de consistance.
d : Hauteur utile.
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment sur appuis.
 M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
I : Moment d'inertie.
 f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
M : Moment, Masse.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
 f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
K : Coefficient de raideur de sol.
 δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
Y : Position de l'axe neutre.
 A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
 δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
W : Poids de la structure.
R : coefficient de comportement.
NA : Norme algérienne.

Autre notation :

AN : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

Introduction

Dans le domaine du génie civil, la conception et la réalisation des bâtiments représentent des étapes essentielles pour les ingénieurs civils.

Ces professionnels s'engagent à créer des structures fonctionnelles, sécurisées et durables qui répondent aux besoins de la société.

Ces deux étapes essentielles impliquent une analyse approfondie des contraintes environnementales, structurelles et économiques, ainsi que l'application de méthodes et de normes spécifiques.

Ce processus complexe nécessite une collaboration étroite entre les architectes, les ingénieurs civils et les autres professionnels impliqués dans le projet. L'objectif est de concevoir un bâtiment qui offre un espace fonctionnel et agréable tout en garantissant sa stabilité structurelle et sa sécurité.

Pour atteindre cet objectif, les ingénieurs civils utilisent des outils et des logiciels de pointe pour modéliser et simuler les performances du bâtiment dans des conditions réelles. Ils s'appuient également sur leur expertise en matière de choix des matériaux, de calcul des charges et de conception des fondations.

Le thème central de ce mémoire est de proposer une approche de conception optimisée pour un bâtiment R+8+ sous-sol à usage multiple.

Nous examinerons les principes fondamentaux de la conception structurale, en mettant l'accent sur la stabilité, la résistance aux charges et la durabilité. De plus, nous étudierons les normes de sécurité et les réglementations en vigueur pour garantir la conformité du bâtiment.

Pour ce faire, nous avons organisé notre travail en plusieurs chapitres :

Dans le premier chapitre, nous présentons le projet et les principes de calcul conformément aux règlements applicables.

Le deuxième chapitre est consacré au pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment. Nous abordons ensuite, dans le troisième chapitre, l'étude des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et les acrotères.

Le quatrième chapitre porte sur l'étude dynamique de la structure, avec une attention particulière portée aux voiles porteurs. Nous évaluons ensuite la réponse sismique de la structure en utilisant le spectre de réponse du RPA99 et le logiciel ETABS.

Le cinquième chapitre est consacré au dimensionnement des armatures des éléments structuraux tels que les poutres, les voiles et les poteaux.

Enfin, dans le sixième chapitre, nous étudions les fondations et les murs de soutènement. Cette étude approfondie nous permettra de mieux comprendre et d'analyser les performances de la structure, en veillant à respecter les réglementations et à assurer la sécurité et la durabilité du bâtiment.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction:

Pour étudier la construction d'un bâtiment en béton armé, il est indispensable d'obtenir les données de base sur lesquelles nous allons nous appuyer pour obtenir une structure sûre, économique et robuste. Dans ce chapitre, nous nous concentrons sur la description des caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction de notre structure, ainsi que sur la présentation d'une description de celle-ci.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre mission consiste à réaliser l'étude et le calcul des différents éléments d'un bâtiment en béton armé en RDC+08 étages et 01sous-sol à usage multiple (commercial, habitation,) implanté à commune de **Blida**, wilaya de Blida est que classée comme une zone de sismicité élevée (**zone III**) d'après les règles parasismiques algériennes RPA99, /Version 2003). Avant une importance moyenne de groupe d'usage 2.

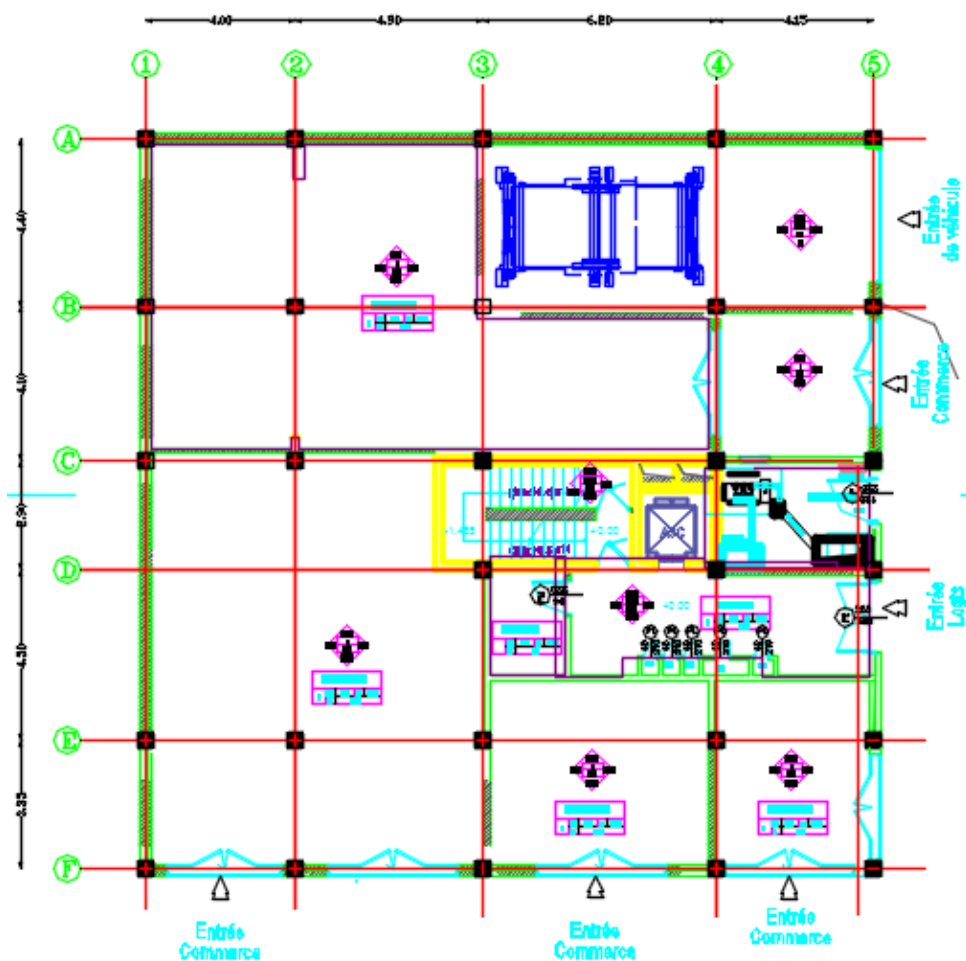


Figure I.1 : Vue en Plan-RDC

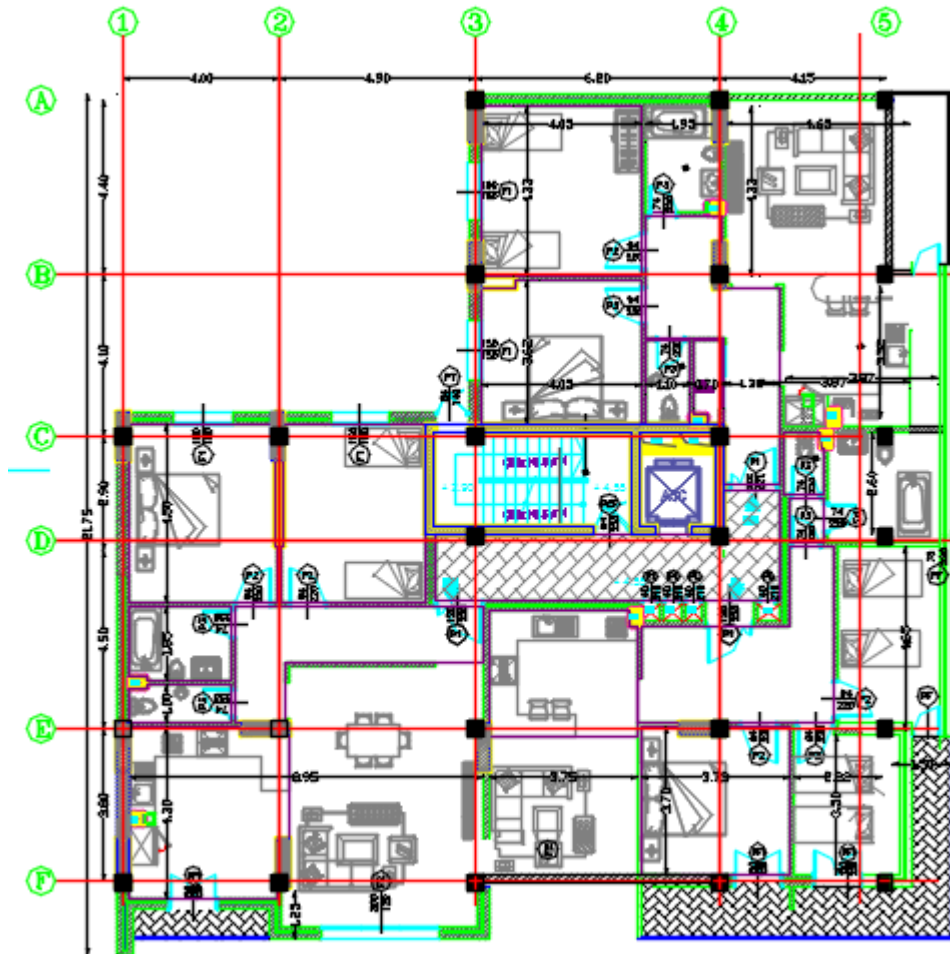


Figure I.2 : Vue en Plan-1^{er} étage

I.2.1 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- Longueur en plan : $L_x = 20\text{m}$
- Largeur en plan : $L_y = 20\text{m}$
- Hauteur totale du bâtiment : $H_t = 30.95\text{ m}$
- Hauteur du sous-sol : $H = 2.97\text{m}$
- Hauteur du RDC : $H = 4.55\text{ m}$
- Hauteur des étages courants : $H = 3,3\text{ m}$

I.2.2 Caractéristique géotechnique du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols :

- La contrainte du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 20,5 \text{ KN /m}^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $\phi = 27^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

I.3. Caractéristique des matériaux :**1.3.1 Le Béton :**

Le béton est un matériau de construction largement utilisé dans de nombreuses applications en raison de ses propriétés de résistance à la compression, de sa durabilité et de sa polyvalence. Il est fabriqué en mélangeant des granulats, du ciment et de l'eau, avec des adjuvants pouvant être ajoutés pour modifier ses propriétés. Cependant, le béton peut se fissurer sous l'effet de la traction, limitant son utilisation dans certaines applications. Le béton armé, une combinaison de béton et d'acier, est utilisé pour renforcer le béton et le rendre plus résistant à la traction. La production de béton peut avoir un impact environnemental important, et des recherches sont en cours pour développer des méthodes plus durables de production.

a- Composition du béton:**a. Ciment :**

Le ciment joue le rôle d'un liant. Le CEM 42.5 est le liant le plus couramment utilisé actuellement.

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les graviers :

 b.1.Sables :

Les sables sont composés de grains provenant de la désagrégation des roches, avec une taille de grain généralement inférieure à 5 mm. Un sable de qualité contient des grains de différents calibres.

b.2.Graviers:

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm

Elles doivent être dures, propres. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

c. Eau de gâchage :

Elle met réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques du béton.

b- Résistance du béton:

❖ Résistance du béton à la compression :

Le béton présente une bonne résistance à la compression ; elle est définie par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm² de section et de 32 cm de hauteur.

-Pour notre étude $F_{c28}=30\text{MPa}$

❖ Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction peut être déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on cite :

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- Traction par fendage « essai brésilien ».
- Traction par flexion (3 points ; 4 points).

On peut calculer la valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction noté F_{tj} par la relation : $F_{tj}= 0,6+0,06F_{cj}$ [MPa]

-Pour notre cas : $F_{c28}=30\text{MPa}$.

$$F_{t28}=2,4 \text{ MPa.}$$

c-Module de déformation longitudinale du béton :

Ce module est connu sous le nom « module de Young » ou module d'élasticité ; pour le béton on distingue deux valeurs pour le module de déformation.

- **Module de déformation instantané :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ [MPa]}$$

Pour : $f_{c28}=30$ MPa on trouve : $E_{i28} = 34179,56$ MPa.

- **Module de déformation différé :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} \text{ [MPa]}$$

Pour : $f_{c28} = 30$ MPa on trouve : $E_{v28} = 11496,76$ MPa.

d-Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations.

ELU : $\nu=0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

ELS : $\nu=0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

e. Contraintes limites de calculs :

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99), on distingue deux états limites.

✓ *État limite ultime « E.L.U » :*

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par:

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

Avec :

γ_b = Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

f_{c28} = Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le Fluage du béton.

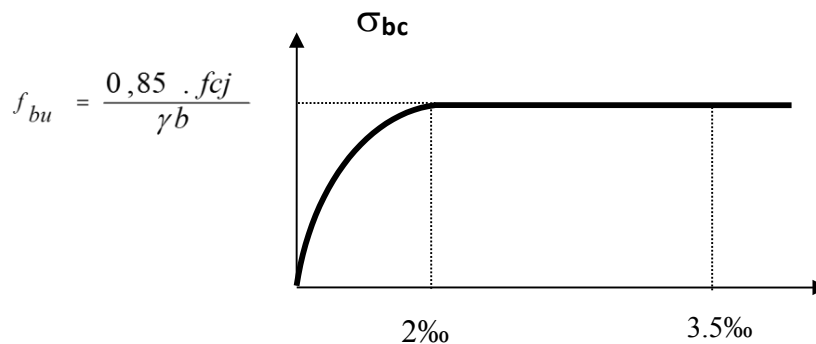


Figure I.3 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU.

✓ *État limite de service « E. L. S »*

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.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction. La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} [\text{MPa}]$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$.

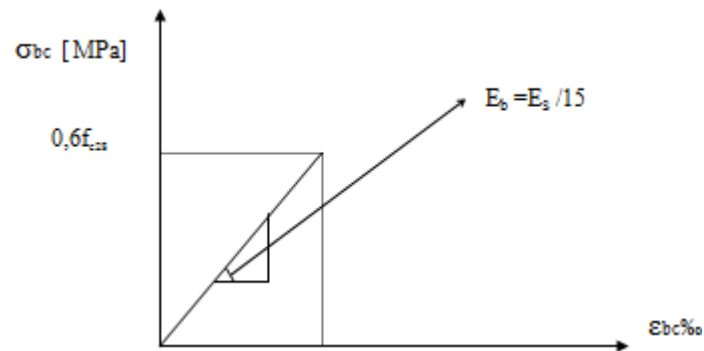


Figure I.4 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.

1.3.2 L'acier :

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

a. Different types d'aciers :

• Les ronds lisses (R.L) :

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm

• Les aciers à haute adhérence (H.A) :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L. Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE500.

• Treillis soudés :

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

* TL 50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e = 500\text{Mpa}$.

* TL 52($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e = 520\text{Mpa}$.

b. Caractéristique mécanique des aciers :

-À l'ELU:

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini comme suit :

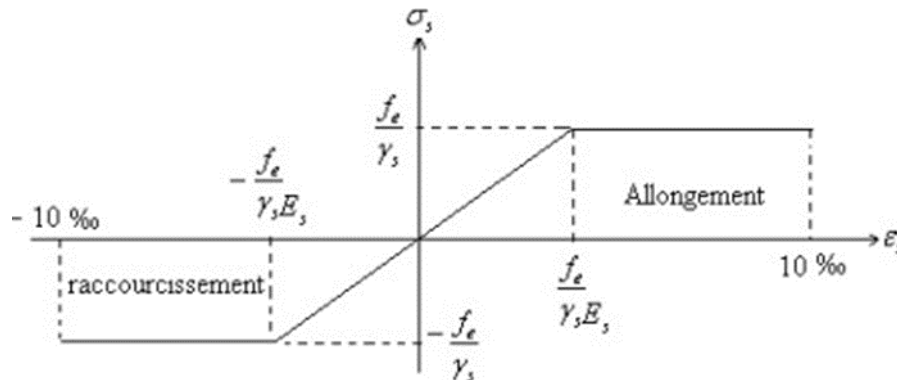


Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations de calcul.

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

. État limite ultime : la contrainte de l'acier est $\delta \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s}$

-À l'ELS :

On distingue les cas suivants :

– Cas où la fissuration est peu préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

– Cas de fissuration préjudiciable, la contrainte est limitée à :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e 110 \sqrt{n} * f_{tj}) \right)$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours, $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

– Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = 0,8x \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e 110 \sqrt{n} * f_{tj}) \right)$$

h : Coefficient de fissuration avec :

$h=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$h=1.6$: pour les hautes adhérences $\emptyset \geq 6$ mm.

I.4 Hypothèses de calcul aux états limites :**I.4.1 Hypothèse de calcul à l'ELU :**

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul. A cause de sa faible résistance en traction.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ en flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire dans l'acier est limité à 10 ‰.

I.4.2 Hypothèse de calcul à l'ELS :

H1 : conservation des sections planes.

H2 : glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : les contraintes de compressions du béton et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b \times \epsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s \times \epsilon_s$$

H5 : par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier et $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.5 Combinaison de calcul:

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions suivantes :

I.5.1 Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime « ELU » :

- Situation durable :
P1= 1.35G +1.5 Q
- Situation accidentelle (séisme ; choc...) :
P2= G + Q ± E
P3= 0.8 G ± E

I.5.2 Les combinaisons de calcul à l'état limite de service « ELS » :

$$P4 = G + Q$$

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : l'effort de séisme.

I.6 Conclusion :

En conclusion, ce chapitre a permis de fournir les bases essentielles pour l'étude approfondie de la construction du bâtiment en béton armé. Nous avons examiné les caractéristiques des matériaux clés utilisés dans la structure, ce qui est crucial pour assurer la sécurité, l'efficacité économique et la résistance de l'ouvrage. La description détaillée de la structure elle-même nous permet de mieux comprendre ses composants et son fonctionnement global.

Chapitre II :
Pré-dimensionnement des
éléments structuraux

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le **RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié 99** et **CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)**.

Le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

II.2 Pré dimensionnement Des Planchers :

Le plancher est un ouvrage qui, dans une construction une plateforme horizontale au rez-de-chaussée, ou un séparateur entre deux étages, leurs fonctions principales sont :

- Porter les charges et les surcharges du bâtiment.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Participer à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- Assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

II.2.1 Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux sur la figure ci-dessous.

- les corps creux ou "**entrevous**" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
- les **poutrelles** en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- une dalle de compression armée ou "**hourdis**" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.
- Pour les planchers à corps creux l'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche, La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

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

ht : hauteur totale du plancher.

$$\text{On a : } L_{\max} = 4.5 - 0.4 = 4.1 \text{ (m)} \quad \rightarrow \quad \frac{410}{25} \leq h_t \leq \frac{410}{20} \quad \text{Alors : } 16.4 \leq h_t \leq 20.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte pour un plancher (16+4) cm \rightarrow $h_t = 20$ cm

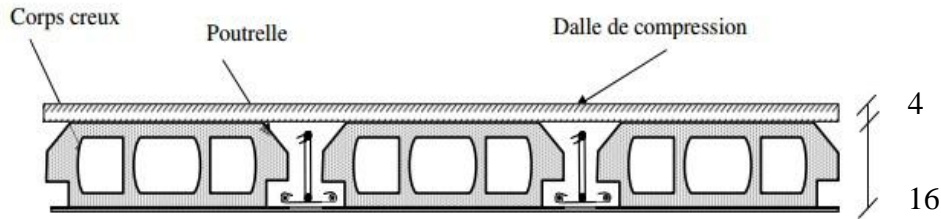


Figure II.1 : Schéma Plancher à corps creux.

- 16 (cm) : hauteur du corps-creux.
- 4 (cm) : hauteur de la dalle de compression.

II.2.2 Plancher à Dalle Pleine :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

• Résistance au feu :

$e = 7$ (cm)Pour une heure de coupe- feu.

$e = 11$ (cm).....Pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17.5$ (cm).....Pour quatre heures de coupe-feu.

On admet : **$e = 15$ (cm).**

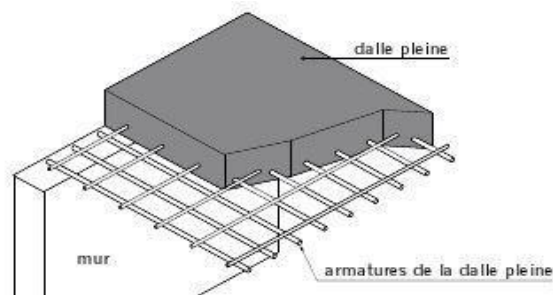


Figure II. 2 : Schéma du plancher à dalle pleine.

• Isolation phonique :

Selon les règles de *CBA93*, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : **$e = 13$ (cm).**

- **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes

[BAEL91/modifié 99] :

- Dalle reposant sur 01 appui : $\frac{Lx}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Avec Lx : La petite portée du panneau le plus sollicité.

On a : Dalle reposant sur 01 appui : $Lx = 0.7$ (m) $\rightarrow \frac{70}{20} = 3,5$ cm

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$e \geq \max(15 ; 13 ; 3,5)$ (cm) $\rightarrow e = 15$ (cm).

II.3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé ; leur pré dimensionnement se base sur les deux étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir de formules empiriques donnée par le B.A.E.L 91 modifié 99.
- Vérification des conditions imposées sur (h, b) selon le « RPA 99 version 2003 ».
- Vérification de la rigidité.

Selon les formules empiriques (BAEL91/modifié99) :

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{Lx}{15} \leq h \leq \frac{Lx}{10}$

La largeur b de la poutre doit être : $0.3 h \leq b \leq 0.7 h$

Avec : L : Portée de la poutre. h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Selon RPA version 2003 : On doit respecter les conditions suivantes :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30$ (cm).
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20$ (cm).
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$.

II.3.1 Poutres principales (P.P) :

On a: $L_{\max} = 6.2 - 0.4 = 5.80 \text{ (m)} \rightarrow \frac{580}{15} \leq h \leq \frac{580}{10}$

Alors: $38.67 \leq h \leq 58 \rightarrow h = 45 \text{ (cm)}$.

$13.5 \leq b \leq 31.5 \rightarrow b = 30 \text{ (cm)}$.

Nous choisissons une poutre de : $b \times h = 30 \times 45 \text{ (cm)}^2$.

Vérification selon le RPA 99 :

$h = 45 \text{ (cm)} \geq 30 \text{ (cm)}$.

$b = 30 \text{ (cm)} \geq 20 \text{ (cm)}$.

$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \text{ cm} \leq 4$

Donc les trois conditions dictées par le **RPA99**

sont vérifiées.

II.3.2 Poutre secondaire (P.S) :

On a: $L_{\max} = 4.5 - 0.4 = 4.1 \text{ (m)} \rightarrow \frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10}$

Alors: $27.33 \leq h \leq 41 \rightarrow h = 40 \text{ (cm)}$.

$12 \leq b \leq 28 \rightarrow b = 30 \text{ (cm)}$.

Nous choisissons une poutre de : $b \times h = 30 \times 40 \text{ (cm)}^2$.

Vérification selon le RPA 99 :

$h = 40 \text{ (cm)} \geq 30 \text{ (cm)}$.

$b = 30 \text{ (cm)} \geq 20 \text{ (cm)}$.

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \text{ cm} \leq 4$

Donc les trois conditions dictées par le **RPA99**

sont vérifiées.

II.4 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux en béton armé.

Les voiles peuvent être utilisés comme éléments porteuses dans les structures en voiles et ainsi reprendre les charges verticales d'une part et assurer la stabilité de la structure vis à vis des charges horizontales d'autre part.

Les voiles peuvent être intégrés comme éléments de contreventement dans les structures en portiques et sont essentiellement destinés à reprendre les sollicitations horizontales.

Le dimensionnement des voiles s'effectue selon le règlement RPA2003 conformément à l'article (7.7.1) du RPA 99 version 2003

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

D'après le RPA 99 article 7.7.1 les voiles sont considérés comme éléments satisfaisants à la condition : $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

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

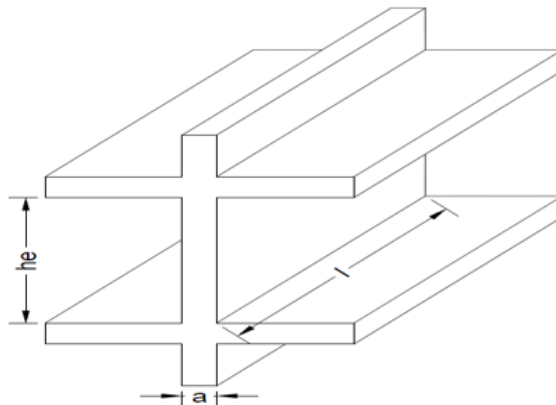


Figure II. 3 : Dimensions du voile selon RPA.

La longueur du voile doit satisfaire la condition suivante : $L > 4 \times a$.

- Cas voiles à une (01) extrémité rigide :

$$a \geq \max \left\{ 15\text{cm}, \frac{h_e}{22} \right\}$$

Pour le R.D.C : $h_e = 455 - 45 \text{ cm}$

$$a \geq \max \{ 15\text{cm}, 18.64 \text{ cm} \}$$

$$a \geq 18.64 \text{ cm}$$

Pour les autres étages : $h_e = 330 - 45 \text{ cm}$

$$a \geq \max \{ 15\text{cm}, 12.95\text{cm} \}$$

$$a \geq 18.54\text{cm}$$

Conclusion : On adoptera : **$a = 20\text{cm}$** et **$L_{min} > 80\text{cm}$**

II.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux ; en béton armé ; ils participent à la reprise des efforts sismiques et les charges verticales (permanentes et exploitation) pour les acheminer vers la base (les fondations).

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé qui lui revenant ; et on utilise un calcul basé sur la descente de charge.

Nous appliquerons la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.5.1 Étapes de pré dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitations revenant à ce poteau.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions de RPA.99 versions 2003 : [Art 7.4.1].

Pour les poteaux rectangulaires (carré) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 30 \text{ (cm)} \\ \text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux soumis à la

compression selon la formule suivante : $N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_c 28}{0,9 \times \gamma b} + \frac{As \times f_e}{\gamma s} \right]$

Avec :

N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

λ : Élancement d'EULER. $\lambda = \left(\frac{L_f}{i} \right)$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration. $i = \frac{\sqrt{I}}{B}$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de Gravité et Perpendiculaire au Plan de flambement.

B : Surface de la section du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$) Situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$) Situation durable.

f_e : Limite élastique de l'acier Fe=500 (MPa).

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30\text{MPa}$).

A_s : Section d'acier comprimée.

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1(cm) d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \longrightarrow \text{Si : } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \longrightarrow \text{Si : } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad ; \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}} \text{ (section rectangulaire)}$$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre :

$$\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$$

$$\text{Et donc : } Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,053Nu$$

II.6 Évaluation des charges permanentes et es surcharges d'exploitations :**II.6.1 Charges permanentes :****II.6.1.1 Plancher terrasse (Inaccessible) :****Tableau II.1 : Charges permanentes de la terrasse.**

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
Protection gravillon	0,05	17	0,85
Etanchéité multicouche	0,02	06	0,12
Forme de pente	0,10	22	2.2
Feuille de polyane	-	-	0,01
Isolation thermique	0,04	04	0,16
Plancher corps creux	0,16 + 0,04	-	2.85
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Totale G_t = 6,39 KN/m²			

II.6.1.2 Plancher étage courant :**Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher à corps creux.**

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Sable fin	0,03	18	0,54
Plancher à corps creux	0,16 + 0,04	-	2.85
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Cloisons	/	/	1,00
Totale G_t = 5,39 KN/m²			

II.6.1.3 Plancher de sous-sol (parking) :

Tableau II.3 : Charges permanentes de la dalle pleine.

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
Forme en béton	0,1	22	2,20
Dalle plein	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Totale G_t = 6,31 KN/m²			

II.6.1.4 Balcons

Tableau II.4 : Charge permanents des balcons.

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
sable fin	0,03	18	0,54
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Totale G_t = 6,29 KN/m²			

II.6.1.5 Maçonnerie et Acrotère :

II.6.1.5.1 Murs extérieur :

Tableau II.5 : Charges permanentes des murs extérieurs.

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	0,02	20	0,40
Brique creuse	0,15	9	1,35
Brique creuse	0,10	9	0,90
Enduit intérieur en plâtre	0,02	9	0,18
Totale G_t = 2,83 KN/m²			

II.6.1.5.2 Acrotère :

- Acrotère : 2.00 KN/ml.

II.7 Calcul des surcharges :

Les surcharges d'exploitation son donnée par le **DTR B.C.2.2** comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible : $Q = 1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.
- Plancher étage courant à usage d'habitation : $Q = (1.5 \text{ KN/m}^2)$.
- Plancher RDC et 1^{er} étage à usage commercial : $Q = (5 \text{ KN/m}^2)$.
- Escalier : $Q = (2.5 \text{ KN/m}^2)$.
- Balcons : $Q = (3.5 \text{ KN/m}^2)$.
- Acrotère : $Q = (1 \text{ KN/m}^2)$.

II.8 Descente de charges :

On doit tout d'abord choisir le poteau le plus sollicité sachant qu'il y'a 3 types de poteaux :

- Poteau centrale.
- Poteau d'angle.
- Poteau de rive.

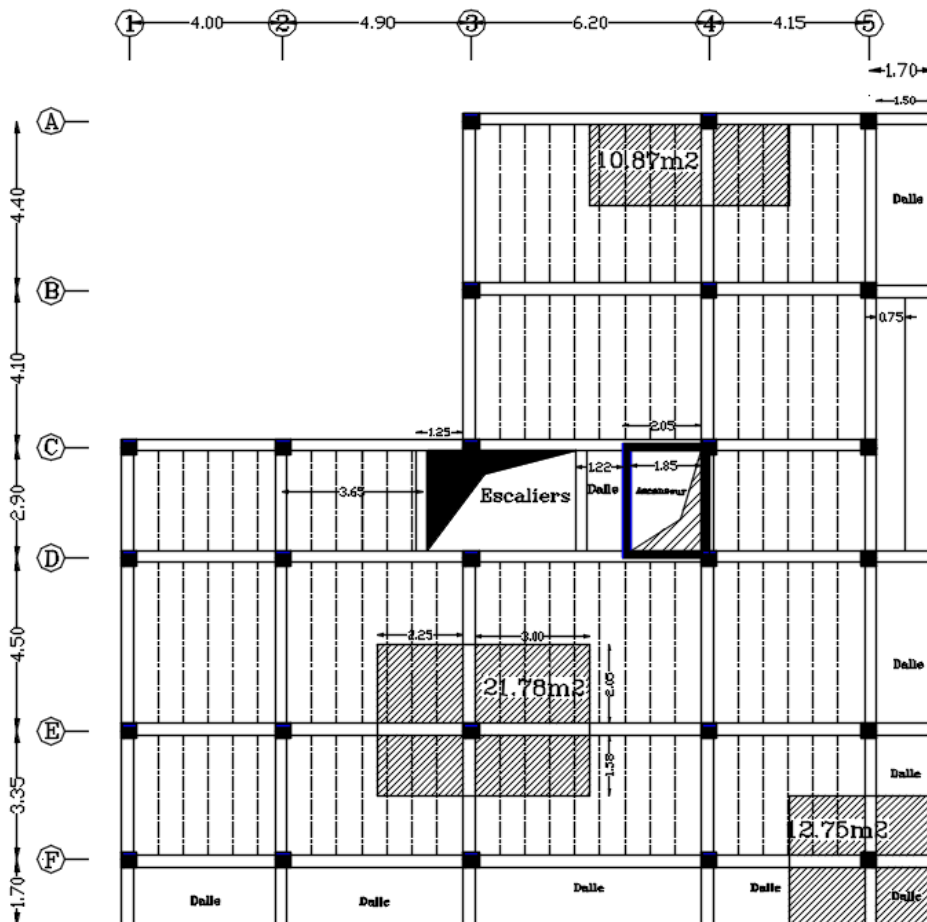


Figure II. 4 : Surfaces de plancher repris par les poteaux types.

II.9 Surface d'influence des poteaux :**II.9.1 Le poteau central E-3 :**

On calcule la surface totale reprise par le poteau, (E-3) et on adopte :

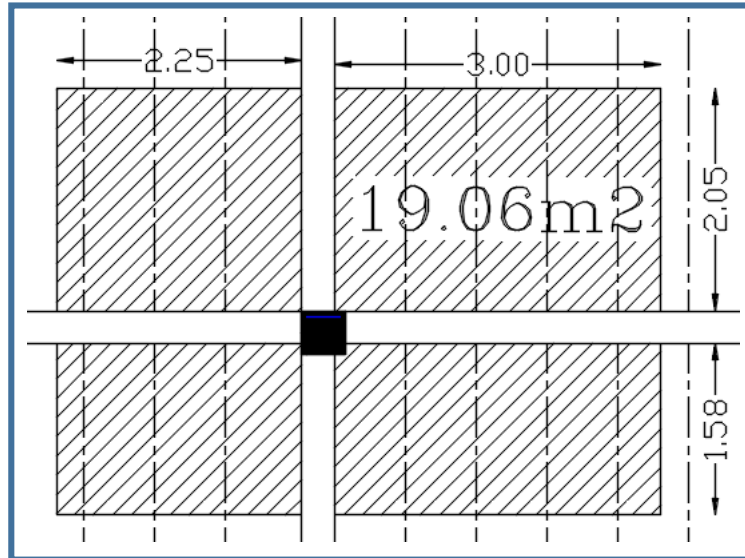


Figure II.5 : La surface reprise par le poteau central.

(Corps creux $S = 19,06\text{m}^2$)

Calcul des différents poids :

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 6,39 \times 19,06 = 121,79 \text{ KN}$

Poids du plancher étage courant : $G \times S = 5,39 \times 19,06 = 102,73 \text{ KN}$

Poids du plancher RDC : $G \times S = 6,31 \times 19,06 = 120,27 \text{ KN}$

Poids de la poutre principal : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5,25 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 17,72 \text{ KN}$

Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 3,63 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 10,89 \text{ KN}$

Poids du poteau étage courant : $h_p \times a \times b \times \rho_b = 3,30 \times 0,4^2 \times 25 = 13,2 \text{ KN}$.

Poids du poteau RDC : $h_p \times a \times b \times \rho_b = 4,55 \times 0,4^2 \times 25 = 18,2 \text{ KN}$.

II.9.1.1 Surcharge d'exploitation revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1,00 \times 21,78 = 21,78 \text{ (KN)}$.
- Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1,50 \times 21,62 = 32,43 \text{ (KN)}$.
- Plancher RDC : $Q_9 = 5 \times 21,62 = 108,10 \text{ (KN)}$.

II.9.1.2 Dégression des surcharges d'exploitation :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Si Q_0 est la charge d'exploitation sur la terrasse et Q_1, Q_2, Q_3, Q_n les charges d'exploitation des planchers des étages 1, 2, 3 ... n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

La loi de dégression des charges d'exploitation s'effectue comme suit :

$$\text{à l'étage } n \rightarrow Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n) \quad \text{Avec } n \geq 5 \text{ (DTR B.C.2.2)}$$

II.9.1.3. Les surcharges cumulées :

Tableau II.6 : Les surcharges d'exploitation cumulées.

Les surcharges d'exploitation cumulées				
Terrasse	Q_0 (KN)	Q_0	21,78	21,78
Niveau 8	Q_1 (KN)	Q_0+Q_1	32,43	54,21
Niveau 7	Q_2 (KN)	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	32,43	86,64
Niveau 6	Q_3 (KN)	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	32,43	119,07
Niveau 5	Q_4 (KN)	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	32,43	151,50
Niveau 4	Q_5 (KN)	$Q_0+0,80(Q_1+\dots+Q_5)$	32,47	183,93
Niveau 3	Q_6 (KN)	$Q_0+0,75(Q_1+\dots+Q_6)$	32,43	216,36
Niveau 2	Q_7 (KN)	$Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)$	32,43	248,79
Niveau 1	Q_8 (KN)	$Q_0+0,688(Q_2+\dots +Q_8)$	32,43	281,22
RDC	Q_9 (KN)	$Q_0+0,666(Q_1+\dots+Q_9)$	108,10	389,32

Tableau II.7 : Récapitulatif de la descente de charge pour poteau central.

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)	Q (kN)
Terrasse	N1	Poids du plancher terrasse Poids des poutres Poids de poteau Total	121.79 28.61 13.20 163.60	21,78
8 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	163.60 102.73 28.61 13,20 308.14	54.21
7 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 X1 Total	308.14 144.54 452.68	86,64
6 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 X1 Total	452.68 144.54 597.22	119.07
5 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 X1 Total	597.22 144.54 741.76	151,50
4 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 X1 Total	741.76 144.54 886.30	183.93
3 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 X1 Total	886.30 144.54 1030.84	216,36
2 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 X1 Total	1030.84 144.54 1175.38	248,79
1 ^{ème} étage	N9	Venant de N8 X1 Total	1175.38 144.54 1319.92	281,22
RDC	N ₁₀	Venant de N9 Poids du plancher Poids des poutres Poids de poteau Total	1319.92 120,27 28,61 18,20 1487	389,32
Totale	Σ		1487	389.32

Tableau II.8 : Descente de charge du poteau central.

choix et vérification des sections des poteaux centraux carrés							
NIV	G tot (KN)	Q (KN)	Nu* (KN)	Br (cm²)	a =b (cm)	RPA (cm²)	Le choix (cm)
Terrasse	163.60	21,78	278,88	148,25	14,18	//	//
NIV8	308.14	54.21	547,03	290,80	19,05	30x30	30
NIV7	452.68	86,64	815,19	433,34	22,82	30x30	30
NIV6	597.22	119.07	1083,34	575,89	26,00	30x30	35
NIV5	741.76	151,50	1351,49	718,43	28,80	30x30	35
NIV4	886.30	183.93	1619,64	860,98	31,34	30x30	35
NIV3	1030.84	216,36	1887,79	1003,53	33,68	30x30	40
NIV2	1175.38	248,79	2155,94	1146,07	35,85	30x30	40
NIV1	1319.92	281,22	2424,09	1288,62	37,90	30x30	40
RDC	1487.00	389,32	2850,57	1515,33	40,93	30x30	45

$Nu^* = Nu \times 1.10$

II.9.2 Le poteau de rive : A-4 :

- Poids du plancher terrasse : $G \times S = 6,39 \times 10,25 = 65.50 \text{ KN}$
- Poids de l'acrotère : $G \times L = 5.18 \times 2,00 = 10.36 \text{ KN}$
- Poids du plancher étage courant : $G \times S = 5,39 \times 10,25 = 55.25 \text{ KN}$
- Poids du plancher RDC : $G \times S = 6,31 \times 10,25 = 64.68 \text{ KN}$
- Poids de la poutre principal : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5.18 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 17,48 \text{ KN}$
- Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2,20 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 6.60 \text{ KN}$
- Poids du poteau étage courant : $h_p \times a \times b \times \rho_b = 3,30 \times 0,4^2 \times 25 = 13,2 \text{ KN}$.
- Poids du poteau RDC : $h_p \times a \times b \times \rho_b = 4,55 \times 0,4^2 \times 25 = 18,2 \text{ KN}$.

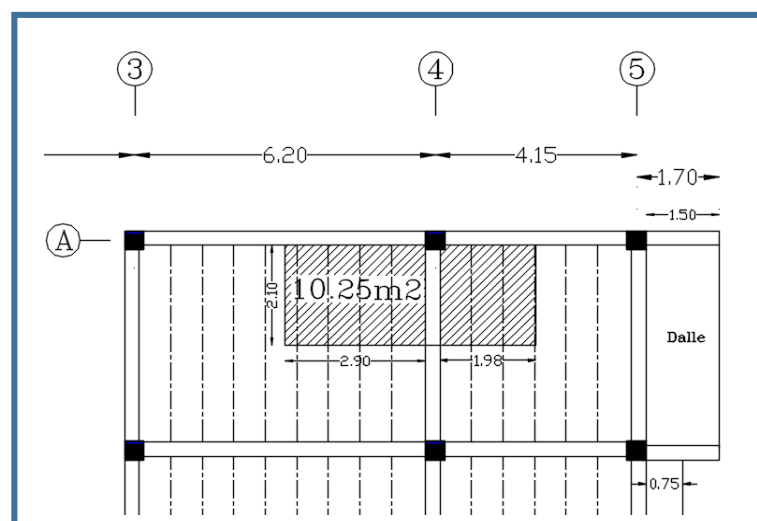


Figure II.6 : La surface reprise par le poteau de rive.
(Corps creux $S = 10.25m^2$.)

Les mêmes étapes ont été suivies et les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : Descente de charge du poteau de rive.

choix et vérification des sections des poteaux de rive								
NIV	G tot (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix (cm)
Terrasse	113,14	11,71	170,30	187,33	99,58	11,98	//	//
NIV8	205,67	29,15	321,38	353,52	187,93	15,71	30x30	30
NIV7	298,20	46,59	472,46	519,70	276,27	18,62	30x30	30
NIV6	390,73	64,03	623,53	685,88	364,61	21,09	30x30	30
NIV5	483,26	81,47	774,61	852,07	452,95	23,28	30x30	30
NIV4	575,79	98,91	925,68	1018,25	541,29	25,27	30x30	30
NIV3	668,32	116,35	1076,76	1184,43	629,63	27,09	30x30	30
NIV2	760,85	133,79	1227,83	1350,62	717,97	28,79	30x30	30
NIV1	853,38	151,23	1378,91	1516,80	806,31	30,40	30x30	35
RDC	960,34	209,37	1610,51	1771,57	941,74	32,69	30x30	35

II.9.3 Le Poteau d'angle : F-5 :

De la même manière on obtient pour le poteau d'angle :

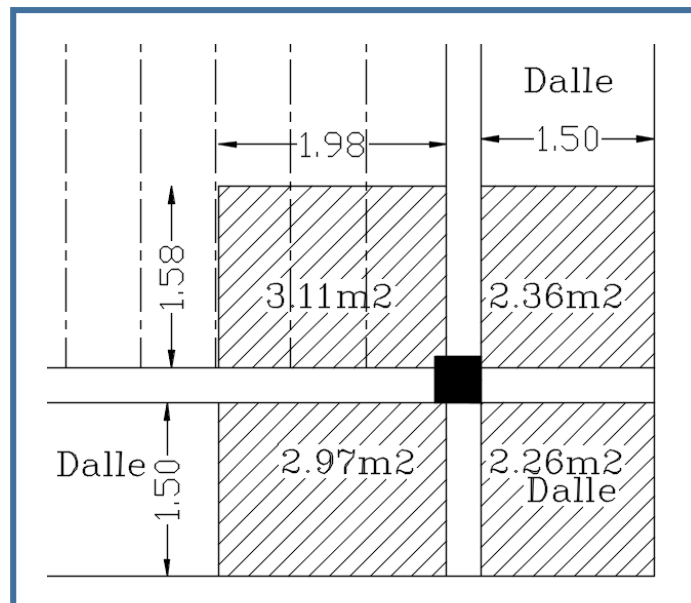


Figure II.7 : La surface reprise par le poteau d'angle.

Corps creux S1 = 3.11m².

Dalle pleine S2 = 7.59m².

Poids du plancher terrasse corps creux :	$G \times S1 = 6,39 \times 3,11 = 19.87 \text{ KN}$
Poids du plancher terrasse Dalle :	$G \times S2 = 7,29 \times 7,59 = 55.33 \text{ KN}$
Poids de l'acrotère :	$G \times L = 3.86 \times 2,00 = 7.72 \text{ KN}$
Poids du plancher étage courant corps creux :	$G \times S1 = 5,39 \times 3,11 = 16.76 \text{ KN}$
Poids du plancher étage courant Dalle :	$G \times S2 = 6,29 \times 7,59 = 47.74 \text{ KN}$
Poids du plancher RDC :	$G \times S = 6,31 \times 3,11 = 19.62 \text{ KN}$
Poids de la poutre principal :	$L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3.78 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 12,76 \text{ KN}$
Poids de la poutre secondaire :	$L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 3,38 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 10.14 \text{ KN}$
Poids du poteau étage courant :	$h_p \times a \times b \times \rho_b = 3,30 \times 0,4^2 \times 25 = 13,2 \text{ KN}$
Poids du poteau RDC :	$h_p \times a \times b \times \rho_b = 4,55 \times 0,4^2 \times 25 = 18,2 \text{ KN}$

Tableau II.10 : Descente de charge du poteau d'angle.

choix et vérification des sections des poteaux d'angle								
NIV	G tot (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix (cm)
Terrasse	119,02	6,62	170,61	187,67	99,76	11,99	//	//
NIV8	219,62	16,55	321,31	353,44	187,89	15,71	30x30	30
NIV7	320,22	25,49	470,53	517,59	275,14	18,59	30x30	30
NIV6	420,82	33,43	618,25	680,08	361,52	21,01	30x30	30
NIV5	521,42	40,38	764,49	840,94	447,03	23,14	30x30	30
NIV4	622,02	46,34	909,24	1000,16	531,67	25,06	30x30	30
NIV3	722,62	51,31	1052,50	1157,75	615,45	26,81	30x30	30
NIV2	823,22	56,25	1195,72	1315,29	699,19	28,44	30x30	30
NIV1	923,82	61,27	1339,06	1472,97	783,01	29,98	30x30	35
RDC	972,64	81,57	1435,42	1578,96	839,36	30,97	30x30	35

II.10 Conclusion :

Après avoir pré dimensionné les différents éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles, ...) selon les règlements en vigueur, les sections suivantes sont adoptées pour le projet et seront utilisées pour modéliser la structure pour les chapitres suivants.

- Plancher : 16 + 4 cm
- Dalle pleine : 15cm
- Poutres porteuses : 30 x 45 cm²
- Poutres secondaires : 30 x 40 cm²
- Voiles : 20 cm
- Pour les poteaux le tableau suivant résume les sections adoptées :

Niveau	Section des poteaux adoptés (cm)
NIVEAU 8	30x30
NIVEAU 7	30x30
NIVEAU 6	35x35
NIVEAU 5	35x35
NIVEAU 4	35x35
NIVEAU 3	40x40
NIVEAU 2	40x40
NIVEAU 1	40x40
RDC	45x45

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : Elément principaux qui contribue aux contreventements directs, et élément secondaire qui ne contribuent pas directement au contreventement.

L'objectif de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires tel que : les différents planchers, escaliers, acrotère, balcon...

III.2. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, elle sera soumise à son poids propre et une poussée latérale de 1 KN/ml, due à la main courante.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur au niveau de la section dangereuse à l'endroit de l'encastrement.

- Largeur : $l = 1,00$ m
- Hauteur : $h = 0,60$ m
- Epaisseur : $e = 0,10$ m

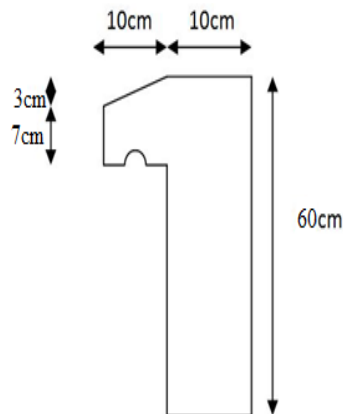


Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

III.2.1. Evaluation des charges :

a) - Charges permanentes

- Surface de l'acrotère : $S = \{(0.6 \times 0.1) + (1/2 \times 0.1 \times 0.03) + (0.07 \times 0.1)\} = 0.069 \text{ m}^2$.
- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_b \times S = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN}$
- Revêtement par du mortier ($e=1.5\text{cm}$; $\rho=18\text{KN/m}^3$).

$$G = \rho_{ci} \cdot e \cdot P_{cme} = 18 \times 0,015 \times (60 + 50) \cdot 10^{-2} = 0,297 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{G_T = 2.02 \text{ KN/ml}}$$

b) - Charge d'exploitation

On prend en considération l'effet de la main courante, donc : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$.

- L'action des forces horizontales (F_p)

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau [4-1] de l'RPA, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{zone III} \\ \text{groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,25$$

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau [6-1] de l'RPA [C_p=0,8].

W_p : Poids de l'acrotère =2,02KN.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,02 = 1,61 \text{ KN.}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,61 \text{ KN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = 1,61 \text{ KN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2,02 \text{ KN/ml et } Q_u = 1,61 \text{ KN/ml}$$

III.2.2. Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U:

$$N_u = 1,35G = 2,73 \text{ KN}$$

$$M_u = Q_u \cdot h = 1,61 \times 0,60 = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$T_u = Q_u = 1,61 \text{ KN}$$

E.L.S:

$$N_{ser} = 2,02 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 1,0 \times 0,6 = 0,60 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q = 1,0 \text{ KN}$$

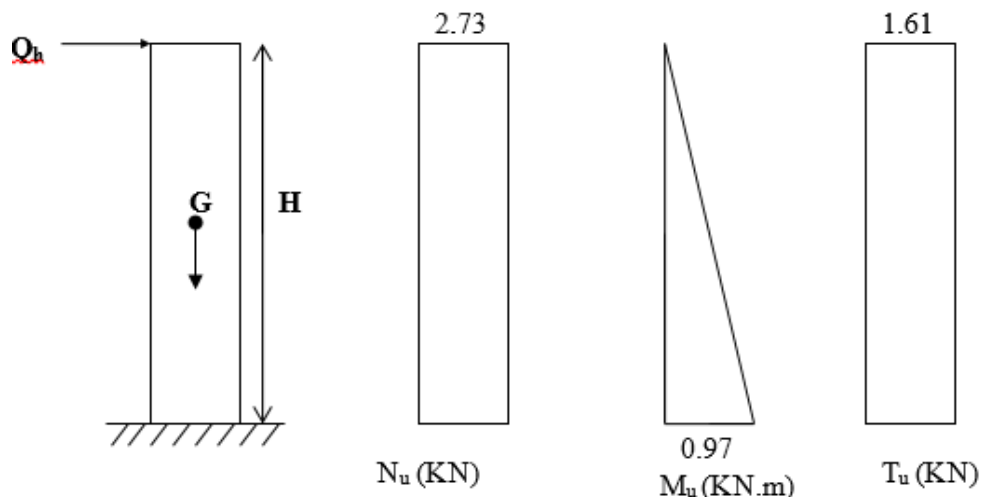


Figure III.2 : Diagrammes des efforts à l'ELU.

III.2.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donnée par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section rectangulaire avec :

$h = 10\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $f_{c28} = 30\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 18\text{MPa}$; $c = c' = 2\text{cm}$; $d = 8\text{cm}$; $f_e = 500\text{MPa}$

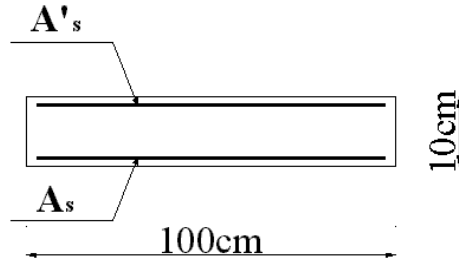


Figure III.3 : Coupe acrotère.

- Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,97}{2,73} = 35,53 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

- Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 0,97 + 2,73 \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 1,05 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,00965$$

$\mu < \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,96 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,00965 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 30,32 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 24,05 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc:} \quad \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,24 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.2.4. Vérification de la section d'acier :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

On a :

$f_{t28} = 2,4\text{MPa}$; $f_e E500$; $b = 100\text{cm}$; $d = 8\text{ cm}$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \{ 1\text{cm}^2; 0,88\text{cm}^2 \} = 1\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour 4T8=2,01 cm²

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{ cm}$

- Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{2} \geq A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow$$

$$1\text{ cm}^2 \geq A_s \geq 0.50\text{ cm}^2$$

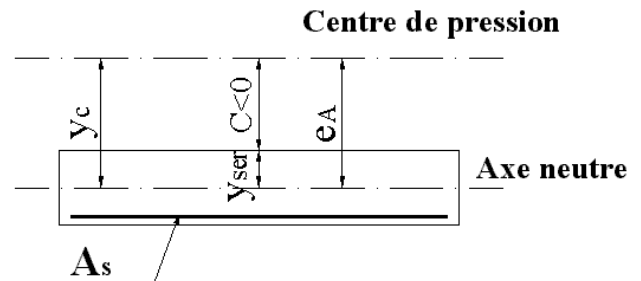
On choisit 3T8 par face $A_s = 1,50\text{ cm}^2$

III.2.5. Vérification a L'E.L. S :

a- Détermination de l'axe neutre :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 29,7\text{ cm}$$



On a :

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

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée. $C = d - e_A$

Avec : $e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 32,7\text{cm} \Rightarrow C = -24,7\text{cm} (c < 0)$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivant :

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

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

Avec :

$$n = 15; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -4684.99 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 118715,33 \end{cases}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -1,52.10^{10}$$

$$\cos \phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \Rightarrow \phi = 164.12^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 79,04$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -78.70\text{cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 45.66\text{cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 33.04\text{cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 45.66\text{cm}$

Car : $0 < y_{\text{ser}} = y_c + c < d$

$$0 < y_{\text{ser}} = 45.66 - 39.55 = 6.11 \text{ cm} < 8\text{cm}$$

Donc : $\begin{cases} y_{\text{ser}} = 6,11\text{cm} \\ y_c = 45.66\text{cm} \end{cases}$

b- Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{\text{ser}}^3 + n[A_s(d - y_{\text{ser}})^2 + A'_s(y_{\text{ser}} - c')^2] = 7678,85\text{cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

c- Vérification des contraintes

c.1. Contrainte du béton :

$$\sigma_{\text{bc}} = \left(\frac{N_{\text{ser}}}{I} y_c\right) y_{\text{ser}} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = \left(\frac{2,02.10^3 \times 45,66.10}{7678,85.10^4}\right) \times 6,11 = 0,012\text{MPa} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 18\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

c.2. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{\text{ser}}}{I} y_c\right) (d - y_{\text{ser}}) \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{\text{ser}}}{I} y_c\right) (y_{\text{ser}} - c') \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 250 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{2,02.10^3}{7678,85.10^4} \times 45,66.10\right) (8 - 6.11). 10 = 3,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

= 250 MPa. **vérifiée**

$$\sigma'_s = 15 \left(\frac{2,02.10^3}{7678,85.10^4} \times 45,66.10\right) (6.11 - 2)10 = 7,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

= 250 MPa. **vérifiée**

III.2.6. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1,61.10^3}{80.10^3} = 0,020 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

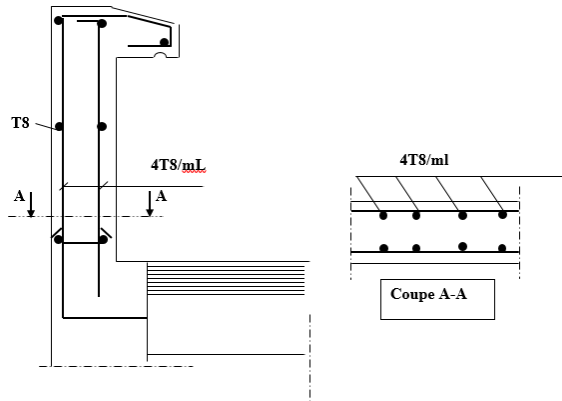


Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.

III.3. Etude des balcons :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est réalisé en dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection ; il est assimilé à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le balcon est soumis à :

- Son poids propre.
- Une charge d'exploitation.
- Une Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.
- Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes :

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique **e ≥ 12cm**
- Sécurité en matière d'incendie **e = 11cm** pour 2 heures de coup feu.

Donc on adopte **e = 16cm.**

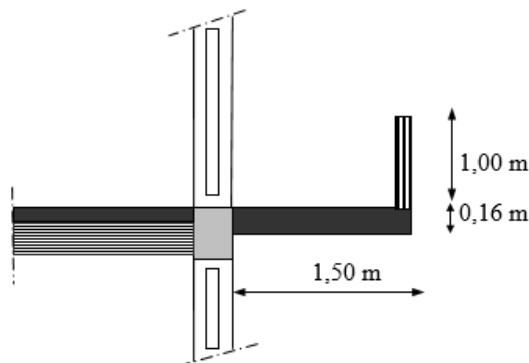


Figure III.5 :Dimension du balcon.

Remarque :

Le ferrailage du balcon sera calculé sur le balcon de la plus grande portée qui est de **1,50m**

III.3.1. Evaluation des charges**1- Charges permanentes et charges d'exploitation (G, Q)**

Pour une bande de 1 m :

Charge permanente :

$$G \times 1m = 5,7 \times 1 = 5,7 \text{ KN/m}$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,94 \text{ KN/m.}$$

2- Charge concentrée F :

Le balcon supporte la charge d'un mur en briques creuses de 1m de hauteur

Poids propre du mur en brique creuses :

$$F = (0,36 \times 2) + 0,90 = 1,62 \text{ KN.}$$

$$D'où F_u = 1,35F = 2,19 \text{ KN}$$

3- Moment dû à la main courante (M_{mc}):

$$M_{mc} = Q \times h = 1 \times 1 = 1 \text{ kN} \rightarrow M^U_{m_c} = 1,50 \text{ KN.m}$$

4- Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:

$$M_{\max} = -\frac{Q_u \cdot l^2}{2} - F_u \cdot l - M^U_{m_c} = -19,34 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u \cdot l + F_u = 21,6 \text{ KN.}$$

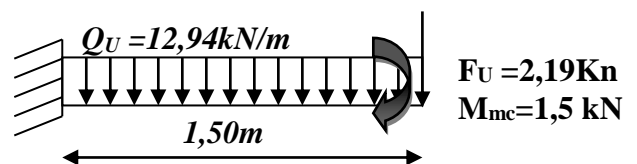


Figure III.6 : Schéma statique du balcon.

III.3.2. Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 x 16) cm².

Données :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; f_{bc} = 18 \text{ MPa} ; d = 14,4 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_1 = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1)$$

$$\mu_1 = 0.376$$

$$\mu_R = 0.186$$

Tableau III.1 : Ferrailage du balcon.

Mu (KN.m)	μ	μ < μ _R	As' (cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	le choix	As (cm ²)	esp (cm)
19,34	0,0444	OUI	0	0,057	15,64	2,84	5T10	3,93	20

$$S_t \leq \min \begin{cases} (33\text{cm et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22\text{cm et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$33 \text{ cm} \begin{cases} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Espacement vérifié}$$

Armatures de répartitions :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{A_s}{2}, 0,98 \leq A_{rep} \leq 1,97 \text{ On prend } 5T8 = 2,5 \text{ cm}^2$$

III.3.3. Vérifications :

a- Condition de non fragilité

$$A_s \min = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times (2,4/500)$$

$$A_s \min = 1,59 \text{ cm}^2$$

Alors : A_s choisie = $3,93 \text{ cm}^2 > A_s \min = 1,59 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b- Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u^{\max} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{21,6 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa.}$$

Alors : $\tau_u^{\max} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

c- Vérification vis-à-vis de l'ELS

c.1 Vérification des contraintes :

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec : $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e); 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

Avec : $\begin{cases} n = 15 \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{cases}$

Y : est calculé à partir de l'équation : $b/2 * y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$

I : est calculé à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Vérification des contraintes.

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
9,2	3,93	3,57	8420	3,90	vérifié	17,74	OK

C.2. Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{100} = 0,15 > 0,0625$ vérifié
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 14,4} = 0,0027 \leq 0,0084$ vérifié
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow \frac{15}{100} = 0,15 \geq 0,1$ vérifié

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

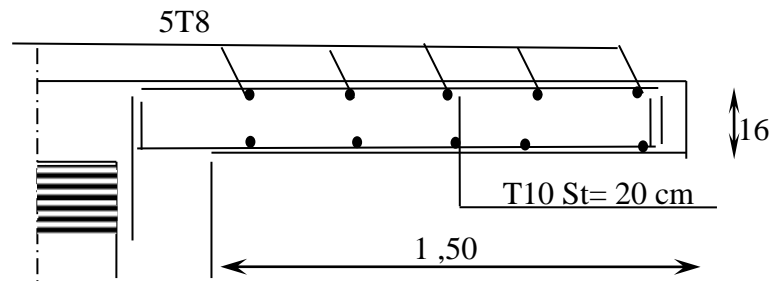


Figure III.7 : Ferrailage de balcon.

Remarque :

Le balcon est ferrailé par une double nappe d'armatures pour reprendre un éventuel soulèvement lors d'un séisme

III.4 Escaliers :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant la liaison de deux différents niveaux d'une construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la volée viendra s'appuyer sur les paliers.

III.4.1- Escalier du RDC à trois volées :

Le calcul s'effectue comme celui de l'étage courant ; avec en plus la volée de départ.

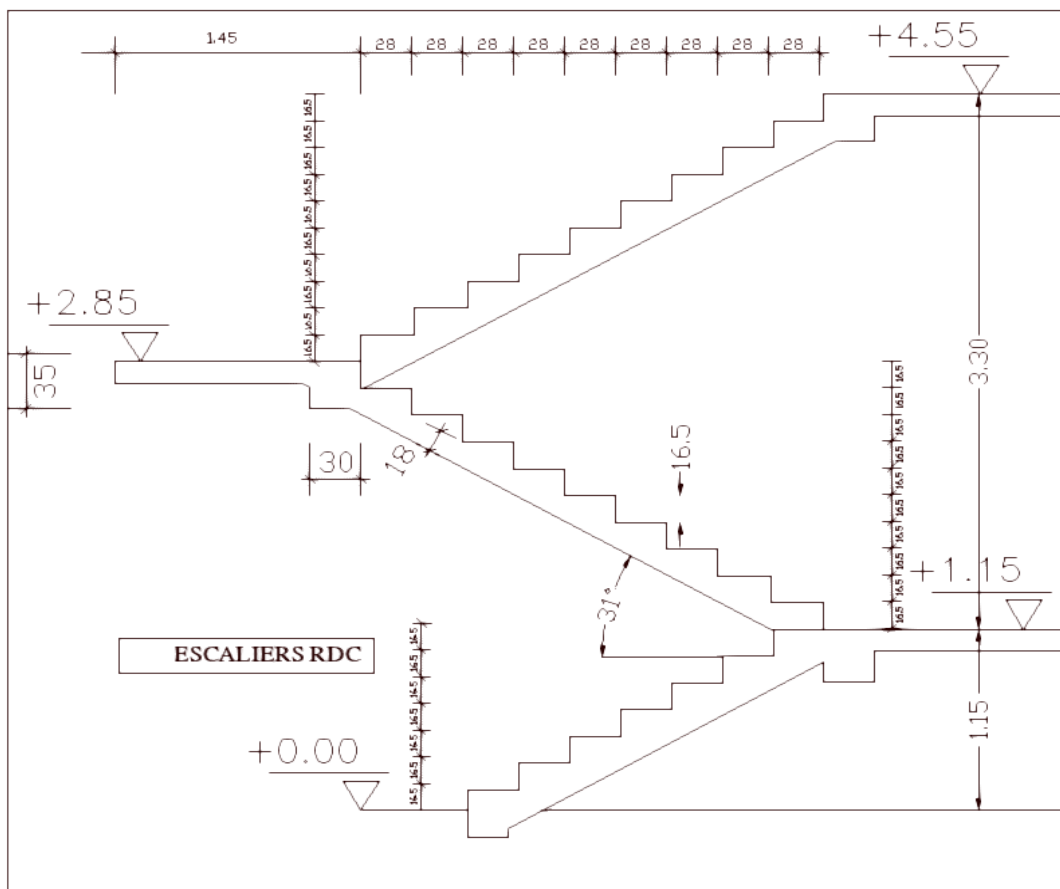


Figure III.8 : Schéma statique de l'escalier du RDC

a/ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

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

Avec : $L = 1.45 + 2.52 = 3.97m$; Donc : $13.23cm < e < 19.85cm$

On prend donc l'épaisseur $e=18$ cm

Le palier et la volée auront la même épaisseur $e = 18$ cm.

b/ Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg}(\alpha) = H/L = 1.65/2.52 = 0.65 \Rightarrow \alpha = 31^\circ$$

c/ Evaluation des charges :

c.1 Palier :

Charges permanentes :

- Poids propre de palier : $25 \times 0.18 = 4.50 \text{ KN/m}^2$.
- Poids propre des revêtements :
- Couche de sable (2cm) $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose (2cm) $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- Carrelage (2cm) $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- Enduit plâtre (2cm) $10 \times 0,02 = 0,20 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow G_P = 4.50 + 1.52 = 6.02 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation : $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

c.2 Volée :

Charges permanentes :

- Poids propre de la volée : $(25 \times 0.18) / \cos 31 = 5.25 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la marche : $(\rho \times h) / 2 = (25 \times 0.165) / 2 = 2.06 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre des revêtements : 1.52 KN/m^2
- Poids du garde-corps : 0.60 KN/ml (d'après le D.T.R)

$$\Rightarrow G_V = 9.43 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation : $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

d/ Combinaison des charges :

Le chargement de l'escalier pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III. 3 : Chargement sur l'escalier

Combinaison	Volée	Palier
q_u (E.L.U) KN.m^2	16,48	11,88
q_s (E.L.S) KN.m^2	11,93	8,52

III.4.1.1 Calcul des armatures :

Le ferrailage longitudinal se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{bc} = 17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,40 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 16,2 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 500 \text{ MPa}.$$

a/ armatures longitudinales

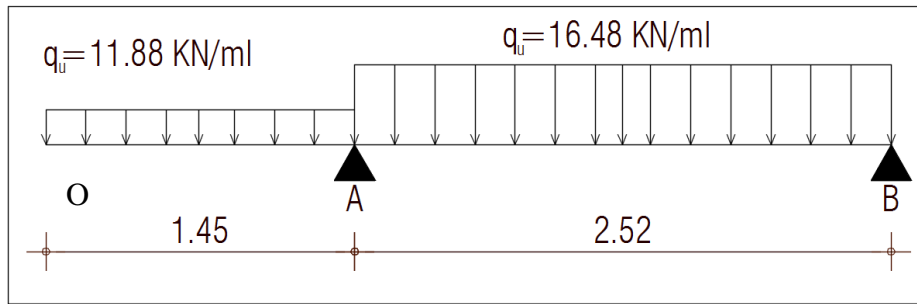


Figure III-9 : schéma statique de l'escalier

- Les réactions :

$$\sum \vec{M}_{F/A} = \vec{0} \Leftrightarrow \left(11,88 \times \frac{1,45^2}{2}\right) - \left(16,48 \times \frac{2,52^2}{2}\right) + R_B \times 2,52 = 0 \rightarrow R_B = \underline{\underline{15,81}} \text{ KN.}$$

$$\sum \vec{M}_{F/B} = \vec{0} \Leftrightarrow$$

$$\left(16,48 \times \frac{2,52^2}{2}\right) + (11,88 \times 1,45 \times 3,245) - 2,52 R_A = 0 \rightarrow R_A = \underline{\underline{42,95}} \text{ KN}$$

Pour vérifier le calcul

$$\sum \vec{F}_y = \vec{0} \Leftrightarrow 11,88 \times 1,45 + 2,52 \times 16,48 = R_A + R_B = \underline{\underline{58,76}} \text{ KN.}$$

Détermination des moments fléchissant et les efforts tranchants par la méthode des sections

Tronçons [OA] : $0 \leq x \leq 1,45[m]$

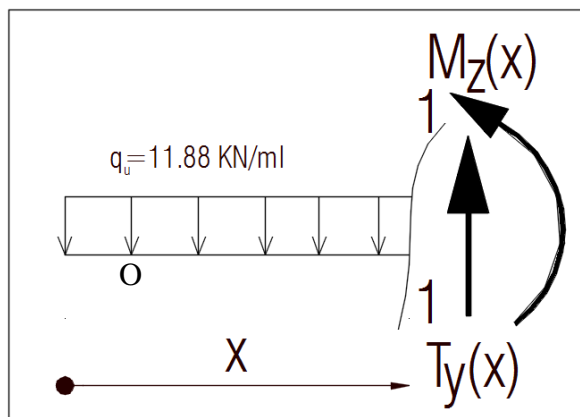


Figure III-10 – Tronçon (O-A)

- Le moment fléchissant :

$$\sum \vec{M}_{F/11} = \vec{0} \Leftrightarrow$$

$$M_z(x) = -11,88 \frac{x^2}{2} \Leftrightarrow$$

$$M_z(x) = -5,94 x^2$$

$$M_z(0) = 0$$

$$M_z(1,45) = 12,49 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T_y(x) = \frac{dM_z(x)}{dx} \Leftrightarrow$$

$$T_y(x) = -11,88 x$$

$$T_y(0) = 0 \text{ KN}$$

$$T_y(1,45) = 17,23 \text{ KN}$$

Tronçons [AB] : $0 \leq x \leq 2,52$ [m]

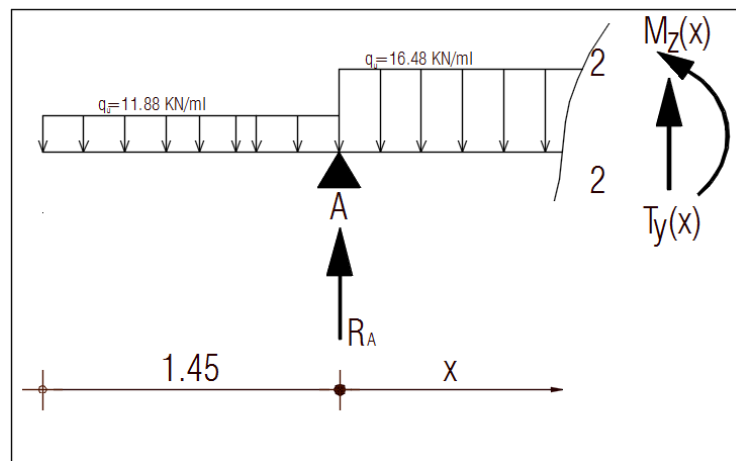


Figure III-11 : le tronçon (A-B)

- **Le moment fléchissant :**

$$\sum \vec{M}_{F/2,2} = \vec{0} \Leftrightarrow M_z(x) = 11,88 \times 1,45 \times \left(\frac{1,45}{2} + x \right) - 42,95x + 16,48 \frac{x^2}{2} \Leftrightarrow$$

$$M_z(0) = 12,49 \text{ KN.m}$$

$$M_z(2,52) = 0 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T_y(x) = \frac{dM_z(x)}{dx} \Leftrightarrow$$

$$T_y(x) = 17,23 - 42,95 + 16,48x = 16,48x - 25,72$$

$$T_y(0) = -25,72 \text{ KN}$$

$$T_y(2,52) = 15,81 \text{ KN}$$

On a :

$$T_y(0) \times T_y(2.52) < 0 \Rightarrow \text{Il y a une concavité} \Rightarrow T_y(x) = \frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow$$

$$x = \frac{25.72}{16,48} \approx 1,56m$$

$$M_z(1,56) = M_{z_{max}} = 7,59KN.m$$

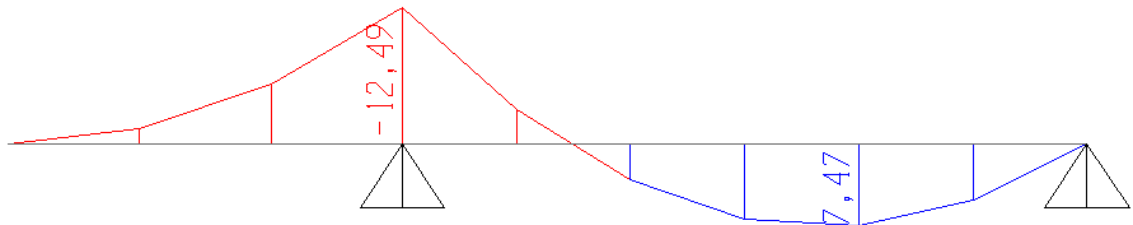


Figure III-12 Résultats des Moments trouvé avec SAP2000

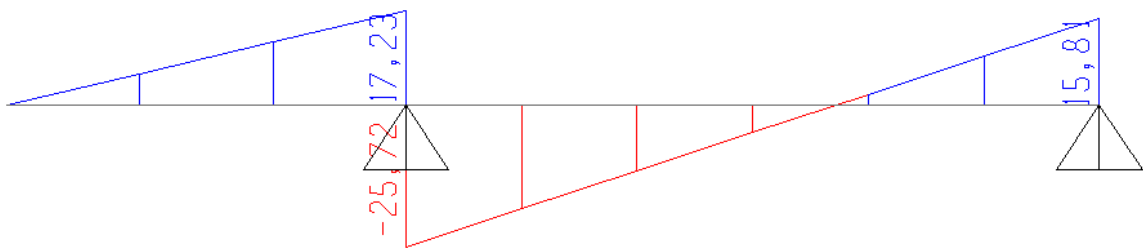


Figure III-13 Résultats des Efforts Tranchants trouvé avec SAP2000

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) ;

Tel que : b=100cm ; h=18cm

Les résultats de ferrillages d'escalier sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : ferrillage des escaliers

	M _U [KN.m]	μ	A	Z [mm]	As' [cm ²]	As [cm ²]	As ^{choisie} [cm ²]
Travées	7.59	0,0170	0,0215	161	0	1.36	7T10(5,50)
Appui	12.49	0,0280	0,0355	160	0	2,25	7T10(5,50)

Espacements :

- En travée : $esp \leq \frac{100}{10} = 10 \text{ cm.}$ On prend : esp=10cm
- Sur appui : $esp \leq \frac{100}{10} = 10 \text{ cm.}$ On prend : esp= 10 cm

III 4.1.2 Vérifications :

a- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s > 1.79 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A_s = 5.50\text{cm}^2 > A_{s\min} = 1.79 \text{ cm}^2$. Ok

Sur appui : $A_s = 5.50\text{cm}^2 > A_{s\min} = 1.79 \text{ cm}^2$. Ok

b- Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = 3\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau = 25.72 \times 10^3 / (1000 \times 162) = 0.16\text{MPa} < \tau_u = 3\text{MPa} \quad \text{Ok}$$

c- Vérification des armatures transversales :

$$\tau = 0.16\text{MPa} < 0.05f_{c28} = 1.5\text{MPa} \quad \text{Ok}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Cependant par mesure de sécurité et pour faciliter la mise en œuvre on ajoutera des armatures T10.

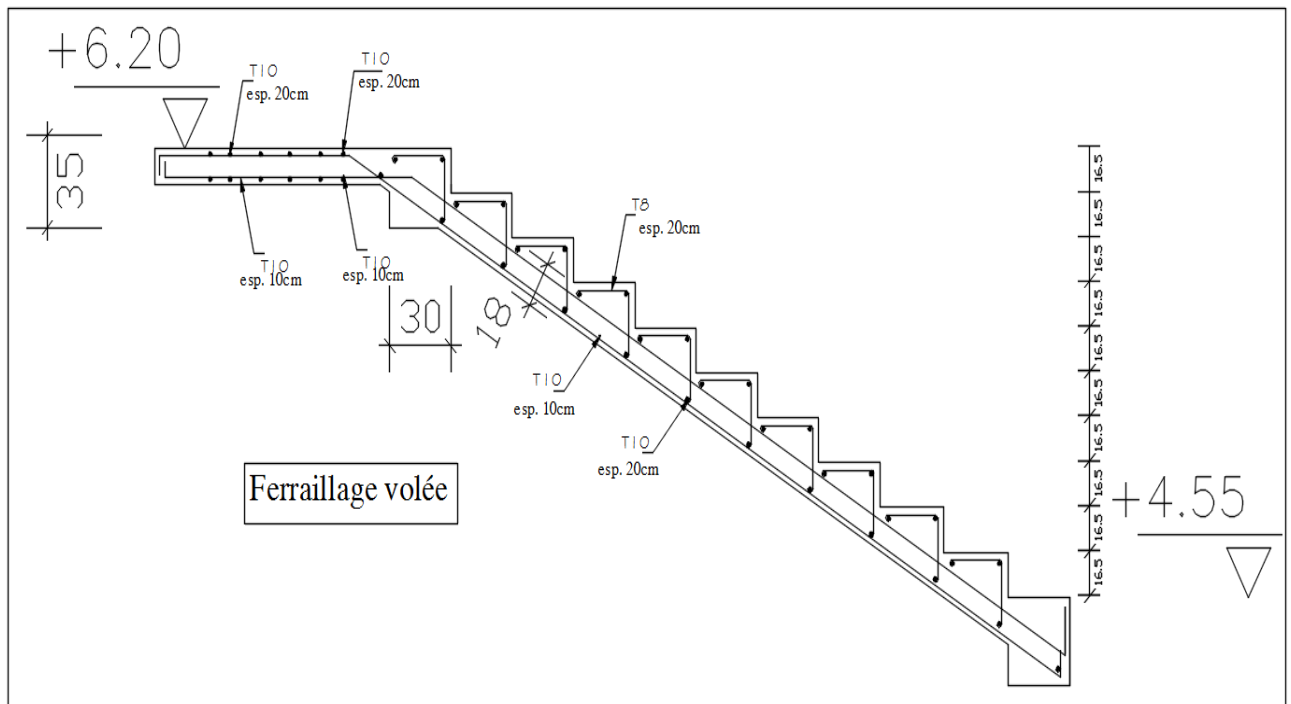


Figure III.14 : Ferrailage escalier.

III.5 Etude des plancher :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure ; ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs ; ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

III.5.1 Dalle en corps creux :

Le calcul des dalles en corps creux se fera sur les différents niveaux :

- Plancher terrasse.
- Plancher étage courant (habitation)

III.5.1.1 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles de notre structure sont préfabriquées, le calcul se fera en deux étapes, avant et après le coulage de la dalle de compression.

a/ 1^{er} phase : Avant le coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

La portée à prendre en compte dans le cas où les poutrelles reposent sur des poutres est mesurée entre nus des appuis. (BAEL 91 article: B.6.1, 1).

a.1 Charges

- poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
 - poids propre du corps creux (20 cm) : $0.65 \times 0.95 = 0.617 \text{ KN/ml}$
 - surcharge due à l'ouvrier : 1 KN/ml
- $G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$
 $Q = 1 \text{ KN/ml}$

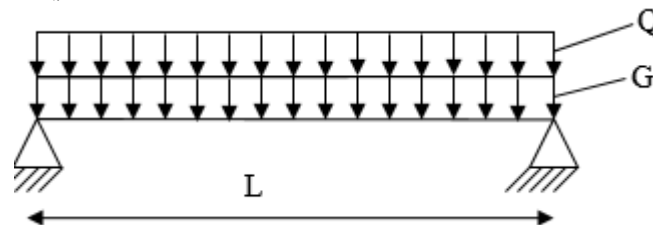


Figure III.15 : Schéma statique d'une poutrelle isostatique.

a.2 Le moment fléchissant : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1.00 = 2.50 \text{ KN/ml}$.

$$M_0 = q_u \times L^2 / 8 = 2.50 \times 4.50^2 / 8 = 6.33 \text{ KN.m.}$$

a.3 Effort tranchant : $T_u = q_u \times L / 2 = 2.50 \times 4.50 / 2 = 5.63 \text{ KN}$

a.4 Calcul de ferrailage :

La poutrelle travaille en flexion simple :

Avec : $b = 12 \text{ cm}$; $d = 3,6 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $c = 2,5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_0}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.33 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

On obtient : $\mu = 2.39 \gg \mu_l = 0.376$

Section armée par des armatures tendus et comprimées, mais vue la faible hauteur de la poutrelle pour placer les armatures de compression, on doit prévoir un système d'étaieement placé sous les poutrelles préfabriquées avant le coulage avec des espacements de 80cm.

b/ 2^{ème} phase : Après le coulage de la dalle de compression :

Le calcul se fera après coulage de la dalle de compression en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis et supportant :

- Son poids propre
- Une partie du corps creux
- Charges d'exploitations

On a 3 types de poutrelles à étudier :

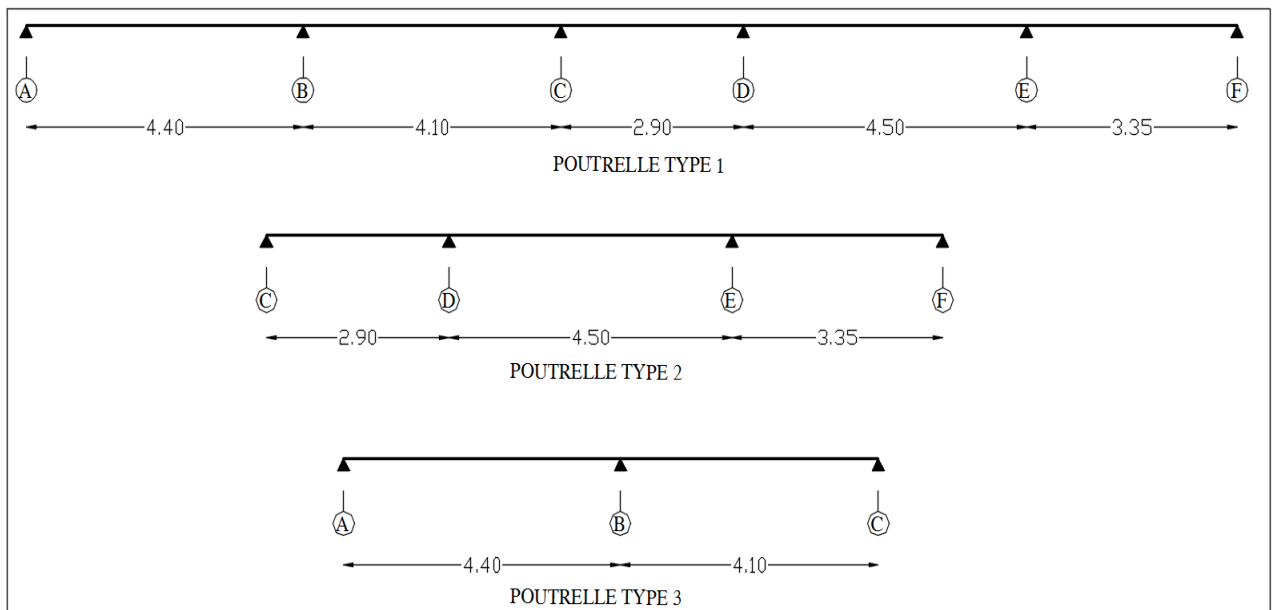


Figure III.16 Types de poutrelles.

Nous présenterons ci-dessous les différentes étapes de calcul pour le type 1 du plancher terrasse.

b.1 Détermination des charges revenant au plancher terrasse:

$$G = 6,39 \text{ KN/m}^2.$$

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

À l'ELU :

$$q_u = 1,35 \cdot (6,39) + 1,5 \cdot (1) = 10,13 \text{ KN/m}^2$$

À l'ELS :

$$q_{se} = 6,39 + 1 = 7,39 \text{ KN/m}^2$$

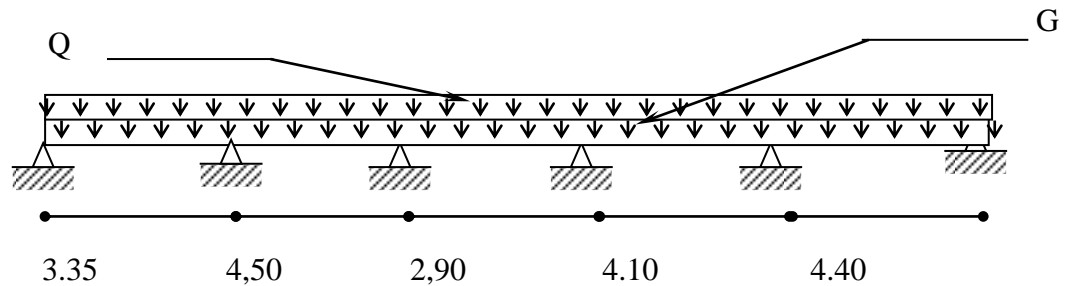


Figure III. 17 : schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées.
III.5.1.1.1 Détermination des efforts internes :

La méthode forfaitaire est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

1. $Q \leq (2.G, 500\text{N/m}^2)$
2. Inertie constante
3. Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{l_x}{l_{x+1}} \leq 1,25$$

4. Fissuration non préjudiciable

Dans notre cas la 3^{ème} et la 4^{ème} condition ne sont pas vérifiées, par conséquent on ne peut pas utiliser la méthode forfaitaire.

Poutres continue : Méthode de Caquot :

Principe de la méthode :

Le calcul des moments et des efforts tranchants s'effectue en assimilant la poutre continue en poutres isostatiques dont les moments M_0 seront multipliés par des coefficients appropriés selon que la travée est de rive ou intermédiaire afin d'obtenir les efforts en travée et en appui.

a) Moment en appui :

- Seules les charges sur les travées voisines de l'appui sont prises en compte
- On adopte des longueurs de portées fictives l' , telles que :
 - $l' = l$ pour les deux travées de rive.
 - $l' = 0,8 l$ pour les travées intermédiaires.
- Théorème des 3 moments appliqué à l'appui considéré :

Cas de charges réparties :

$$M_a = -\frac{p_w l_w'^3 + p_e l_e'^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

b) Moment en travée :

- Utiliser la longueur des portées réelles l (et non plus l').
- Considérer seulement les deux travées adjacentes et le cas de charge le plus défavorable.
- Moment sur appui réduit \longrightarrow moment en travée augmente.

$$M(x) = \mu(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

$\mu(x)$: Moment dans la travée isostatique de référence correspondant au cas de charge étudié

c) Efforts tranchants :

L'effort tranchant, calculé comme l'opposé de la dérivée du moment fléchissant

$$V(x) = -\frac{d\mu(x)}{dx} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Sur l'appui i , les valeurs à gauche et à droite de l'effort tranchant

$$V_{wi} = V_{0w} - \frac{M_{ai} - M_{ai-1}}{l_{i-1}}$$

$$V_{ei} = V_{0e} - \frac{M_{ai+1} - M_{ai}}{l_i}$$

- V_{0w} et V_{0e} sont les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui i des travées isostatiques de référence $i - 1$ et i , respectivement,
- M_{ai-1} , M_{ai} , M_{ai+1} sont les moments sur les appuis $i - 1$, i et $i + 1$, respectivement,
- l_{i-1} et l_i sont les portées des travées $i - 1$ et i , à droite des appuis $i - 1$ et i , respectivement (voir la figure plus loin pour ces notations).

On peut aussi utiliser le logiciel SAP2000 pour obtenir les efforts internes (M, T) dans les travées et les appuis dans les deux cas (à l'ELU ; et à l'ELS).

Poutrelles terrasse :

$q_G = 6,39 \times 0,65 = 4,31 \text{ KN/m}$.

$q_Q = 1 \times 0,65 = 0.65 \text{ KN/m}$.

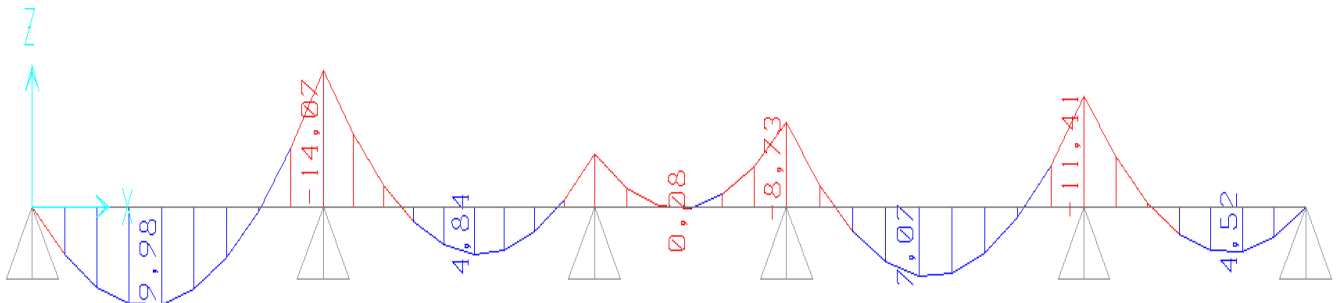


Figure III.18 Moments ELU.

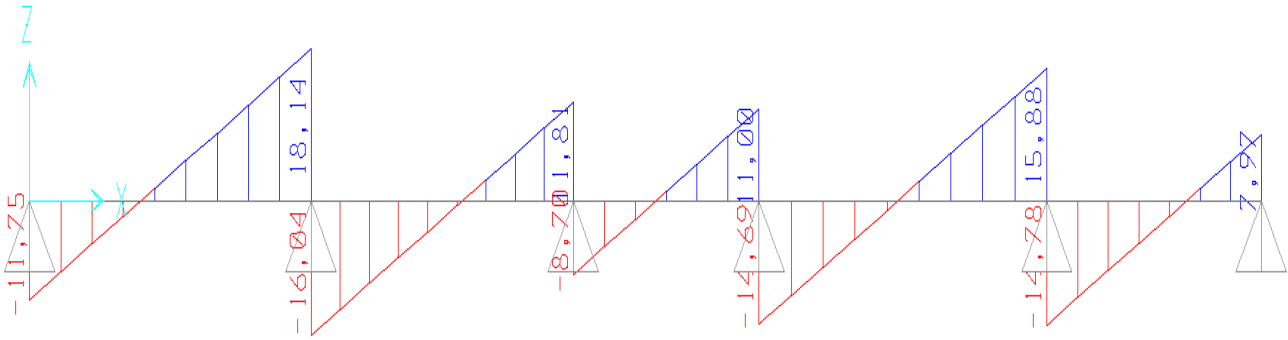


Figure III.19 Efforts Tranchant ELU.

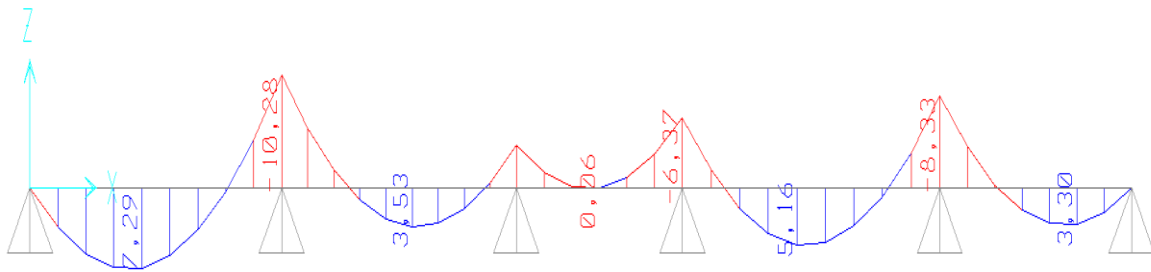


Figure III.20 Moments ELS.

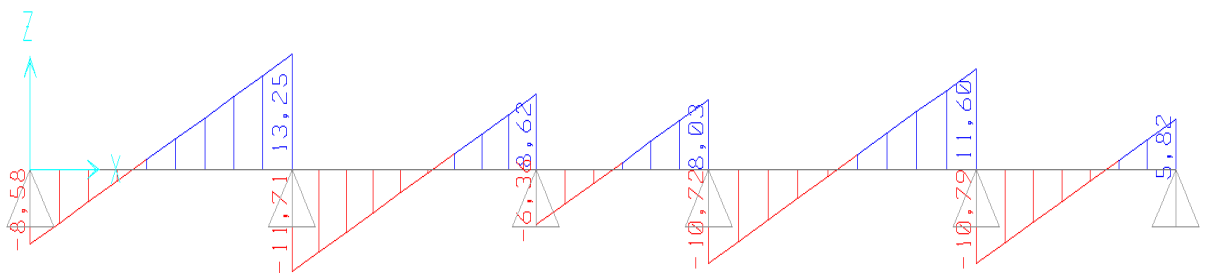


Figure III.21 Efforts Tranchants ELS.

Poutrelles étage courant :

$q_G = 5,39 \times 0,65 = 3,50 \text{KN/m.}$

$q_Q = 1,50 \times 0,65 = 0,98 \text{KN/m.}$

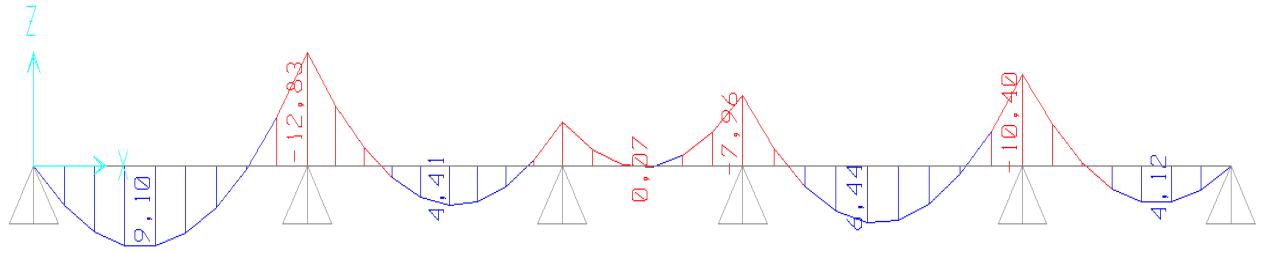


Figure III.22 Moments ELU.

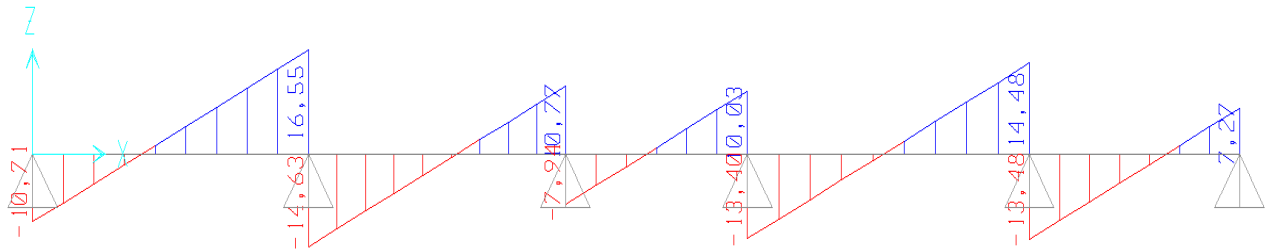


Figure III.23 Efforts Tranchants ELU.

III.5.1.1.2 Ferrailage des poutrelles :

1/ Ferrailage longitudinal des poutrelles de la terrasse :

a. Ferrailage longitudinal en travée :

Le moment repris par la table est donné par :

$$M_{table} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 35,36 \text{KN.m}$$

$$b = 65 \text{cm}, h_0 = 4 \text{cm} ; d = 18 \text{cm}, \sigma_{bc} = 18 \text{MPa}$$

$$M_{tu} = 9,98 \text{KN.m} \Rightarrow M_{ut} < M_{table}$$

L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc le calcul se fera pour une section rectangulaire (bxh)

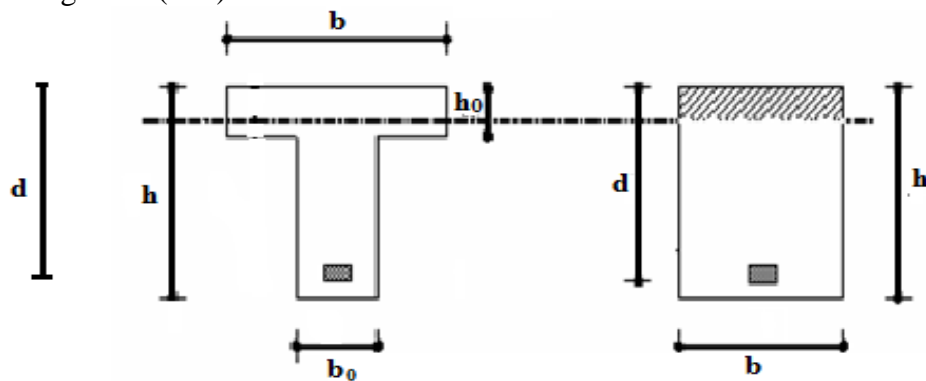


Figure III.24 : Section rectangulaire et section en «Té» en travée.

Tableau III.5 : Section d'armatures longitudinales en travée.

M _U [KN.m]	μ	A's [cm ²]	α	Z [cm]	A _s calculée [cm ²]	A choisi [cm ²]	A _i Adoptée [cm ²]
9.98	0,0278	0	0,03534	17,75	1,29	3T10	2,36

On adopte 3T10 $\Rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2$.

—→ Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.29 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2.$$

b. Ferrailage longitudinal aux appuis :

Moment en travée : M_a = -14,07KN.m

Tableau III.6 : Section d'armatures longitudinales aux appuis.

M _U [KN.m]	μ	A's [cm ²]	α	Z [cm]	A _s calculée [cm ²]	A choisi [cm ²]	A _i Adoptée [cm ²]
-14,07	0,03930	0	0,0501	17,64	1.83	1T10+T14	2,34

On adopte 1T10+1T14 $\Rightarrow A_s = 2,34 \text{ cm}^2$.

—→ Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.29 \text{ cm}^2 < A_s = 2.34 \text{ cm}^2.$$

2/ Ferrailage longitudinal des poutrelles étage courant :

a) Ferrailage longitudinal en travée :

Le moment repris par la table est donné par : $M_{table} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times (d - \frac{h_0}{2}) = 35,36 \text{ KN.m}$

$$b = 65 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}, \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 9.98 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{ut} < M_{table}$$

\Rightarrow L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc le calcul se fera pour une section rectangulaire (bxh)

Tableau III.7 : Section d'armatures longitudinales en travée.

M_U [KN.m]	μ	A'_s [cm ²]	α	Z [cm]	$A_s^{calculée}$ [cm ²]	A^{choisi} [cm ²]	$A_s^{Adoptée}$ [cm ²]
9.98	0,02542	0	0,03219	17,77	1,74	3T10	2,36

On adopte 3T10 $\Rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2$.

→ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.29 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2.$$

b. Ferrailage longitudinal aux appuis :

Moment en travée : $M_a = -12,83 \text{ KN.m}$

Tableau III.8 : Section d'armatures longitudinales aux appuis.

M_U [KN.m]	μ	A'_s [cm ²]	α	Z [cm]	$A_s^{calculée}$ [cm ²]	A^{choisi} [cm ²]	$A_s^{Adoptée}$ [cm ²]
-12,83	0,03584	0	0,04563	17,67	1.67	1T10+T14	2,34

On adopte 1T10+1T14 $\Rightarrow A_s = 2,34 \text{ cm}^2$.

→ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.29 \text{ cm}^2 < A_s = 2.34 \text{ cm}^2.$$

III.5.1.1.3 Vérification vit à vis de l'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

1 - plancher terrasse :

$$T_u^{max} = 18,14 \text{ KN}$$

La vérification du cisaillement se traduit par : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\text{Tel que : } \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (3 ; 4) = 3 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = \frac{18,14 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,84 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3 \text{ MPa. OK}$$

2- plancher courant (habitation) :

$$T_{U \max} = 16,55 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{16,55 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,77 \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3 \text{MPa. OK}$$

- Le ferrailage adopté pour les poutrelles est schématisé ci-dessous

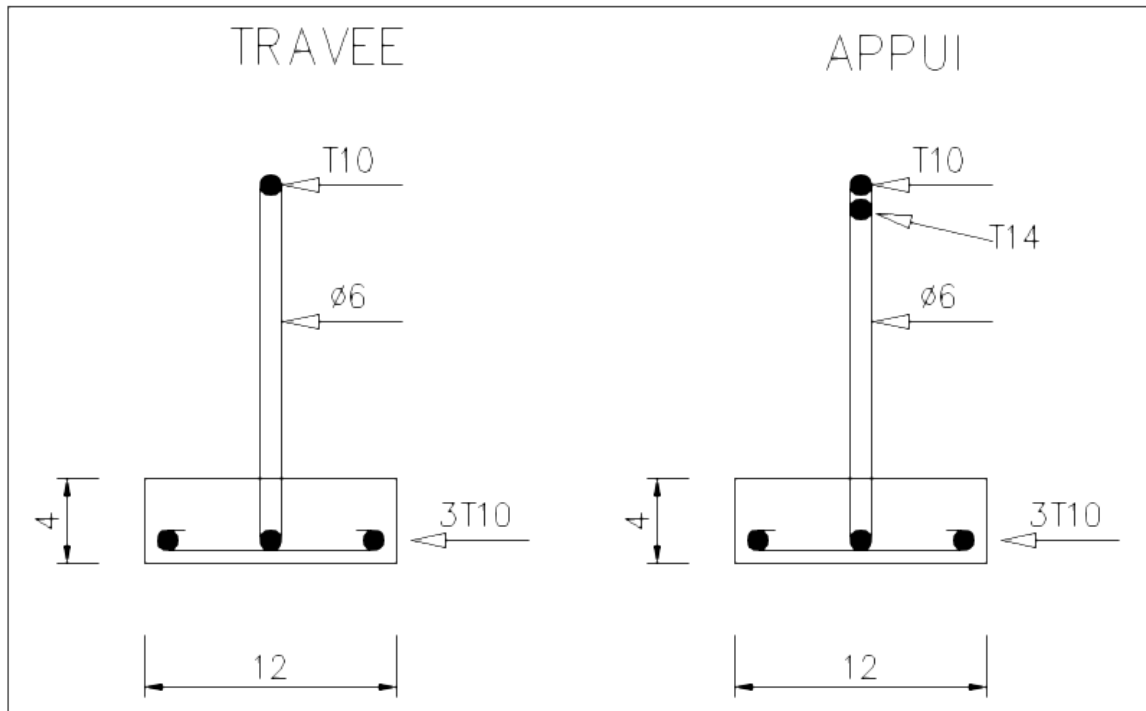


Figure III.25 : Ferrailage des poutrelles sur les différents étages.

III.5.1.2 La dalle de compression :**Ferrailage de la dalle de compression :**

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

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

$$A_2 = A_1/2$$

On a : $L_1 = 65 \text{ cm}$

$f_e = 500 \text{ MPa}$ quadrillage de T.S.520.

$$A_l = 4 \cdot \frac{65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$5\text{T6} \rightarrow A_l = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

Armatures de répartition :

Les armatures de répartition A_r doivent vérifiées :

$$\frac{A_l}{4} \leq A_r \leq \frac{A_l}{2} \quad 0,35 \leq A_r \leq 0,71$$

On prend

$$4\text{T6} \rightarrow A_r = 1,13 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad S_t = 25 \text{ cm}.$$

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

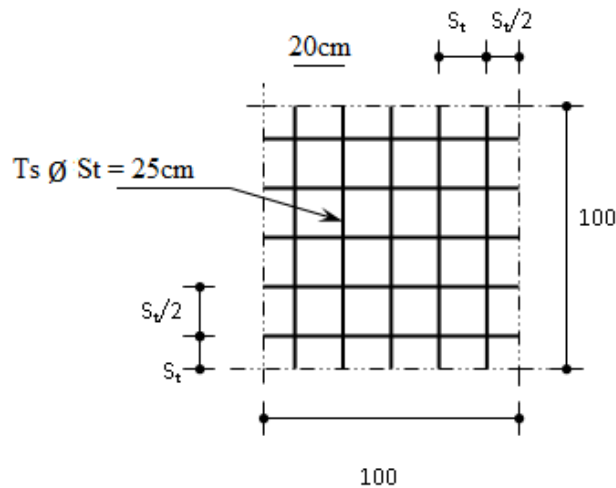


Figure III.26 : Ferrailage de la dalle de compression.

III.6 Conclusion :

En conclusion, ce chapitre a exploré en détail les éléments secondaires de la construction, tels que les planchers, les escaliers, les acrotères et les balcons. Bien qu'ils ne contribuent pas directement au contreventement de la structure, ils jouent un rôle essentiel dans la fonctionnalité, l'esthétique et le confort de l'ouvrage.

Chapitre IV :

Etude dynamique

IV.1 Introduction :

Etant donné l'activité sismique qui peut se produire à n'importe quel moment, provoquant par conséquence, d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

L'objectif principal de la réglementation parasismique est la sauvegarde des vies humaines pour une secousse donnée. La construction peut alors subir des dommages irréparables, mais elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants.

En cas de secousse plus modérée, l'application des règles parasismiques doit permettre de limiter les destructions et, voir, les pertes économiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismiques Algériennes (*RPA99 version 2003*).

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel *ETABS V18.1* qui est un logiciel de calcul de structure.

IV.2 Etude sismique :

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

IV.2.1 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau $i+1$).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds qui sera par la suite divisé en mailles.

- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leurs plans pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (*6 DDL* bloqués).

IV.2.2 Modélisation de masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par les *RPA99 version 2003* avec $(\beta = 0,2)$ pour les bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5 t/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La charge des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier.

IV.3 Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (*RPA99 version 2003*) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations :

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

IV.3.1 La méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

a) Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus de sol et T_K la période du mode K .

b) L'analyse modale :

- **Utilisation des spectres de réponse :**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

- Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérographes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur ($g = 9,81m/s^2$)

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

($T_1 = 0,15 \text{ sec}, T_2 = 0,50 \text{ sec}$)

Q : Facteur de qualité.

IV.4 Résultats de l'analyse dynamique :**Modèle de calcul Initial :**

On a commencé ce chapitre par l'étude d'un modèle initial, les résultats dynamiques indiquent que le comportement modal présente une torsion dans le premier mode qui n'est pas acceptable et également que le déplacement inter étage n'est pas vérifié selon les normes de l'RPA99V2003.

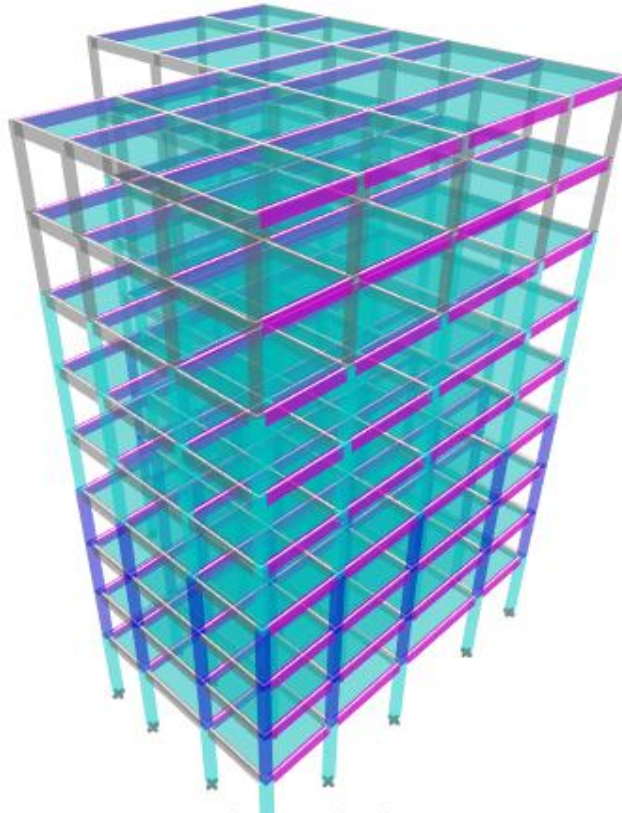


Figure IV.1 : Vue en 3D.

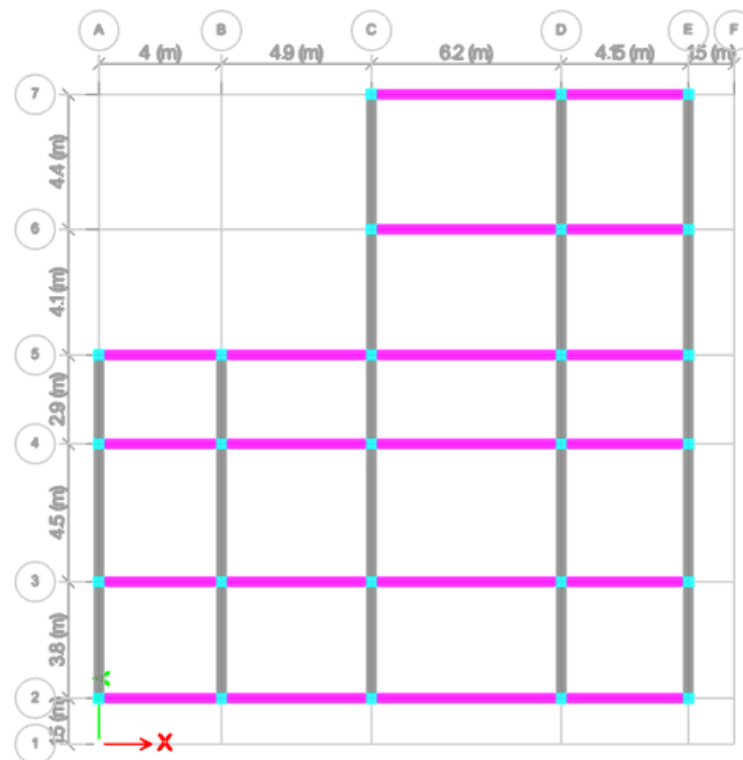


Figure IV.2 : Vue en plan du modèle Initial.

Caractéristiques dynamique propres du modèle Initial :

Tableau IV. 1 : Participation massique du modèle Initial.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	1.396	0.8085	0.0007	0	0.8085	0.0007
Modal	2	1.315	0.0009	0.8131	0	0.8094	0.8139
Modal	3	1.192	0.0051	0.0011	0	0.8145	0.8149
Modal	4	0.498	0.1133	0.0001	0	0.9278	0.8151
Modal	5	0.475	0.0001	0.1149	0	0.928	0.93

PERIODES ET MASSES PARTICIPATIVES $T = 1.39$ s

Pas de torsion au niveau du mode 1 et 2

Pourcentage des masses $> 90\%$ en X et en Y

Etant donné que notre structure se situe en zone III et que la hauteur dépasse les 8 m le RPA exige l'intégration des voiles de contreventement.

Pour notre cas nous présentons ci-après la position des voiles ajoutés au niveau de notre structure.

Les voiles ont les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur = 20cm
- Deux voiles de longueur 6.20m
- Deux voiles de longueur 4.50m
- Un voile de longueur 4.40m

Plusieurs modèles ont été étudiés afin d'obtenir un modèle qui réponde aux exigences de l'RPA, le modèle suivant est le modèle final adopté.

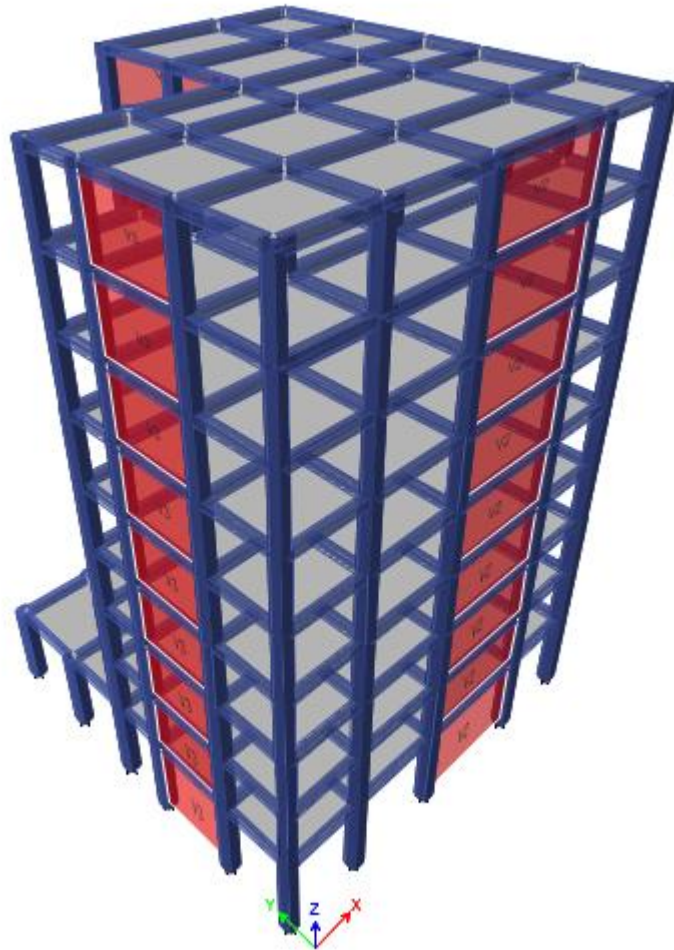


Figure IV.3 : Vue 3D.

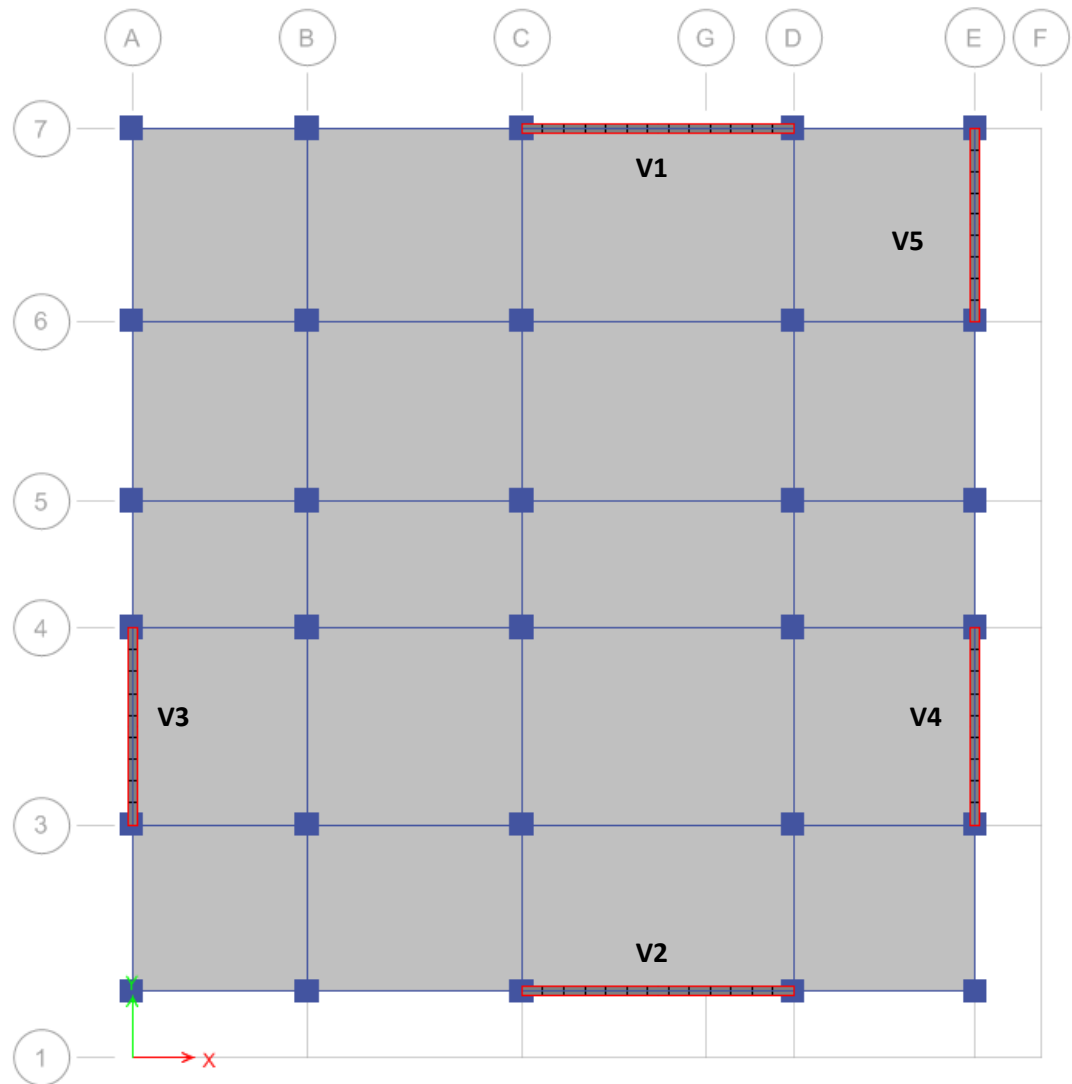


Figure IV.4 : Vue sur disposition des voiles.

Les voiles ont des longueurs de :

$$V1=V2= 6,2\text{m}$$

$$V3=V4= 4,5\text{m}$$

$$V5=4,4\text{m}$$

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

Le tableau suivant nous donne les périodes obtenues :

Tableau IV. 2 : Participation massique du 2^{ème} modèle.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	0,631	2,82E-05	0,6799	2,82E-05	0,6799
Modal	2	0,573	0,6829	0,0001	0,683	0,68
Modal	3	0,401	0,0021	0,0042	0,685	0,6842
Modal	4	0,151	0,0005	0,1937	0,6855	0,8779
Modal	5	0,137	0,2019	0,0007	0,8874	0,8786
Modal	6	0,093	0,0027	0,0012	0,8901	0,8796
Modal	7	0,068	0,0005	0,0703	0,8906	0,9501
Modal	8	0,063	0,0658	0,0007	0,9564	0,9508

PERIODES ET MASSES PARTICIPATIVES $T = 0.63s$

Pas de torsion au niveau du mode 1 et 2

Pourcentage des masses > 90% en X et en Y

IV.5 Les Vérification :

IV.5.1 Vérification de l'effort tranchant à la Base :

- **Estimation de la période de calcul :**
Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left[C_T h_N^{3/4} ; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right]$$

Avec :

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). ($h_N = 30,95 m$)
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. ($C_T = 0,050$)(Tableau 4.6. RPA99)
- D : Dimensions du bâtiment. ($D = \begin{cases} D_x = 19,25 m \\ D_y = 19,70 m \end{cases}$)

$$T = 0,050 \times (30,95)^{3/4} = 0,65 \text{ sec}$$

$$T = \begin{cases} T_{xx'} = 0,09 \times \frac{30,95}{\sqrt{19,25}} = 0,635 \text{ sec} \\ T_{yy'} = 0,09 \times \frac{30,95}{\sqrt{19,70}} = 0,627 \text{ sec} \end{cases}$$

- **Suivant (xx'):** $T_x = \min(0,65 \text{ sec} ; 0,635 \text{ sec}) = 0,635 \text{ sec}$

- *Suivant (yy')* : $T_y = \min(0,65 \text{ sec} ; 0,627 \text{ sec}) = 0,627 \text{ sec}$
 $T_{analytique} = 0.63s$
- *Suivant (xx')* : $T_x = \min(0,65 \text{ sec} ; 0,635 \text{ sec}) = 0,635 \text{ sec}$
 $\rightarrow 1.3T_x = 0.83$
- *Suivant (yy')* : $T_y = \min(0,65 \text{ sec} ; 0,627 \text{ sec}) = 0,627 \text{ sec}$
 $\rightarrow 1.3 T_y = 0.82$

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & \text{si } T_{analytique} \leq T_{empirique} \\ T_{empirique} & \text{si } T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 T_{empirique} \\ 1.3T_{empirique} & \text{si } T_{analytique} \geq 1.3T_{empirique} \end{cases}$$

$$T_{analytique} < T_x \rightarrow T_{calcul} = 0.63s$$

$$T_{analytique} < T_y \rightarrow T_{calcul} = 0.63s$$

❖ **Calcul de la force sismique totale :**

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

R : Coefficient de comportement global de la structure = 3.5

D : Facteur d'amplification dynamique.

W : Poids total de la structure = **29838.80 KN**

Q : Le facteur de qualité de la structure = 1.15.

- **Coefficient d'accélération de zone :**

$$A = 0,25$$

- **Facteur d'amplification dynamique :**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 0,3 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

$$- \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

$$\xi(\%) = 7$$

Tel que :

$$\eta \geq 0,70$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,882$$

- T_1 et T_2 selon la catégorie du site :

$$\text{Catégorie du site : } S_3 \rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

Choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base :

$$D_x = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,63}\right)^{2/3} = 1,89$$

$$D_y = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,63}\right)^{2/3} = 1,89$$

- **Coefficient de comportement global de la structure :** $R = 3.5$
- **Le facteur de qualité de la structure :**

Le facteur de qualité de la structure **Q** est en fonction de :

- Conditions minimal sur les files de contreventement.
- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La qualité du contrôle et l'exécution de la construction.
- La régularité en plan et en élévation.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/ version2003).

Tableau IV. 3 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère q	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2. Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Total	1.15		1.15	

- *Le poids de la structure* : $W = 29838.80 \text{ KN}$

❖ **La résultante des forces sismiques :**

Tableau IV.4 : Récapitulatif des coefficients des résultantes sismiques.

	A	D	Q	R	W (KN)
Sens X	0.25	1,89	1,15	3.5	29838.80
Sens Y		1,89	1,15		

➤ *L'axe xx'* :

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,89 \times 1,15}{3.5} \times 29838.80 \Leftrightarrow V_x = 4632.47 \text{ KN}$$

$$\rightarrow 0.8V_x = \underline{\underline{3705.97\text{KN}}}$$

➤ *L'axe yy'* :

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,89 \times 1,15}{3.5} \times 29838.80 \Leftrightarrow V_y = 4632.47 \text{ KN}$$

$$\rightarrow 0.8V_y = \underline{\underline{3867.11\text{KN}}}$$

- *Les efforts tranchants à la base fournis par l'ordinateur (ETABS) :*

$$V_{x_{ETABS}} = 3671.14 \text{ KN} > 0.8V_x$$

$$V_{y_{ETABS}} = 3356.30 \text{ KN} > 0.8V_y$$

⇒ La condition n'est pas vérifiée donc nous allons multiplier E_x et E_y par les ratios suivants :

$$r_x = 3867.11/3671.14 = 1.05$$

$$r_y = 3867.11/3356.30 = 1.15$$

Tableau IV5 : Résultat des forces sismique.

Output Case	Case Type	Step Type	FX KN	FY KN
Ex	LinRespSpec	Max	3891,2726	171,3436
Ey	LinRespSpec	Max	246,1186	5202,1671

$$V_{x_{ETABS}} = 5891.27 \text{ KN} > 0.8V_x$$

$$V_{y_{ETABS}} = 5202.17 \text{ KN} > 0.8V_y$$

⇒ La condition est vérifiée.

IV.5.2 Vérification des conditions du facteur de comportement R :

Dans nos précédant calculs (modèle initial) on a pris $R=5$, Donc selon le **RPA99/V2003** il faut justifier que Le système est Mixte portiques/voiles avec interaction. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage

On tire l'effort normal que reprend toute la structure à la base de chaque étage avec le logiciel (**ETABS**). Donc :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 39390.237$ (KN).

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 17192.579$ (KN).

$$\frac{P_{voile}}{P_{tot}} \times 100 = 43.65\% \geq 20\%.$$

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc diminue le coefficient de comportement donc il va être $R=3,5$.

IV.5.3 Vérification des déplacements inter-étage :

Le RPA99/v.2003 exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta = R \times \delta_{ek} \text{ (Art 4-19-RPA99/v.2003).}$$

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R: Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ (Art 4 - 20 RPA99/V.2003).}$$

Les déplacements relatifs du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage : $\Delta = \delta_k - \delta_{k-1} < 1.0\%$ hauteur d'étage.

Selon l'axe X-X :

Tableau IV.6 : Les déplacements selon X-X.

Story	Diaphragm	Output Case	UX m	UY m
Story 9	D9	EX	0,021682	0,000291
Story 8	D8	EX	0,018933	0,000238
Story 7	D7	EX	0,016075	0,000193
Story 6	D6	EX	0,013172	0,000153
Story 5	D5	EX	0,010311	0,00012
Story 4	D4	EX	0,007563	9,20E-05
Story 3	D3	EX	0,00505	6,60E-05
Story 2	D2	EX	0,002901	4,40E-05
Story 1	D1	EX	0,00121	2,50E-05

Selon l'axe Y-Y :

Tableau IV.7 : Les déplacements selon Y-Y.

Story	Diaphragm	Output Case	UX m	UY m
Story 9	D9	EY	0,000401	0,035211
Story 8	D8	EY	0,000354	0,030803
Story 7	D7	EY	0,000309	0,026203
Story 6	D6	EY	0,000265	0,021501
Story 5	D5	EY	0,000222	0,016834
Story 4	D4	EY	0,000179	1,23E-02
Story 3	D3	EY	0,000134	8,12E-03
Story 2	D2	EY	9,00E-05	4,65E-03
Story 1	D1	EY	4,00E-05	1,93E-03

Avec : Hauteur d'étage du RDC = 4.55m et Hauteur de l'étage courant 3.30m

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements.

Niveaux	δ_x	δ_y	$\Delta_K^x (mm)$ *R	$\Delta_K^y (mm)$ *R	He/100 (mm)	Observation
8 ^{ème}	//	//	//	//	33	Vérifiée
7 ^{ème}	2.75	4.41	9.63	14.65	33	Vérifiée
6 ^{ème}	3.15	4.05	11.03	17.90	33	Vérifiée
5 ^{ème}	4.72	4.35	16.52	20.40	33	Vérifiée
4 ^{ème}	4.98	5.10	17.43	22.55	33	Vérifiée
3 ^{ème}	4.10	4.23	14.35	23.80	33	Vérifiée
2 ^{ème}	3.78	3.82	13.23	23.05	33	Vérifiée
1 ^{er}	1.93	2.8	6.76	36.70	45.5	Vérifiée

IV.5.4 Vérification de l'effort réduit :

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 7-4-3-1) :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0,3$$

Avec :

- N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : Section du poteau.
- f_{Cj} : Résistance caractéristique du béton à 28jours (30MPa)

Remarque :

- L'effort N_d est tiré du logiciel ETABS pour chaque section du poteau en prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismiques suivantes :

- G + Q + Ex
- 0,8G ± Ex
- G + Q + Ey
- 0,8G ± Ey

- Les poteaux qui sont solidaires aux voiles ne rentrent pas dans cette vérification.
- Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	ϑ	Observation
	<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	<i>aire (cm²)</i>			
RDC	55	55	3025	1634,4075	0,180	Vérifiée
Etage 1	55	55	3025	1433,85	0,158	Vérifiée
Etage 2	55	55	3025	1243,275	0,137	Vérifiée
Etage 3	50	50	2500	877,5	0,117	Vérifiée
Etage 4	50	50	2500	725,25	0,0967	Vérifiée
Etage 5	50	50	2500	576,75	0,0769	Vérifiée
Etage 6	45	45	2025	348,0975	0,0573	Vérifiée
Etage 7	45	45	2025	230,85	0,038	Vérifiée
Etage 8	45	45	2025	206,55	0,034	Vérifiée

✓ **Remarque :**

La condition de l'effort normal réduit est vérifiée.

Les poteaux du RDC, 1er et 2eme étage ont subi une modification et sont devenu 55x55 cm lors des vérifications des conditions dynamiques.

IV.5.5 Vérification de l'effet P-DELTA :

Les effets du 2° ordre ou (effet P- Δ), c'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

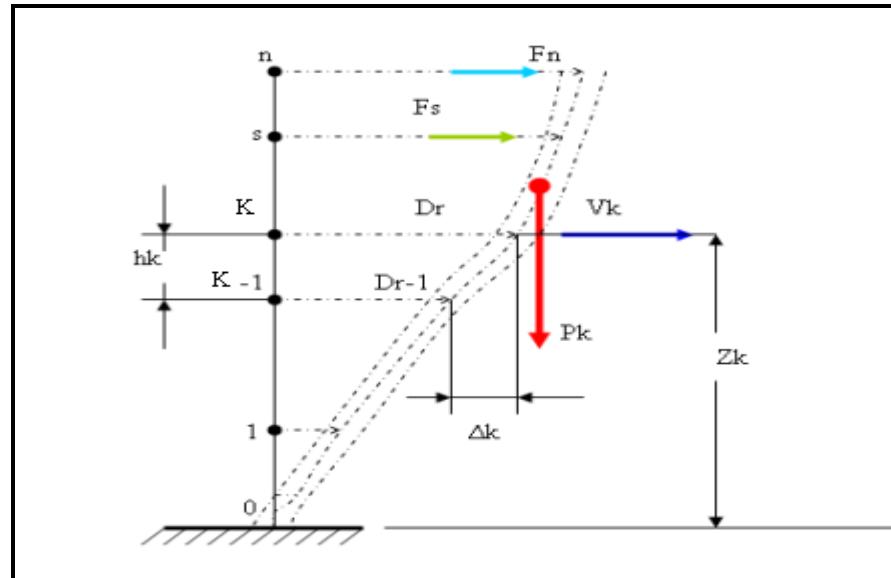


Figure IV.5 : Effet P-delta.

L'effet P-Delta peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

Si $\left\{ \begin{array}{l} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{effet P - Delta peut être négligé.} \\ 0,1 \leq \theta_K \leq 0,2 \Rightarrow \text{amplifiant les effets de l'action sismique par : } \frac{1}{1-\theta_K} \end{array} \right.$

Sinon \Rightarrow la structure est instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau (K) :

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

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau (K).

Δ_K : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau ($K - 1$).

h_K : Hauteur d'étage (K) comme indique-la figure.

- **Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ) :**

Tableau IV 10 : Vérification de l'effet p-Delta.

Niveau x	P [KN]	V_x [KN]	V_y [KN]	Δe_x [cm]	Δe_y [cm]	h [cm]	θ_x	θ_y	Observation
8 ^{ème}	2932,90	439,02	443,69	2,27	2,36	3,30	0,017	0,015	Vérifiée
7 ^{ème}	5795,97	801,66	808,32	2,83	2,93	3,30	0,015	0,018	Vérifiée
6 ^{ème}	8659,04	1106,80	1114,98	3,54	3,58	3,30	0,014	0,017	Vérifiée
5 ^{ème}	11617,48	1370,79	1380,53	3,93	4,08	3,30	0,020	0,020	Vérifiée
4 ^{ème}	14575,92	1594,93	1606,02	4,34	4,51	3,30	0,023	0,023	Vérifiée
3 ^{ème}	17534,35	1783,42	1796,23	4,57	4,76	3,30	0,024	0,024	Vérifiée
2 ^{ème}	20598,88	1932,30	1947,03	4,41	4,61	3,30	0,023	0,023	Vérifiée
1 ^{er}	23663,40	2037,38	2054,01	6,98	7,34	3,30	0,019	0,019	Vérifiée
RDC	27703,25	2111,57	2128,15	2,27	2,36	4,55	0,011	0,011	Vérifiée

IV.6 Conclusion :

- Etant donné que les voiles de contreventements reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et que la hauteur de la structure ($h = 30,95m$) Ne dépasse pas $33m$ donc le choix du coefficient de comportement est justifié.
- L'effort normal réduit est vérifié.
- Les déplacements inter étage sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.

Chapitre V :
Ferraillage des éléments
résistants

V.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

V.2 Ferrailages des éléments résistants :**V.2.1 Ferrailage des poteaux :****a) Introduction**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	18	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	30	22.17	1	500	500

b) Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

b.1) Selon CBA 93 :

$$\text{Situation durable} \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{ELU} : 1,35G+1,5Q \\ \mathbf{ELS} : G+Q \end{array} \right.$$

b.2) Selon RPA 99 :

$$\text{Situation accidentelle :} \left\{ \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right.$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

c) Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

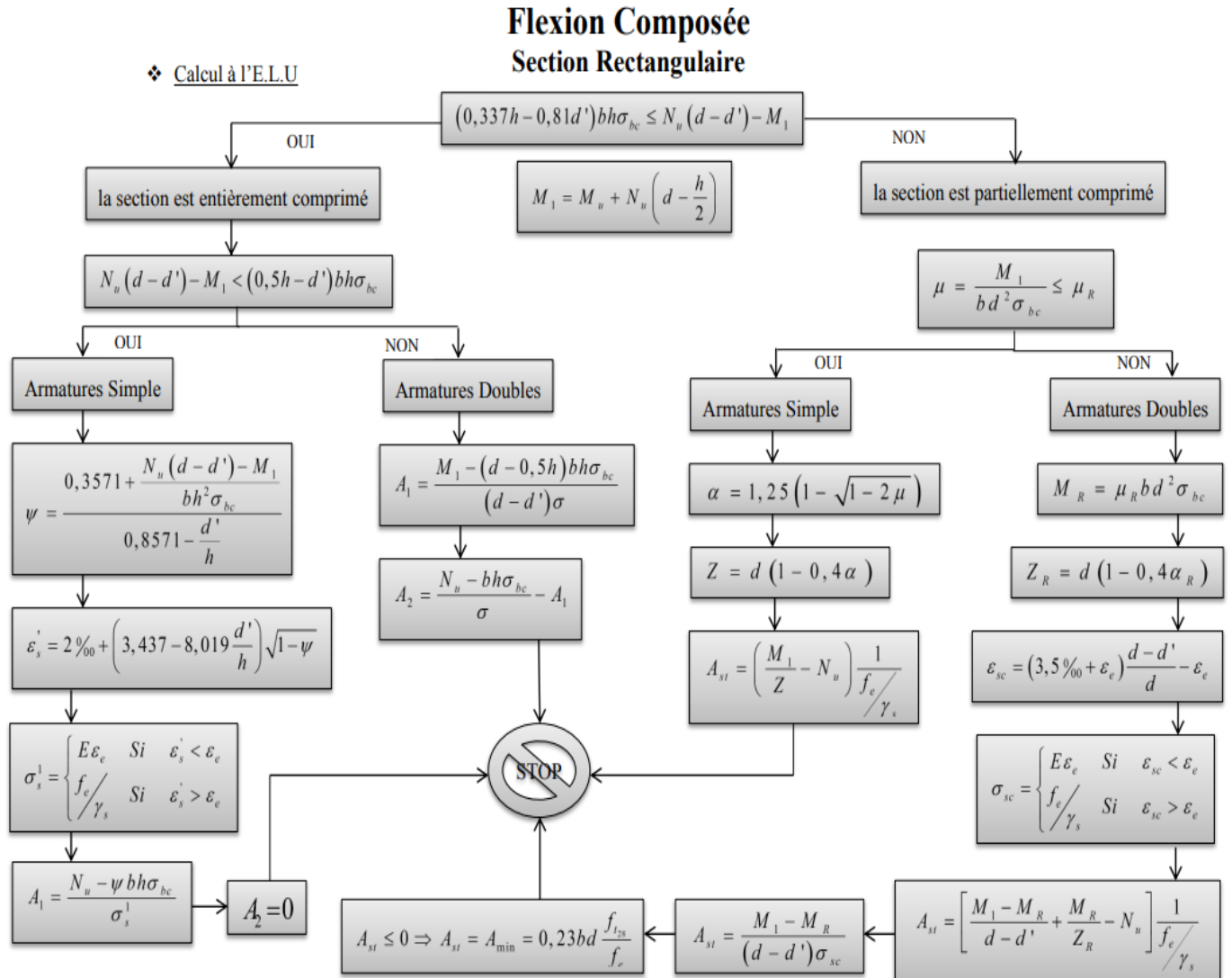
B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

N.B : On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

* Diagramme de la vérification des contraintes en flexion composée à l'ELU :



Les résultats des efforts et ferraillage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

d) Les sollicitations :

Nous avons filtré les valeurs de l'effort normal N et du moment de flexion M de manière à chercher le couple d'efforts N et M le plus défavorable pour les poteaux.

Les résultats sont classés dans les tableaux suivants :

❖ **Situation durable :**

Combinaison : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

$(N^{max} ; M^{corr})$:

Tableau V.2 : Ferraillages des poteaux situation durable ($N^{max} ; M^{corr}$)

Niveaux	N^{max} [KN]	M^{corr} [KN.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC au 2 ^{ème}	-2356	8.22	55x 55	SEC	0	0	27.22
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	-1514	-14,35	50x50	SEC	0	0	22.50
6 ^{ème} à la terrasse	-741	-22.12	45 x45	SEC	0	0	18.22

$(M^{max} ; N^{corr})$:

Tableau V.3 : Ferraillages des poteaux situation durable ($M^{max} ; N^{corr}$)

Niveaux	M^{max} [KN.m]	N^{corr} [KN]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC au 2 ^{ème}	-90	-143.04	55 x 55	SPC	2,35	0	27.22
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	-72.85	-- 678.80	50x50	SEC	0	0	22.50
6 ^{ème} à la terrasse	-90.61	-143.04	45 x 45	SPC	2.83	0	18.22

$(N^{min} ; M^{corr})$:

Tableau V.4 : Ferraillages des poteaux situation durable (N^{min}, M^{corr})

Niveaux	N^{min} [KN]	M^{corr} [KN.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
RDC au 2 ^{ème}	-44.68	23.31	55×55	SPC	0,49	0	27.22
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	-250.91	15.38	50x50	SEC	0	0	22.50
6 ^{ème} à la terrasse	-44.68	23.35	45×45	SPC	0,73	0	18.22

❖ Situations accidentelles :

Combinaison : $0,8 \times G \pm E$:

$(N^{max} ; M^{corr})$:

Tableau V.5 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle $(N^{max}; M^{corr})$

Niveaux	N^{max} [KN]	M^{corr} [KN.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
RDC au 2 ^{ème}	-124,20	-47.94	55 x55	SPC	0.65	0	27.22
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	-809.04	55.36	50x50	SEC	0	0	22.50
6 ^{ème} à la terrasse	-400.96	51.63	45 x45	SEC	0	0	18.22

$(M^{max} ; N^{corr})$:

Tableau V.6 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle $(M^{max}; N^{corr})$

Niveaux	N^{corr} [KN]	M^{max} [KN.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
RDC au 2 ^{ème}	-20.49	91.69	55x 55	SPC	3.82	0	27.22
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	-316.88	97.31	50x50	SPC	1.27	0	22.50
6 ^{ème} à la terrasse	-69.54	94.60	45x 45	SPC	4.47	0	18.22

$(N^{min} ; M^{corr})$:

Tableau V.7 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr})

Niveaux	N^{min} [KN]	M^{corr} [KN.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC au 2 ^{ème}	248.20	47,94	55 x55	SPC	5.71	0	27.22
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	203.8	35	50x50	SPC	4.09	0	22.50
6 ^{ème} à la terrasse	94.24	39.24	45 x45	SPC	3.24	0	18.22

Combinaison : $G + Q \pm E$:

$(N^{max} ; M^{corr})$:

Tableau V.8 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{max}; M^{corr}$)

Niveaux	N^{max} [KN]	M^{corr} [KN.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC au 2 ^{ème}	-1801.63	50.07	55 x55	SEC	0	0	27.22
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	-1168.2	61.25	50x50	SEC	0	0	22.50
6 ^{ème} a la terrasse	-573.18	57.32	45 x45	SEC	0	0	18.22

$(M^{max} ; N^{corr})$:

Tableau V.9 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($M^{max}; N^{corr}$)

Niveaux	N^{corr} [KN]	M^{max} [KN.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC au 2 ^{ème}	-36.17	94.34	55 x55	SEC	0	0	27.22
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	-406.30	99.34	50x50	SEC	0	0	22.50
6 ^{ème} à la terrasse	-88.11	-97.08	45 x45	SPC	4.41	0	18.22

$(N^{min} ; M^{corr})$:

Tableau V.10 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr})

Niveaux	N^{min} [KN]	M^{corr} [KN.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC au 2 ^{ème}	-137.74	17.13	55 x55	SEC	0	0	27.22
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	122.69	34.86	50x50	SPC	2.98	0	22.50
6 ^{ème} à la terrasse	56.74	39.13	45 x45	SPC	2.79	0	18.22

V.2.1.1 Choix des armatures :

Le tableau ci-après résume les sections d'acier adoptés et le choix définitif des armatures.

Tableau V.11 : Choix des armatures des poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{ado} (cm ²)
RDC au 2 ^{ème}	55 x55	0	27.22	181.50	121	8T14	12.31
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	50x50	2.98	22.50	150	100	8T14	12.31
6 ^{ème} à la terrasse	45 x45	2.79	18.22	121,5	81	4T20+4T16	20.61

V.2.1.2 Les vérifications :

❖ **Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M^{ser}, N^{ser}) , puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton :** $\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$.

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

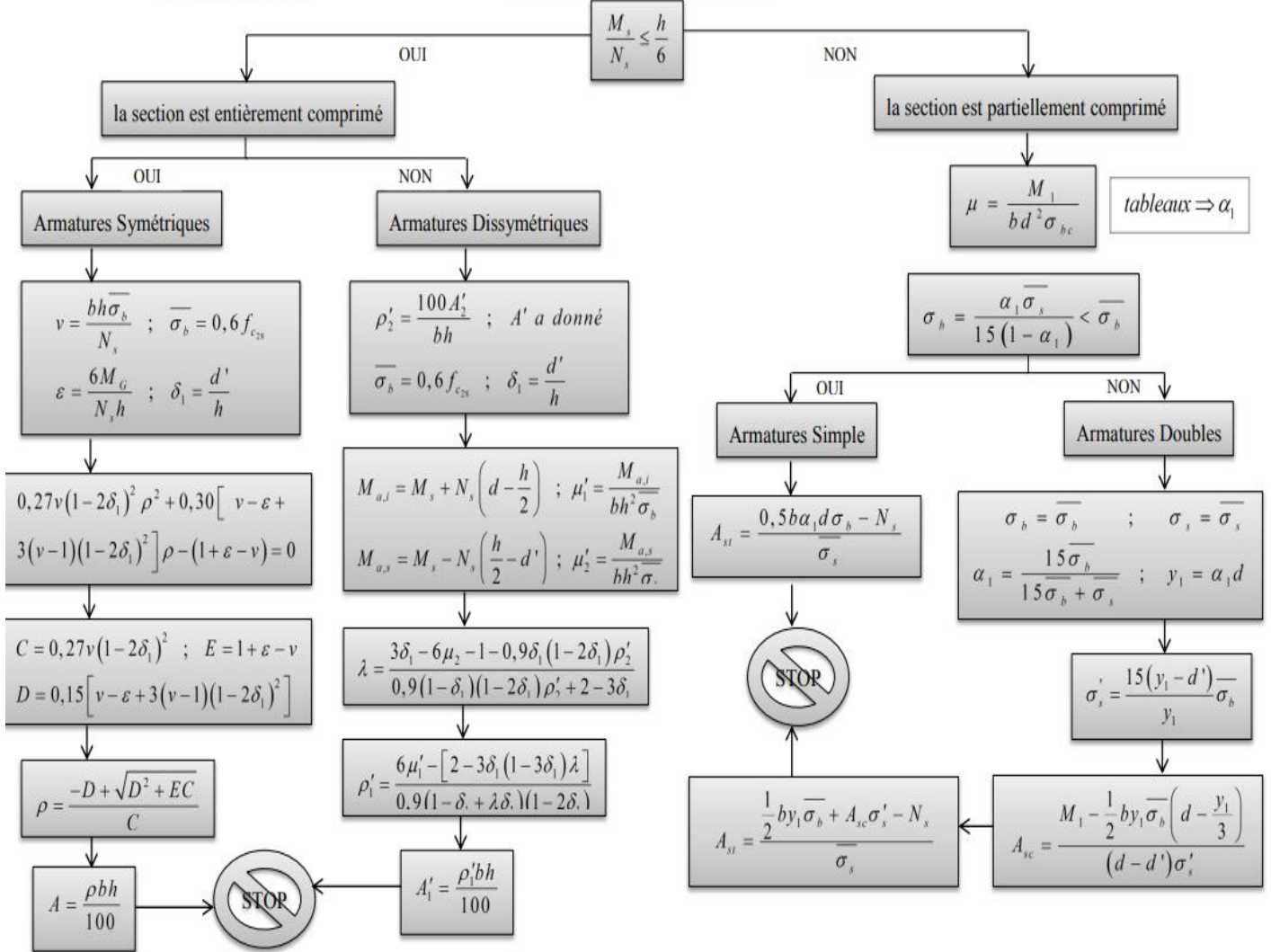
● **Contrainte limite :**

- Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0.5 f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta f_{tj}})) = 250 \text{ MPa}$.
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(0.5 f_e, 90 \cdot \sqrt{\eta f_{tj}}) = 176.4 \text{ MPa}$.

* Diagramme de la vérification des contraintes en flexion composée à l'ELS :

Flexion Composée Section Rectangulaire

❖ Calcul à l'E.L.S



- Cas où la fissuration est peu préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours, $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c,j}$.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$.

a) (N^{max} ; M^{corr}):

Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{max} , M_{ser}^{corr})

Niveaux	Section n (cm^2)	N_{ser}^{max} (KN)	M_{ser}^{corr} (KN.m)	A_s (cm^2)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
RDC au 2 ^{ème}	55 x55	-1715.2	-5.96	28.64	76.70	250	5.12	18	OK
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	50x50	-1102,1	-16.54	28.64	64.30	250	4.33	18	OK
6 ^{ème} à la terrasse	45 x45	-540	-16.04	25.12	43.60	250	2,97	18	OK

b) (M^{max} ; N^{corr}):

Tableau V.13 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{corr} , M_{ser}^{max})

Niveaux	Section (cm^2)	N_{ser}^{corr} (KN)	M_{ser}^{max} (KN.m)	A_s (cm^2)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
RDC au 2 ^{ème}	55 x55	-879.61	55.70	28.64	58.60	250	4.02	18	OK
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	50x50	-491.50	52.74	28.64	49.60	250	3,45	18	OK
6 ^{ème} à la terrasse	45 x45	-104.1	66.10	25.12	10.20	250	0.71	18	OK

❖ **Vérification De L'effort Tranchant :**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

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

Avec :

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

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

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

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

*** Selon le CBA 93 :**

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

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

*** Selon le RPA 99 version 2003 :**

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

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

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec: } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

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

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivant :

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Obs
RDC au 2 ^{ème}	55 x55	50,23	0,17	11,85	0,075	2,25	3	OK
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	50x50	68,17	0,18	12,76	0,075	2,25	3	OK
6 ^{ème} à la terrasse	45 x45	69,63	0,21	13,82	0,075	2,25	3	OK

V.2.1.3 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 Version 2003**, elles sont données comme suit :

* Selon **CBA 93** :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- \varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.
- \varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

* Selon le **RPA99 version 2003** :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- T_u : Effort tranchant à l'ELU.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espaceur des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10cm$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

comme suite :

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

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

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500MPa$ (FeE500).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.15 : Espacement maximale selon RPA99.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC au 2^{ème}	55 x55	8T14	14	10	15
3^{ème} au 5^{ème}	50x50	8T14	14	10	15
6^{ème} à la terrasse	45 x45	4T20+4T16	16	10	15

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

Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _{max} ^u (KN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{ado} (cm ²)
RDC au 2 ^{ème}	55 x55	2,39	3,41	3,75	73,32	N	10	0,21	4T8	2,01
						C	15	1,71	4T8	2.01
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	50 x50	2,39	3,68	3,75	68,17	N	10	0,62	4T8	2,01
						C	15	1,23	4T8	2.01
6 ^{ème} à la terrasse	45 x45	2,39	4 ,35	3,75	78,27	N	10	1,09	4T8	2,01
						C	15	1,98	4T8	2.01

V.2.1.4. Schéma de ferrailage des poteaux :

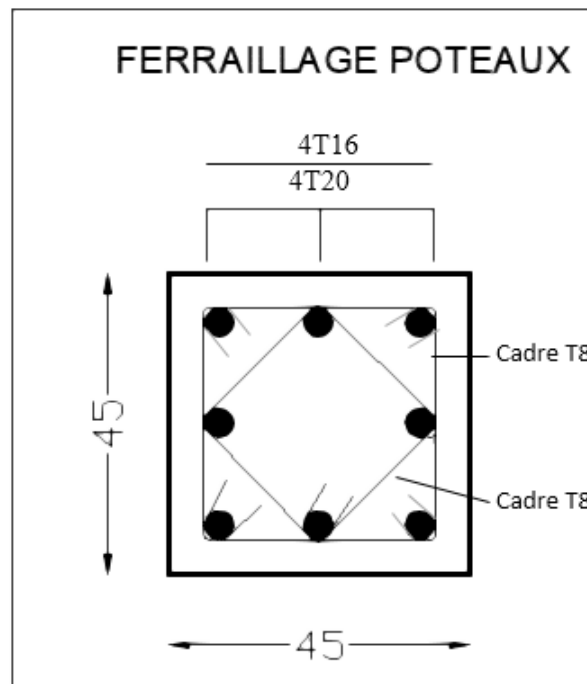
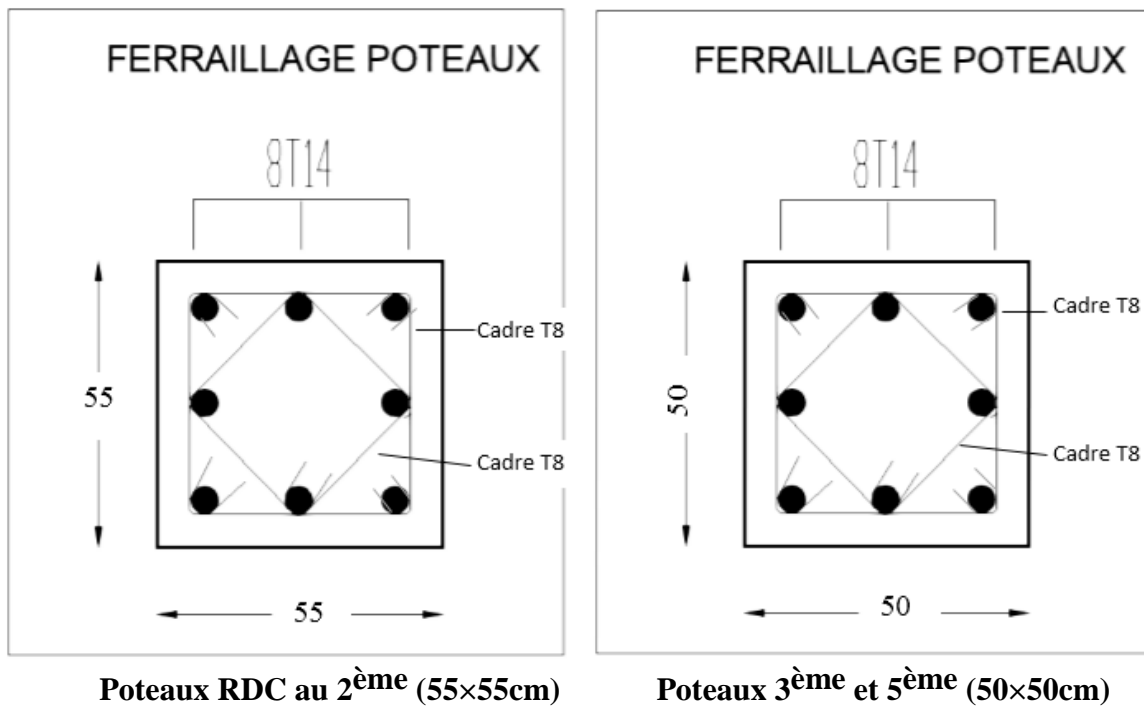


Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux.

V.2.2 Ferrailage des poutres :**a) Introduction :**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a.1) Selon CBA 93 :

Situation durable → ELU : $1,35G+1,5Q$

→ ELS : $G+Q$

a.2) Selon RPA 99

Situation accidentelle → $G+Q+E$

b) Recommandations selon RPA99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

c) Calcul du ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutres porteuses).
- Sens non porteur (poutres secondaires).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

C.1) Calcul de la section d'acier :

c.1.1) Poutre Principale :

- Sous une combinaison de 1,35G + 1,5Q

Tableau V.17 : Ferraillage des poutres principales Avec 1,35 G + 1,5Q

Niveaux	Section (cm ²) (bxh)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	79	4.43
		Appui	-115	6.59
Terrasse	30x45	Travée	85	4.78
		Appui	-102	5.80

- Sous une combinaison de 0,8G + E

Tableau V.18 : Ferraillage des poutres principales avec 0,8 G + E

Niveaux	Section (cm ²) (bxh)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	25	1.36
		Appui	-110	6.29
Terrasse	30x45	Travée	24.20	1.31
		Appui	-97.83	5.55

- Sous une combinaison de G + Q + E

Tableau V.19 : Ferraillage des poutres principale avec G + Q + E

Niveaux	Section (cm ²) (bxh)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	8.27	0.44
		Appui	-120	6.90
Terrasse	30x45	Travée	30.25	1.65
		Appui	-107	6.10

c.1.2) Poutres Secondaires :

- Sous une combinaison de 1,35G + 1,5Q

Tableau V.20 : Ferraillage des poutres secondaire avec 1,35G + 1,5Q

Niveaux	Section (cm ²) (bxh)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	48.80	3.06
		Appui	-55.54	3.50
Terrasse	30x40	Travée	40.32	2.51
		Appui	-46.25	2.90

- Sous une combinaison de 0,8G + E

Tableau V.21 : Ferraillage des poutres secondaire avec 0,8G + E

Niveaux	Section (cm ²) (bxh)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	1.025	0.06
		Appui	-100.42	6.58
Terrasse	30x40	Travée	4.61	0.28
		Appui	-82	5.29

- Sous une combinaison de G + Q + E

Tableau V.22 : Ferraillage des poutres secondaire avec G + Q + E

Niveaux	Section (cm ²) (bxh)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	1.46	0.09
		Appui	-104.32	6.86
Terrasse	30x40	Travée	10.56	0.64
		Appui	-65	4.13

c.2) Choix des armatures :

Le ferraillage final adopté est donné par les tableaux suivants :

c.2.1) Poutres principales :

-Le calcul a été fait avec le programme SOCOTEC.

Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres principales.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _s ^{min} (RPA) (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Terrasse	30×45	En travée	54	81	6.75	4.78	6T12	6.70
		Aux appuis				6.10	6T14	9.23
Etagé courants		En travée	54	81	6.75	4.43	3T14	4.62
		Aux appuis				6.90	6T14	9.23

c.2.3) Poutres secondaires :

Tableau V.24 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _s ^{min} (RPA) (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Terrasse	30×40	En travée	54	81	6.00	6.03	6T12	6.70
		Aux appuis				5.29	6T12	6.70
Etagé courants		En travée	54	81	6.00	3.06	3T12	3.35
		Aux appuis				6.86	6T14	9.23

d) Les vérifications :

d.1) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} [4]$$

Avec :

$f_{t28} = 2.4\text{MPa}$; $f_e = 500\text{MPa}$

Tableau V.25 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{\text{choisi}}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
30×40	3.35	1,19	Vérifiée
30 x 45	3.35	1.39	Vérifiée

d.2) Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée préjudiciable. On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 215\text{MPa} \end{cases}$$

d.2.1) Poutres principales :

Tableau V.26 : Vérification des poutres principales à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (KN. m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifiée
Terrasse	En travée	62.17	6.33	18	78.40	250	Oui
	Aux appuis	-74.60	6,37		82,80		Oui
Etage courants	En travée	58.20	5,92	18	73,40	250	Oui
	Aux appuis	-83.90	7,17		93,10		Oui

d.2.2) Poutres secondaires :**Tableau V.27 : Vérification des poutres secondaire à l'ELS**

Niveaux	Position	M _{ser} (KN. m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifiée
Terrasse	En travée	29.23	3.59	18	43.70	250	Oui
	Aux appuis	-33.10	4,07		49,50		Oui
Etage courants	En travée	35.39	5,92	18	73,40	250	Oui
	Aux appuis	-40.38	5,95		72,40		Oui

d.3) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :

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

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile. = 0.9*h

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0.1 \cdot f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3 \text{ MPa}$ (Fissuration préjudiciable)

Selon le BAEL 91 modifié 99

d.3.1) Poutres secondaires :

Les tableaux suivants résument les vérifications des contraintes de cisaillement dans les poutres secondaires.

Tableau V.28 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales

Niveau	Section (cm ²)	T max (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Etage courant	30x40	85.95	0.795	3	OK
Terrasse	30x40	65.43	0,605	3	OK

d.3.2) Poutres principales :

Les tableaux suivants résument les vérifications des contraintes de cisaillement dans les poutres principales.

Tableau V.29 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres secondaires

Niveau	Section (cm ²)	T max (KN)	τu(MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage courant	30x45	131.77	1.08	3	OK
Terrasse	30x45	124.74	1.03	3	OK

d.4) Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 version 2003 :

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

Avec $\phi_t \leq \left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,28$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.30 : Calcul des armatures transversales pour poutre principale

Section	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t^{max} (cm ²)	Choix
			S_t (cm)	S_t (cm) ZN	S_t (cm) ZC	ZN	ZC		
30×45	131.77	1.08	34.25	11.25	22.5	10	20	1,80	4T8

Tableau V.31 : Calcul des armatures transversales pour poutre secondaire

Section	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t^{max} (cm ²)	Choix
			S_t (cm)	S_t (cm) ZN	S_t (cm) ZC	ZN	ZC		
30×40	85.95	0,795	36.45	20	10	10	20	1.80	4T8

d.5 Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r = 50\varnothing$ (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

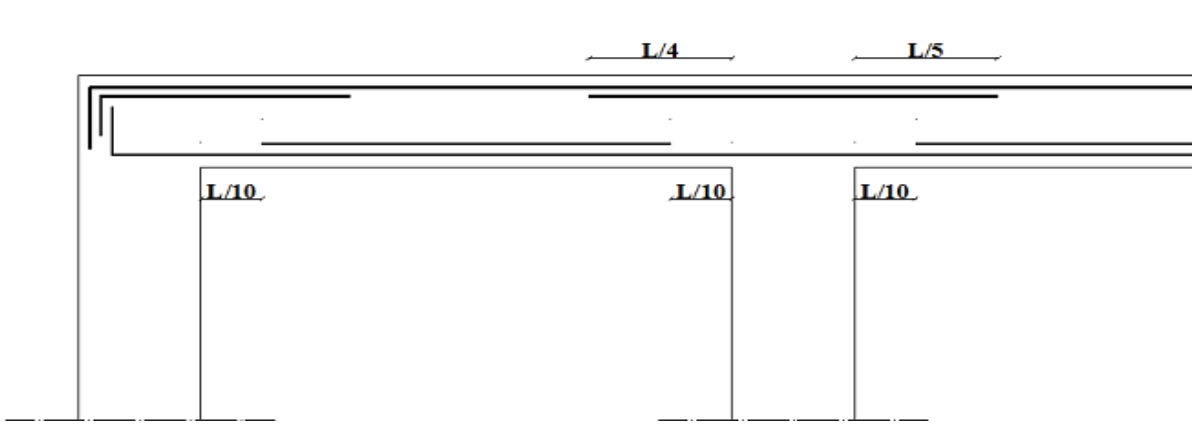
- $\varnothing = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 100\text{cm}$
- $\varnothing = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$
- $\varnothing = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}$

e) Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \text{ Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \text{ Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

Avec : $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$



f) Calcul de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \bullet \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right.$$

f.1) Poutre principale :

$h = 45 \text{ cm}$ et $L_x = 620 \text{ cm}$

$M_t = 62.17 \text{ KN.m}$

$A_s = 6.03 \text{ cm} \text{ (3T16)}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} = 0,072 \geq 0,0625 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_s}{bd} = 0,005 \geq \frac{4,2}{f_e} = 0,0084 \dots\dots\dots CNV \\ \frac{h}{L_x} = 0,072 \leq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} = 0,032 \dots\dots\dots CNV \end{array} \right.$$

Dès que l'une de ces conditions n'est pas vérifiée la vérification de la flèche est inévitable.

La flèche :

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

Avec : $\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$

Tel que :

- f_i : la flèche due aux charges instantanée.
- f_v : la flèche due aux charges de longue durée

❖ Remarque :

La flèche est calculée sur la portée (Lx)

- Moment d'inertie de la section rectangulaire homogène I_0 :

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

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

Avec :

- $\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$: Coefficient pour la déformation instantanée
- $\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$: Coefficient pour la déformation différée
- $\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$: Pourcentage des armatures
- $\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \delta \cdot \sigma_s + f_{t28}}$
- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

Tableau V.32 : Récapitulative des valeurs pour le calcul de la flèche

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
62.17	6.03	0,005	78.40	4.8	1.92	0,67	265824.11	69356,38	127889.49

- Calcul de la flèche de déformation instantanée :

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fi}} = 0,101 \text{ cm}$$

Avec :

$$l = 6.20 \text{ m}$$

E_i : Module de déformation instantanée.

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 341795,58 \text{ MPa}$$

- Calcul de la flèche de déformation différée :

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{fv}} = 0.163 \text{ cm}$$

Avec :

$$l = 6.20 \text{ m}$$

$$E_v : \text{Module de déformation différé} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 114967,60$$

$$f_t = f_v - f_i = 0.062 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou : } \bar{f} = 1,12 \text{ cm} > f_t = 0.062 \quad \text{C.V}$$

f.2) Poutre secondaire :

$$h = 40 \text{ cm et } L_x = 450 \text{ cm}$$

$$M_t = 35.39 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm (3T14)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} = 0,0889 \geq 0,0625 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_s}{bd} = 0,043 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0084 \dots\dots\dots CNV \\ \frac{h}{L_x} = 0,0889 \leq \frac{M_t}{10M_o} = 0.032 \dots\dots\dots CNV \end{array} \right.$$

Dès que l'une de ces conditions n'est pas vérifiée la vérification de la flèche est inévitable.

Tableau V.33 : Un récapitulative des valeurs pour le calcul de la flèche

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
35.39	4.62	0,0043	74.40	5	2	0,59	182453,20	58809.81	92063.54

- Calcul de la flèche de déformation instantanée :

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fi}} = 0,36cm$$

Avec :

$$l = 4,50 m$$

$$E_i : \text{Module de déformation instantanée} = 11000^3 \sqrt{f_{C28}} = 341795,58MPa$$

- Calcul de la flèche de déformation différée :

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{fv}} = 0,677 cm$$

$$E_v : \text{Module de déformation différé} = 3700^3 \sqrt{f_{C28}} = 114967,60$$

$$f_t = f_v - f_i = 0.32cm$$

D'ou

$$\bar{f} = 0.9cm > f_t = 0.32 \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée}$$

Schémas du ferraillage :

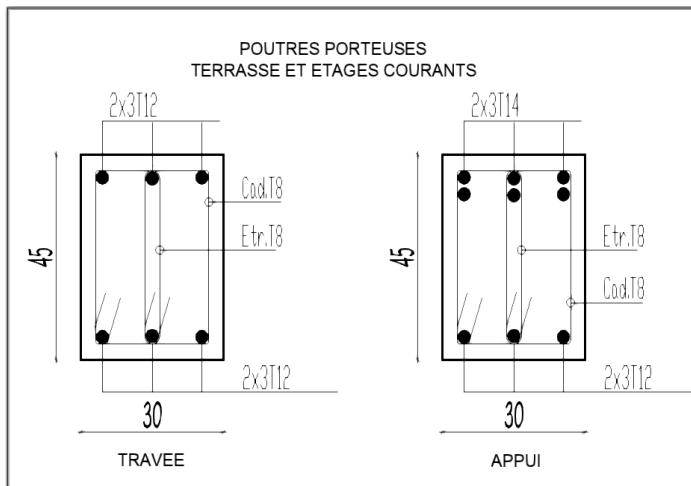


Figure V.2 : Ferraillage des poutres principales.

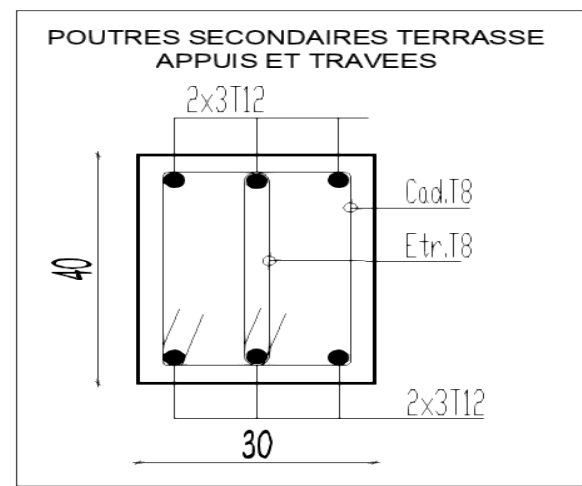


Figure V.3 : Ferraillage des poutres secondaires.

V.2.3 Ferrailage des voiles :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan, ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armé ou armée auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non appelés voiles.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes.

V.2.3.1 Recommandations règlementaires :**a) Armatures verticales :**

Elles sont destinées à reprendre les efforts de la flexion (traction +compression) et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile, ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ❖ Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de $(0,2\% * L_t * e)$.

Avec : L_t : longueur de la zone tendue

E : épaisseur du voile.

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S_t) doit être inférieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.
- ❖ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochet à 135° de longueur 10Φ . La section d'armature est donnée par :

$$A_H = 0.15\% B$$

- **Armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont au nombre de 4 épingles par $1m^2$ au moins.

- **Armatures de couture :**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture, dont la section doit être calculée par la formule :

$$A_v = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_c}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 \times V_u$

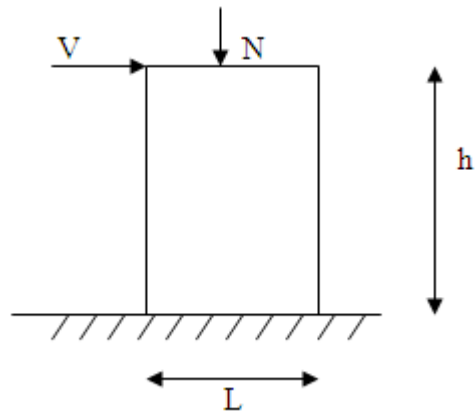
V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction due aux moments de renversement.

V.2.3.2 Sollicitations et ferrailage :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base.

La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.



Nous utiliserons les résultats obtenus après analyse avec ETABS sous toutes les combinaisons nécessaires.

V.2.3.3 Plan de repérage des voiles :

La figure ci-dessous nous montre les voiles qui seront traités

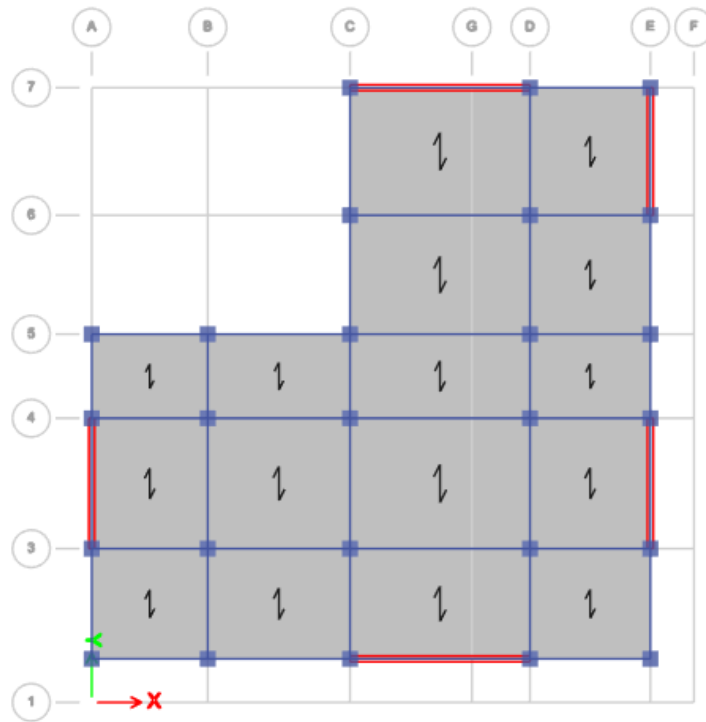


Figure V.5 : Plan de repérage des voiles.

Avec :

Tableau V.34 : zone de calcul pour le ferrailage des voiles

Voile	L(m)
V1	6.20
V2	6.20
V3	4.50
V4	4.50
V5	4.40

- Pour le ferraillage on découpe e voile verticalement en 3 zones

Tableau V.35 : Zones de ferraillage du voile

Zone	Niveaux
1	RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}
2	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}
3	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}

V.2.3.4 Sollicitations dans les voiles :

Le calcul de ferraillage par la méthode des contraintes. Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Les combinaisons utilisées sont :

- ELU : 1.35G+1.5Q
- ELS : G + Q
- sismique : G +Q +E et 0.8G ±E

On a résumé les valeurs extrêmes.

-Voile1 :

Tableau V.36 : Les sollicitations dans le voile 1.

Zones	Nmax	M _{corr}	Mmax	N _{corr}	Nmin	M _{corr}	V(KN)
	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN.m)	
1	-4105.841	427.95	-25069.75	-2792.12	664.84	2613.85	-1670.8
2	-2644.72	277.64	-10093.67	-1865.74	472.07	944.07	-1249.7
3	-1312.62	91.18	-2339.72	-920.64	218.92	1151.96	-688.80

-Voile 2 :

Tableau V.37 : Les sollicitations dans le voile 2.

Zones	Nmax	M _{corr}	Mmax	N _{corr}	Nmin	M _{corr}	V(KN)
	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN.m)	
1	-4646.84	-182.08	-28514.02	-3583.51	795.23	2001.68	1993.4
2	3088.79	-141.17	-10930.91	-2386.45	569.11	676.57	1482.4
3	-1545.26	-61.89	-2566.70	-1187.02	260.89	438.07	842.6

Voile 3 :**Tableau V.38 : Les sollicitations dans le voile 3.**

Zones	N _{max}	M _{corr}	M _{max}	N _{corr}	N _{min}	M _{corr}	V(KN)
	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN.m)	
1	-3561.3655	-54.27	-17828.00	-2984.17	776.011	392.15	1420.7
2	-2350.489	76.57	-6320.20	-1964.13	550.37	186.14	1050.4
3	-1165.53	87.11	-1615.906	-517.66	248.27	178.15	594.05

Voile 4 :**Tableau V.39 : Les sollicitations dans le voile 4.**

Zones	N _{max}	M _{corr}	M _{max}	N _{corr}	N _{min}	M _{corr}	V(KN)
	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	N(KN)	(KN)	(KN.m)	
1	-3743.6	-346.81	-15101.2	-3182.4	778.59	331.32	1155.3
2	-2490.03	-217.24	-5499.59	-2120.08	557.74	179.59	912.15
3	-1237.18	-136.07	-1427.51	-425.07	256.46	176.07	562.37

Voile 5 :**Tableau V.40 : Les sollicitations dans le voile 5.**

Zones	N _{max}	M _{corr}	M _{max}	N _{corr}	N _{min}	M _{corr}	V(KN)
	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN.m)	
1	-3322.32	-1071.11	-14480.44	-2909.93	975.10	443.33	1084.9
2	-2242.58	-339.48	-5008.48	-1943.36	705.56	215.85	699.96
3	-1090.71	-242.93	-1232.71	-842.67	330.95	170.21	331.16

V.2.3.5 Ferrailage des voiles :

Nous calculons le ferrailage des voiles par la méthode des contraintes.

❖ **Exemple de calcul :**

-Pour le voile V1 :

$$M = 427.95 \text{KN.m}; N = -4105.84 \text{ KN}; V = -1670.8 \text{KN},$$

$$L = 6.2 \text{m}; e = 20 \text{cm}$$

- Pour les armatures verticales (longitudinales) :

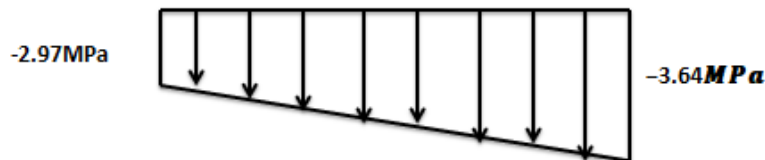
$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M.v}{I} \quad , \quad \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M.v}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{4105.84 \times 1000}{200 \times 6200} + \frac{427.95 \times 3100}{3972133} = 3.31 + 0.34 = 3.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{4105.84 \times 1000}{200 \times 6200} - \frac{427.95 \times 3100}{3972133} = 3.31 - 0.34 = 2.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = -2.97 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_t = -3.64 \text{ MPa}$$

On calcul la longueur de la zone tendue.



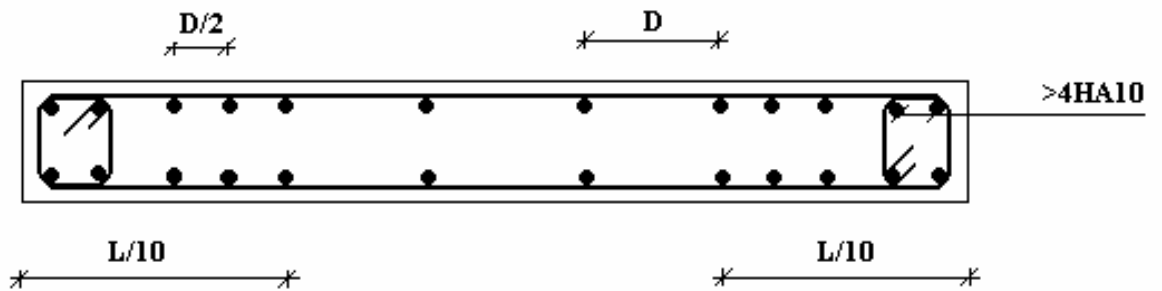
$$L_c = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 6.2 \times \left(\frac{3.64}{3.64 + 2.97} \right) = 3.41 \text{ m}$$

- **Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003)**

- a) **Aciers verticaux :**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



b) Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- On calcul la force de la traction P_t :

$$P_t = (\sigma_t * L_t) * (e/2) = (3.64 * 3410 * 10^{-3}) * (200/2) = 1241,24 \text{KN}$$

-Donc on peut calculer le ferraillage longitudinal avec : $A_s = (P_t / \sigma_s)$

$$\Rightarrow A_s = (1241,24 / 500) = 24,82 \text{cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,2\% * (341 * 20) = 13,64 \text{cm}^2.$$

V.2.3.6 Choix des armatures horizontales (transversales) :

-Voile1 :

Tableau V.41 : Ferraillage de voile1 vertical avec sollicitation (N^{max} ; M^{cor})

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L(m)	6.2	6.2	6.2
e(m)	0.2	0.2	0.2
M^{corr}(KN.m)	427.25	277.64	91.18
N^{max}(KN)	-4105.84	-2644.72	-1312.6
Lt(m)	3.40	3.41	3.31
σ_t	-3.64	-2.34	-1.12
σ_c	-2.97	-1.92	-0.99
A_{sv}(cm²)	24.8	16.04	7.47
A_{smin}(cm²)	13.65	13.66	13.23

Tableau V.42 : Ferrailage de voile 1 vertical avec sollicitation (M^{\max} ; N^{cor})

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
L(m)	2.6	2.6	2.6
e(m)	0.2	0.2	0.2
M^{\max} (KN.m)	-25069.7	10093.67	-2339.72
N^{cor} (KN)	-2792.12	-1865.74	-920.64
Lt(m)	2.47	3.7	1.84
σ_t	17.31	-9.38	1.08
σ_c	-21.82	6.37	-2.56
A_{sv} (cm ²)	95	69.2	3.99
$A_{s_{min}}$ (cm ²)	10.9	14.7	7.35

Tableau V.43 : Ferrailage de voile 1 vertical avec sollicitation(N^{\min} , M^{cor})

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
L(m)	6.2	6.2	6.2
e(cm)	20	20	20
M^{cor} (KN.m)	2613.85	944.1	1151.9
N^{\min} (KN)	664.84	472.07	218.9
Lt(m)	2.28	1.49	2.49
σ_t	-1.5	-0.35	-0.72
σ_c	2.57	1.12	1.07
A_{sv} (cm ²)	6.87	1.07	3.6
$A_{s_{min}}$ (cm ²)	9.14	5.99	9.9

-Voile2:**Tableau V.44 : Ferrailage de voile 2 vertical avec sollicitation (N^{\max} ; M^{cor})**

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
L(m)	6.2	6.2	6.2
e(m)	0,2	0,2	0,9
M^{corr} (KN.m)	-182.08	-141.17	-61.89
N^{\max}(KN)	-4646.84	3088.79	-1545.26
V(KN)	-1993.4	-1482.4	-842.6
Lt(m)	2.98	3.24	2.98
σ_t	-3.6	2.6	-1.19
σ_c	-3.89	2.38	-1.29
As_v(cm²)	21.51	16.84	7.14
As_{min}(cm²)	11.93	12.95	11.91

Tableau V. 45 : Ferrailage de voile 2 vertical avec sollicitation (M^{\max} ; N^{cor})

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
L(m)	6.2	6.2	6.2
e(m)	0.2	0.2	0.2
M^{\max}(KN.m)	-28514.02	-10930.9	-2566.7
N^{corr}(KN)	-3583.51	-2386.45	-1187.02
V	-1993.4	-1482.4	-842.6
Lt(m)	2.69	2.4	1.62
σ_t	19.36	6.6	1.04
σ_c	-25.14	-10.45	-2.96
As_v(cm²)	104.46	31.72	3.39
As_{min}(cm²)	10.79	9.6	6.47

Tableau V.46 : Ferrailage de voile 2 vertical avec sollicitation (N^{\min} ; M^{cor})

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
L(m)	6.2	6.2	6.2
e(m)	0.2	0.2	0.2
M^{corr} (KN.m)	2001.68	676.57	438.07
N^{\min} (KN)	795.23	569.11	260.89
V(KN)	1993.4	-1482.4	-842.6
Lt(m)	1.83	0.408	1.19
σ_t	-0.92	-0.06	-0.13
σ_c	2.2	0.98	0.55
A_{sv} (cm ²)	3.37	0.056	0.31
A_{smin} (cm ²)	7.31	1.63	4.77

-Voile3:Tableau V.47: Ferrailage de voile 3 vertical avec sollicitation (N^{\max} ; M^{cor})

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
L(m)	4.5	4.5	4.5
e(m)	0.2	0.2	0.2
M^{corr} (KN.m)	-54.27	76.57	87.11
N^{\max} (KN)	-3561.36	-2350.48	-1165.53
Lt(m)	2.2	2.3	4.49
σ_t	-3.87	-2.72	-2.58
σ_c	-4.03	-2.49	-0.004
A_{sv} (cm ²)	17.09	12.79	23.23
A_{smin} (cm ²)	8.82	9.39	17.97

Tableau V.48: Ferrailage de voile 3 vertical avec sollicitation (M^{\max} ; N^{cor})

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
L(m)	4.5	4.5	4.5
e(m)	0.2	0.2	0.2
M^{\max}(KN.m)	-17828	-6320.2	-1615.9
N^{corr}(KN)	-2984.17	-1964.13	-517.66
Lt(m)	1.97	1.73	1.71
σ_t	23.09	7.18	1.81
σ_c	-29.72	-11.54	-2.96
A_{sv}(cm²)	91	27.78	6.2
$A_{s_{min}}$(cm²)	7.87	6.9	6.84

Tableau V.49: Ferrailage de voile 3 vertical avec sollicitation (N^{\min} ; M^{cor})

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
L(m)	4.5	4.5	4.5
e(m)	0.2	0.2	0.2
M^{corr} (KN.m)	392.15	186.14	178.15
N^{\min}(KN)	776.01	550.37	248.27
Lt(m)	0.73	1.24	0.09
σ_t	0.28	0.33	0.02
σ_c	1.44	0.88	0.53
A_{sv}(cm²)	0.41	0.83	0.002
$A_{s_{min}}$(cm²)	2.94	4.94	0.39

-Voile4:**Tableau V.50: Ferrailage de voile 4 vertical avec sollicitation (N^{\max} , M^{cor})**

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
L(m)	4.5	4.5	4.5
e(m)	0.2	0.2	0.2
M^{corr} (KN.m)	-346.81	-217.24	-136.07
N^{\max} (KN)	-3743.6	-2490.03	-1237.18
Lt(m)	1.97	1.99	1.92
σ_t	-3.64	-2.44	-1.17
σ_c	-4.67	-3.08	-1.51
A_{sv} (cm²)	42.41	9.72	4.5
A_{smin} (cm²)	7.89	7.95	7.68

Tableau V.51: Ferrailage de voile 4 vertical avec sollicitation (M^{\max} , N^{cor})

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
L(m)	4.5	4.5	4.5
e(m)	0.2	0.2	0.2
M^{\max} (KN.m)	-15101.2	-5499.59	-1427.51
N^{corr} (KN)	-3182.4	-2120.08	-420.07
Lt(m)	0.82	1.6	1.75
σ_t	-1.29	5.79	1.64
σ_c	-5.77	-10.5	-2.58
A_{sv} (cm²)	2.14	18.53	5.77
A_{smin} (cm²)	3.3	6.4	7.01

Tableau V.52 : Ferrailage de voile 4 vertical avec sollicitation ($N^{\min}; M^{cor}$)

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
L(m)	4.5	4.5	4.5
e(m)	0.2	0.2	0.2
M^{corr} (KN.m)	331.32	179.59	176.07
N^{\min} (KN)	778.59	557.74	256.46
Lt(m)	0.97	1.28	0.19
σ_t	0.37	0.35	0.02
σ_c	1.35	0.88	0.54
A_{sv} (cm ²)	0.73	0.91	0.008
$A_{s_{\min}}$ (cm ²)	3.89	5.15	0.75

-Voile5:Tableau V.53: Ferrailage de voile 5 vertical avec sollicitation ($N^{\max}; M^{cor}$)

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
L(m)	4.4	4.4	4.4
e(m)	0.2	0.2	0.2
M^{corr} (KN.m)	-1071.11	-339.48	-242.93
N^{\max} (KN)	-3322.32	-2242.58	-1090.7
Lt(m)	1.23	1.74	1.53
σ_t	-2.11	-2.02	-0.86
σ_c	-5.43	-3.07	-1.61
A_{sv} (cm ²)	5.21	7.06	2.64
$A_{s_{\min}}$ (cm ²)	4.9	6.9	6.1

A. Calcul et vérification au flambement :

On doit vérifier que

$$N_u < \phi P_n$$

$$P_u = 4646 \text{ KN}$$

$$A_g = 0.20 \times L = 0.2 \times 6.20 = 1.24 \text{ m}^2 \dots$$

$$P_n = 0.55 \times f_{bc} \times A_g \times (1 - (k \times h_s / 32a)^2)$$

$$K = 0.8; \quad a = 20 \text{ cm}; \quad h_s = 4.10 \text{ m}.$$

$$P_n = 0.55 \times 18 \times 1.24 \times 10^6 \times (1 - (0.8 \times 4.10 \times 10^3 / (32 \times 200))^2) \times 10^{-3} = 12242.93 \text{ KN}.$$

$$\phi P_n = 0.7 \times 12242.93 = 8570 \text{ KN} > P_u \rightarrow \text{la stabilité au flambement est assurée.}$$

B. Vérification à l'ELS :

Après avoir choisi les armatures, une vérification à l'ELS est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous M_{ser} :

On doit vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$. et $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$.

Avec :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ Mpa}.$$

Si on considère que la fissuration est préjudiciable.

Voile	S (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	As1 (cm ²)	As2 (cm ²)	σ_b	σ_s	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_s$
RDC	620*20	3441	16.63	13.65	13.65	1.4	20.3	18	201.63

C. Vérification des contraintes au cisaillement :

On doit avoir : $\tau_b < \bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}.$$

$$\tau_b = T / (b \times d)$$

Avec : $b = 150 \text{ cm}$ et $d = 0.9 \times h$

Voile	b (cm)	h (cm)	T (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b < \bar{\tau}_b$
RDC	620	20	1114.60	1.02	6	OK

Tableau V.54 : Ferrailage de voile 5 vertical avec sollicitation (M^{\max} ; N^{cor})

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
L(m)	4.4	4.4	4.4
e(m)	0.2	0.2	0.2
M^{\max} (KN.m)	-14480.44	-5008.48	-1232.71
N^{corr} (KN)	-2909.93	-1943.36	-842.67
Lt(m)	1.578	1.57	1.09
σ_t	19.13	5.55	0.95
σ_c	-25.74	-9.96	-2.86
$A_{sv}(cm^2)$	71.77	17.48	2.09
$A_{S_{min}}(cm^2)$	7.5	6.2	4.38

Tableau V.55 : Ferrailage de voile 5 vertical avec sollicitation (N^{\min} ; M^{cor})

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
L(m)	4.40	4.40	4.40
e(m)	0.20	0.20	0.20
M^{corr} (KN.m)	443.33	215.85	170.21
N^{\min} (KN)	975.1	705.56	330.95
Lt(m)	0.84	1.28	0.66
σ_t	0.42	0.46	0.11
σ_c	1.79	1.13	0.63
$A_{sv}(cm^2)$	0.705	1.2	0.14
$A_{S_{min}}(cm^2)$	3.34	5.14	2.63

V.2.3.7 Choix final des armatures :

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant avec :

A_s : section d'armature verticale

$A_{S_{adopté}}$: section d'armature verticale adoptée

S_t : Espacement

-Voile 1 :**Tableau V .56: Ferrailage final vertical de voile 1**

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt (m)	2.74	3.700	3.31
As cal /face	95.00	69.00	13.23
Choix (cm²)	2*16T20	2*18T16	2*12T12
As adoptée (cm²)	100.54	72.38	27.14
St	20	20	30

Voile 2 :**Tableau V.57 : Ferrailage final vertical de voile 2**

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt (m)	2.69	2.40	2.95
Lc (m)	3.51	3.80	3.25
Ascal(cm²)	104.46	31.72	11.91
Choix	2*17T20	2*12T14	2*12T12
As adoptée (cm²)	106.82	36.94	18.84
Espacement (cm)	30	30	30

-Voile 3:**Tableau V.58 : Ferrailage final vertical de voile 3**

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt (m)	1.97	1.73	4.49
Lc (m)	2.53	2.77	0.01
As cal(cm²)	91	24.78	23.23
Choix	2*16T20	2x11T12	2x11T12
As adoptée (cm²)	100.54	24.88	24.88
Espacement (cm)	20	20	20

-Voile 4:**Tableau V.59 : Ferrailage final vertical de voile 4**

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt (m)	1.60	1.6	1.900
Lc (m)	2.90	2.90	2.60
As calculée (cm ²)	42.41	18.53	7.68
Choix	2*14T14	2x10T12	2x8T10
As adoptée (cm ²)	43.1	22.62	12.56
Espacement (cm)	20	20	20

-Voile 5:**Tableau V.60 : Ferrailage final vertical de voile 5**

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt (m)	1.60	1.60	1.60
Lc (m)	2.80	2.80	2.80
Ascal (cm ²)	71.77	17.48	6.1
Choix	2x12T20	2x10T12	2x10T12
As adoptée (cm ²)	75.4	22.62	22.62
Espacement (cm)	20	20	20

A. Armature minimale de RPA99 :

D'après l'article 7.7.4.1 : $A_{RPA} = 0,2\% \times b \times L_t$

b : épaisseur du voile ;

L_t = longueur de la section tendue ;

$$A_{RPA} = 0,2\% \times 20 \times 341 = 13.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/ml/face = \frac{13.64}{(2 \times 3.41)} = 2 \text{ cm}^2 / ml/face$$

B. Le pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times l = 0,15\% \times 20 \times 620 = 18.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}/ml/face = 1,5 \text{ cm}^2 / ml/face$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_s ; A_{min} ; A_{RPA}) = 18,60 \text{ cm}^2$$

C. **Espacement** : En zone courante : $St \leq \min(1,5e; 30) = 30 \text{ cm}$

D. **Armature horizontales** :

$$A_h = \frac{\tau_u^{adm} \cdot a \cdot St}{f_e}$$

Avec : $\overline{\tau_u} = \tau_u^{adm} = 1,4 \tau_u$

$$A_h = \frac{1,52 \times 1,4 \times 20 \times 30}{500} = 1,20 \text{ cm}^2$$

E. **Armatures de coutures** :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de bétonnage.

$$A_{vj} = 1.1 \cdot (T/f_e), \text{ et } T = 1.4V_u$$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré.

$$V_u = 1622 \text{ KN} \rightarrow A_{vj} = 1.1 \cdot 1.4 \cdot 1622 / 500 = 4.996 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

-Les résultats de choix des aciers horizontaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.61 : Ferraillage final horizontal des voiles

voile	zone	τ_u (MPa)	Ah1 (cm ²)	Ah _{min} (cm ²)	choix	Ah adoptée (cm ²)	St(cm)
1	1	2.09	2.09	18.6	2*18T10	28.28	20
	2	1.56	1.65	18.6	2*18T10	28.28	20
	3	0.86	1.29	27.9	2*18T10	28.28	20
2	1	2.5	3.75	27.9	2*18T10	28.28	20
	2	1.85	2.78	27.9	2*18T10	28.28	20
	3	1.06	1.59	27.9	2*18T10	28.28	20
3	1	2.45	2.45	18.6	2*18T10	28.28	20
	2	1.81	1.81	18.6	2*18T10	28.28	20
	3	1.02	1.02	18.6	2*18T10	28.28	20
4	1	1.99	1.99	18.6	2*18T10	28.28	20
	2	1.58	1.58	18.6	2*18T10	28.28	20
	3	0.97	0.97	18.6	2*18T10	28.28	20
5	1	1.91	1.91	18.6	2*18T10	28.28	20
	2	1.23	1.23	18.6	2*18T10	28.28	20
	3	0.55	0.55	18.6	2*18T10	28.28	20

V.2.3.8 Schéma de ferrailage :

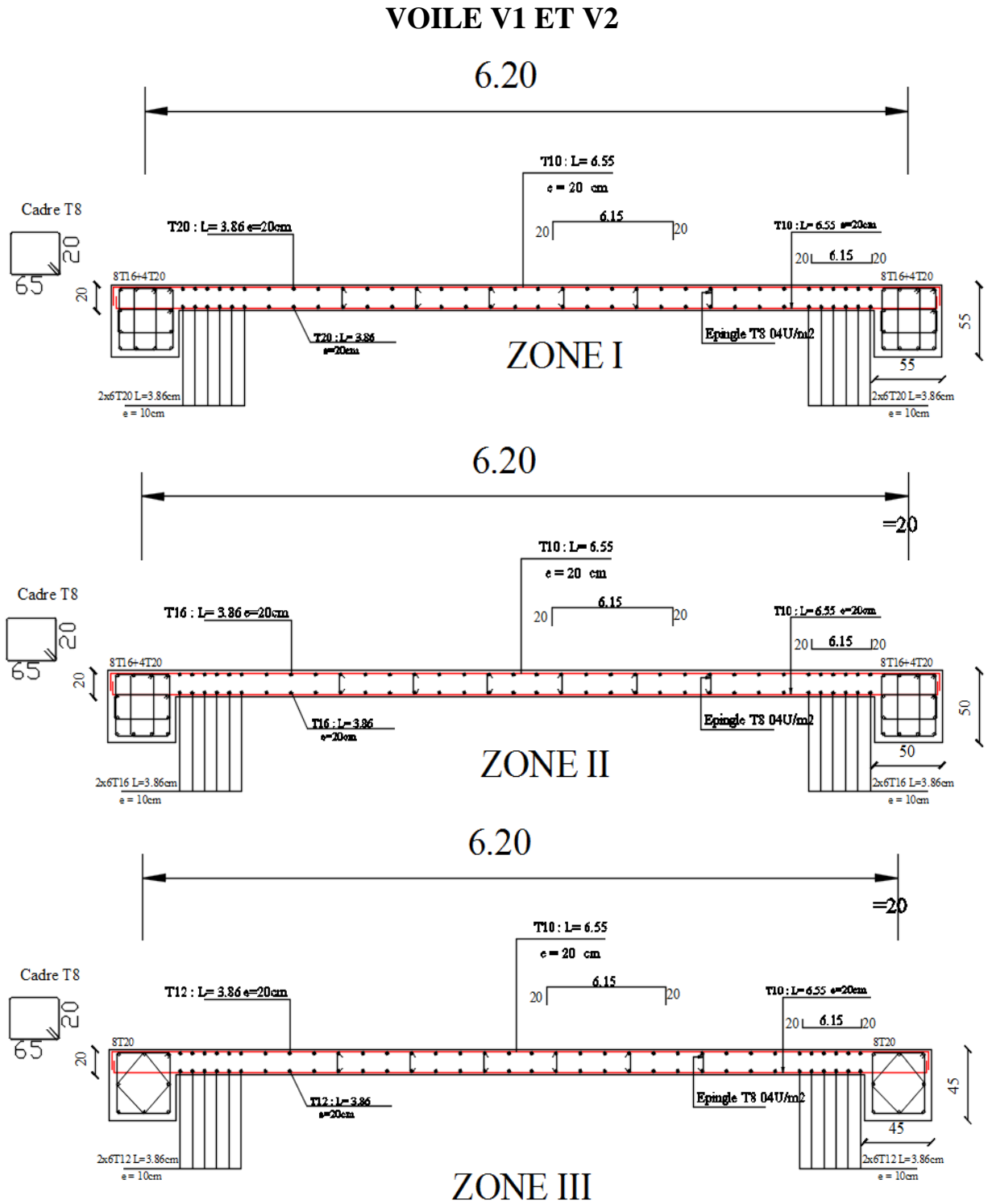


Figure V.6 : Schéma de Ferrailage des voiles V1 et V2.

VOILE V3 ET V4

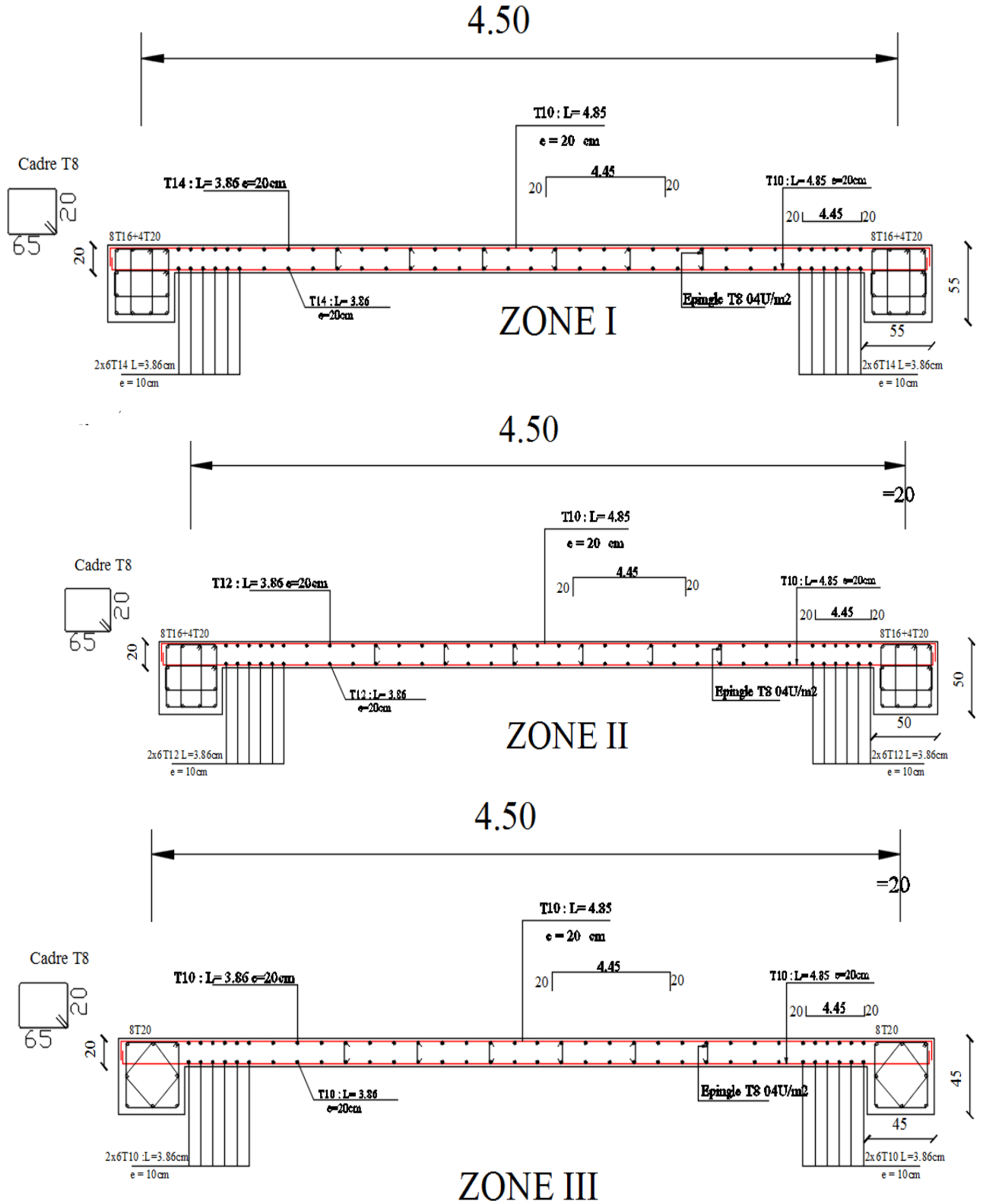


Figure V.7 : Schéma de Ferrailage des voiles V3 et V4.

VOILE V5

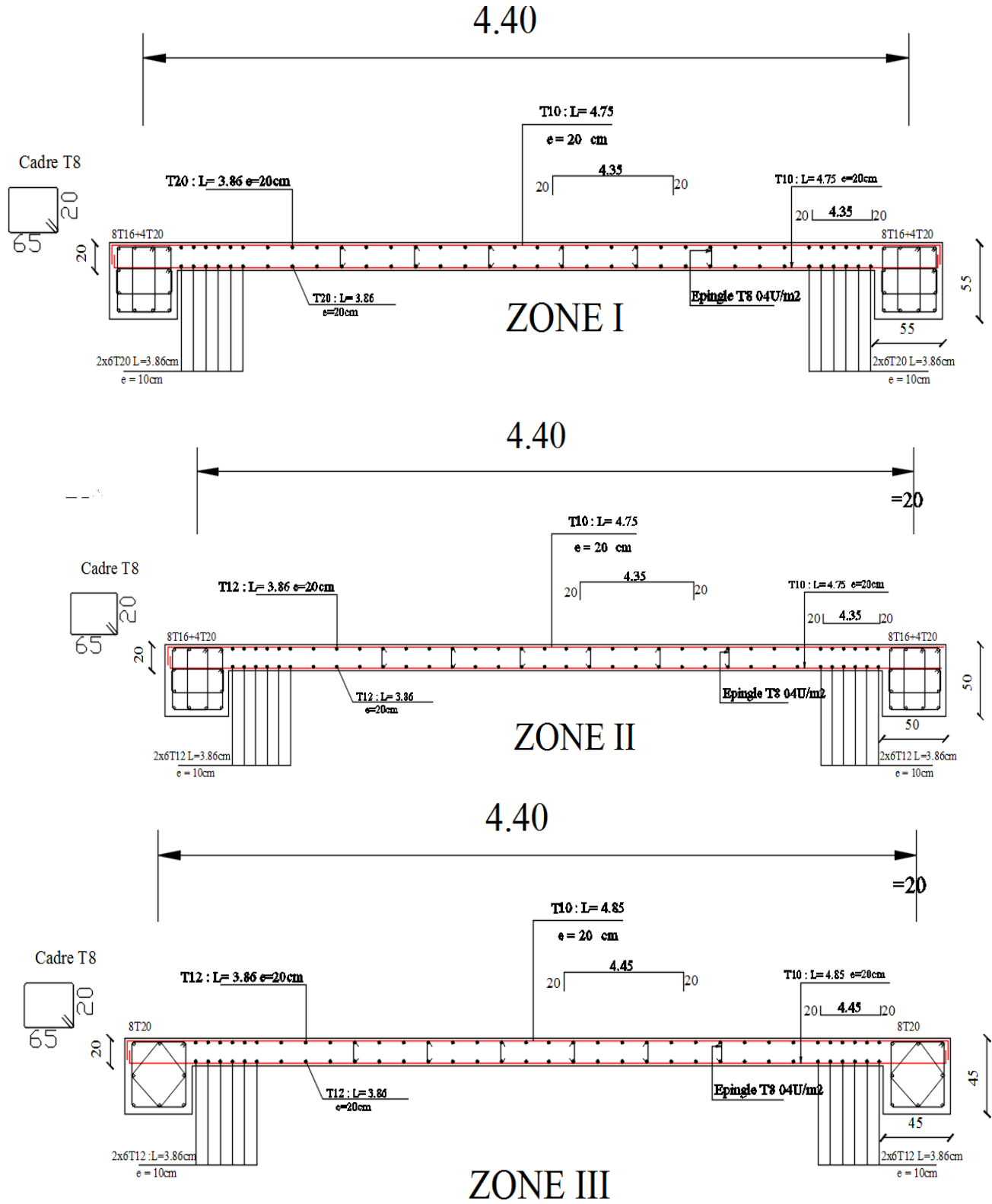


Figure V.8 : Schéma de Ferrailage des voiles V5.

V.3 Conclusion :

-Nous avons dans ce chapitre terminé notre étude de ferraillage des poteaux, poutres et voiles.

-Nous avons opté pour un ferraillage pratique de manière à faciliter la réalisation de ces éléments sur chantier tout en ayant pris soin de garder une sécurité vis-à-vis de la réglementation en vigueur.

Chapitre VI :

Etude des fondations

VI.1 Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auxquelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage. Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

- ✦ Semelle isolée
- ✦ Semelle filante sous mur
- ✦ Semelle filante sous poteaux
- ✦ Semelle filante croisées
- ✦ Radier général
- ✦ Fondation profonde (semelle sur pieux)

VI.2 Choix de type de fondation :

Choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol σ_{sol}
- La classification du sol

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars. (Selon le rapport de sol)

VI.3. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

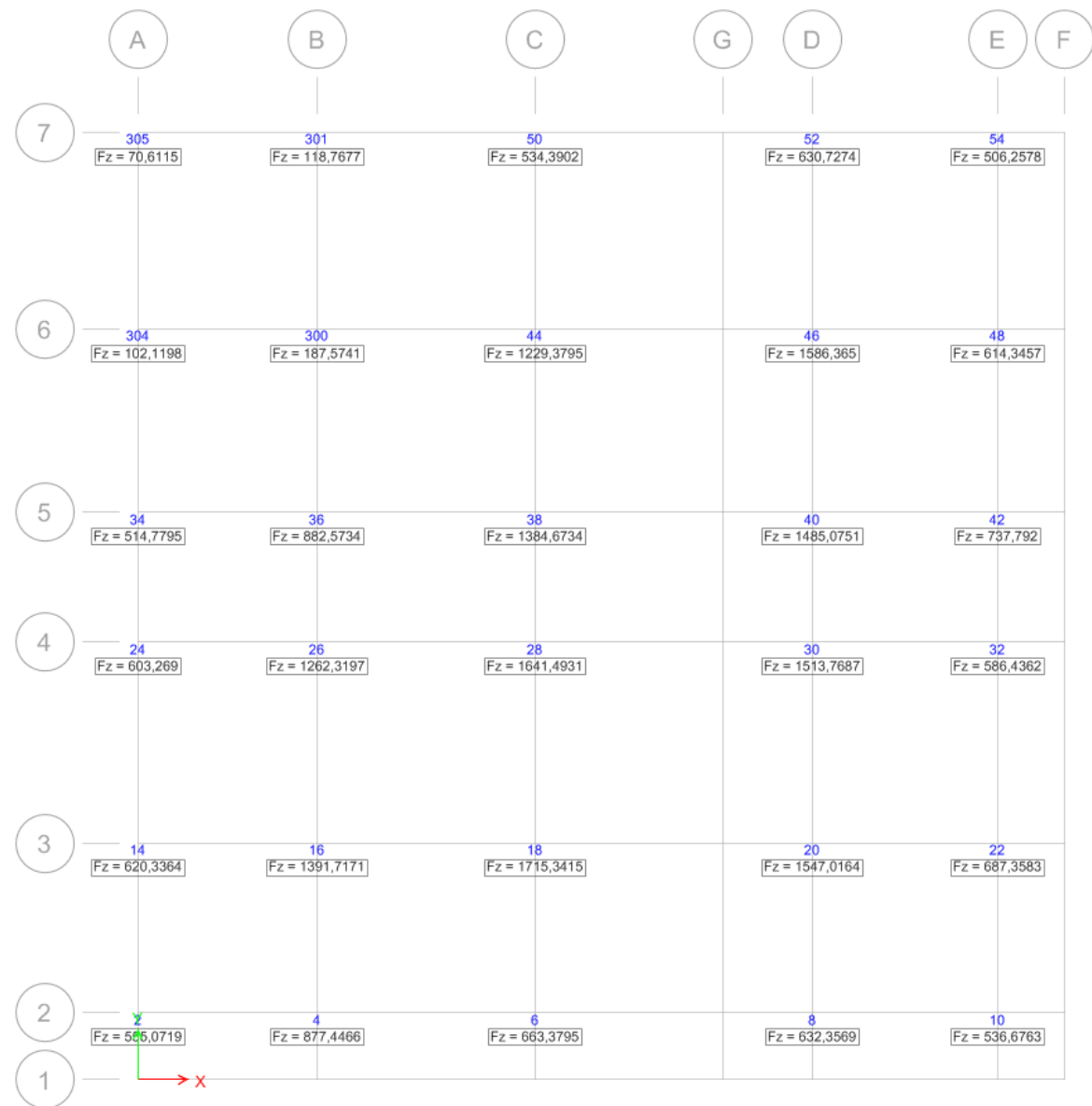


Figure VI.1 : Réactions Fz à l'ELS.

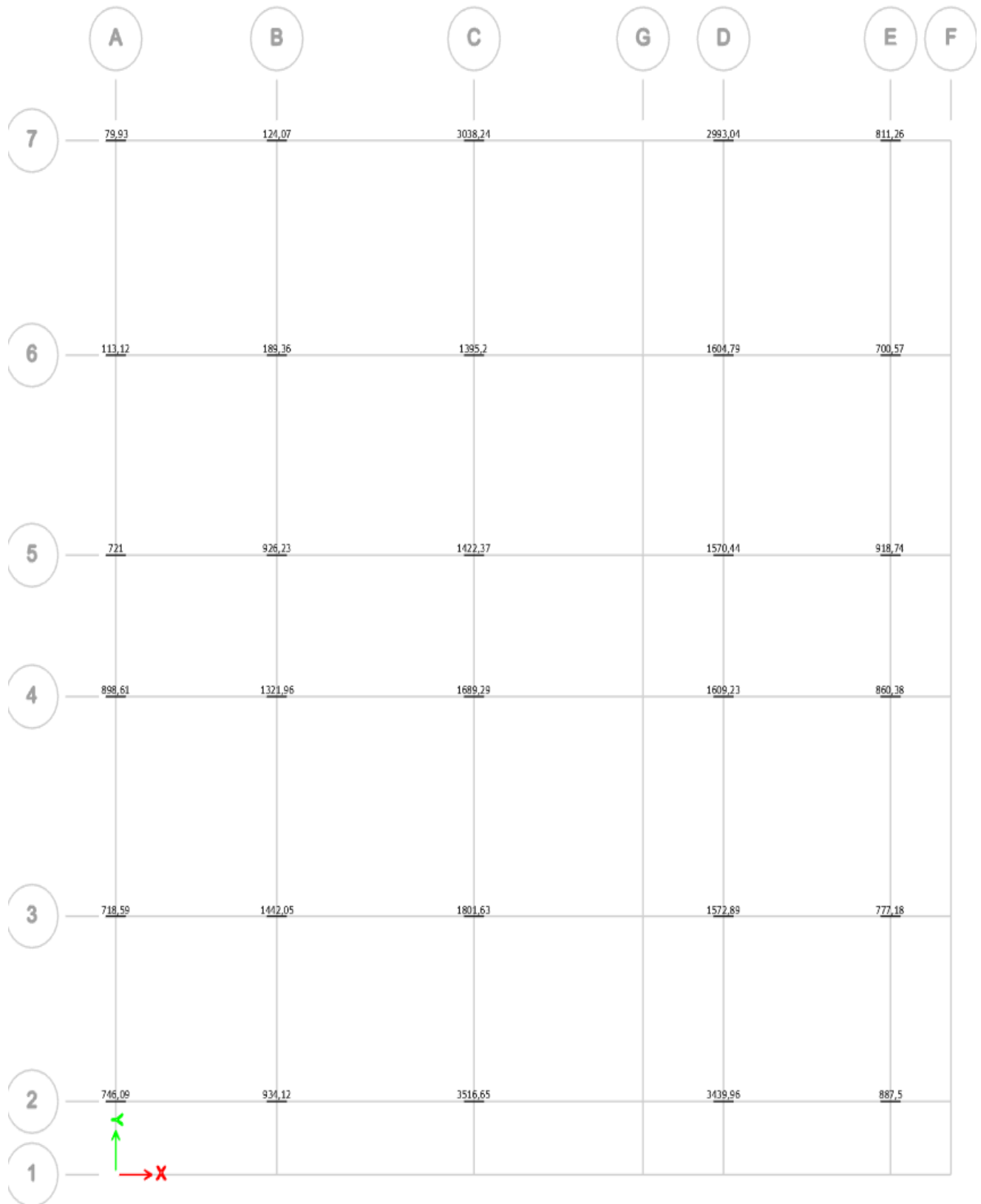


Figure VI.2 : Réaction Fz à ELU.

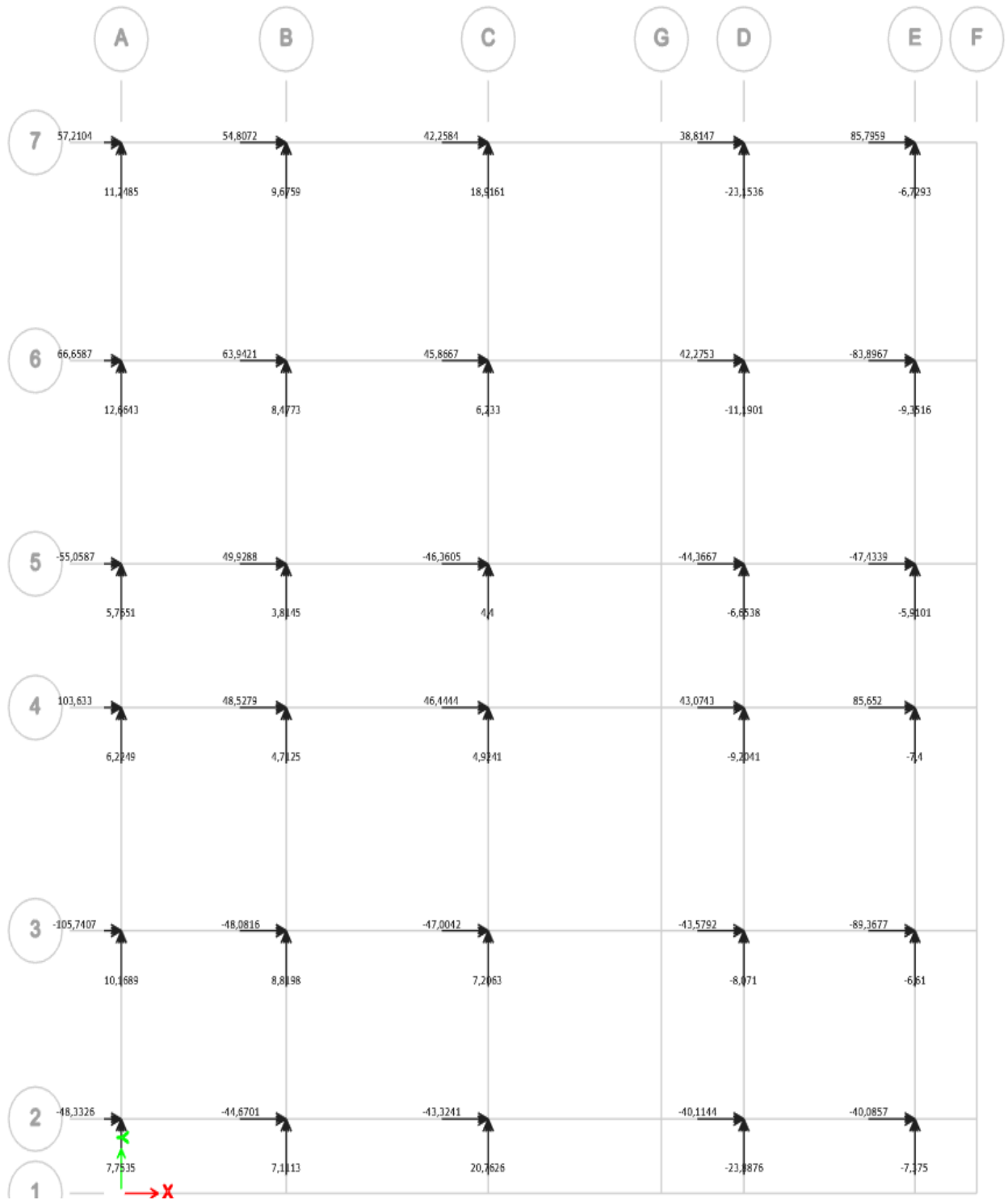


Figure VI.3 : Moments sous 0.8G+Ex.

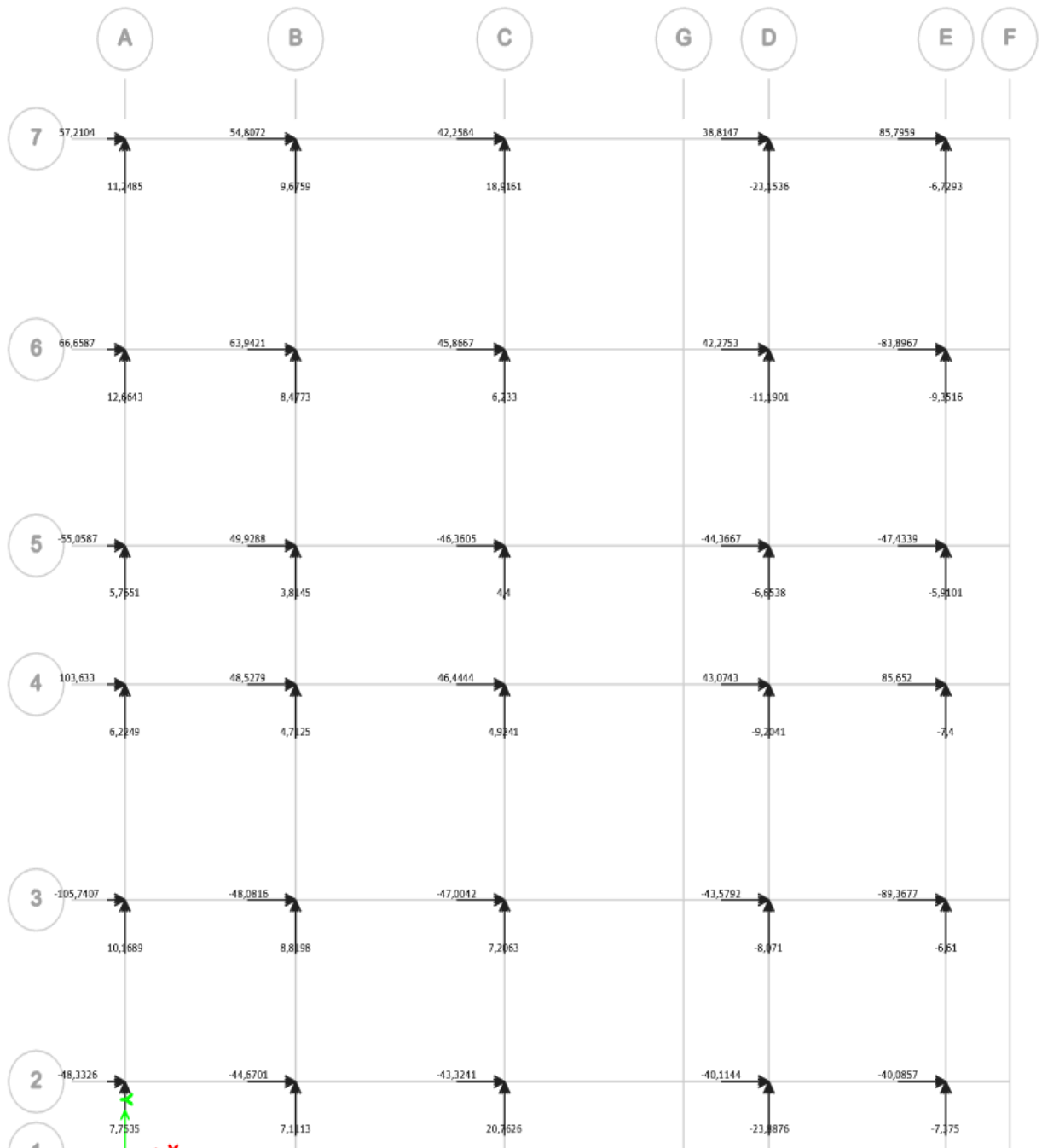


Figure VI.4 : Moments sous 0.8G+Ey.

VI.3.1. Semelle isolée :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

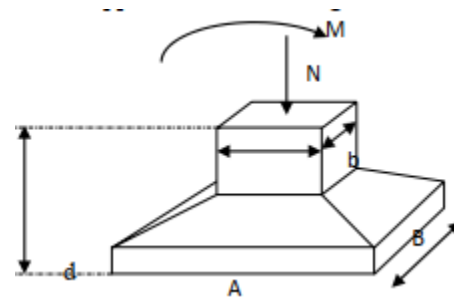


Figure VI. 5 : Semelles isolée sous poteaux.

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$ (revenant de la structure) calculé par la combinaison $[G+Q]$.

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 1715.34 \text{ (KN)} \rightarrow S \geq \frac{1715.34}{200} \Rightarrow S = 8.58 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{8.58} = 2.93 \text{ (m)} \approx 3.00 \text{ (m)} \Rightarrow B = 3.00 \text{ m.}$$

Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1.5 \times B$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{min} = 4,5 \text{ (m)} < 1.5 \times 3 = 4.50 \text{ (m)} \dots\dots$ non vérifie

Conclusion :

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2. Semelles filantes :

On cherche la semelle la plus sollicitée et calcul la somme des efforts verticaux N_i de chaque poteau.

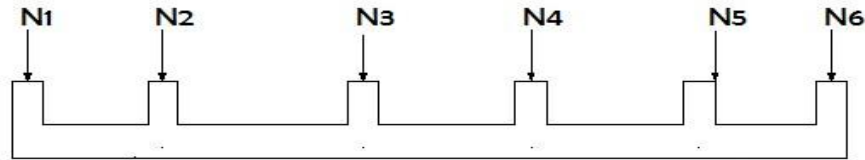


Figure VI. 6 : Semelles filantes.

- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée avec bord de 50cm

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI. 1 : Sections des semelles filantes.

Files	N (KN)	L (m)	B (m)	B (m) choisie	S (m²) semelle
A-A	2466.25	20.70	0.60	0.80	16.56
B-B	4719.35	20.70	1.14	1.20	24.84
C-C	7168.45	20.70	1.73	1.80	37.26
D-D	7395.78	20.70	1.79	1.80	37.26
E-E	3870.96	20.70	0.93	1.00	20.70

Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :

$$\frac{S(\text{semelles filantes})}{S(\text{surface totale})} \leq 50\%$$

$$\frac{136.62}{419.18} = 33\% < 50\% \text{ vérifié}$$

VI.3.3 Nervure :

a. La largeur des nervures :

- **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ (cm)}$$

$$b = 55 \text{ (cm)}$$

b. La hauteur de nervure :

- **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a $L_{max} = 4.50 \text{ m}$

$\Rightarrow 30 \text{ cm} < h_{N1} < 45 \text{ cm}$ on prend: **$h_{N1} = 40 \text{ (cm)}$** .

- **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h^3 \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 1715.34 \text{ (KN)}$)

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$)

a, b = Dimensions du poteau du sous-sol (55x55).

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28}$$

$$h_{N2} \geq \mathbf{25.40 \text{ (cm)}}$$

• **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle de la semelle filante, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \text{ Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{BK}}$$

I : Inertie de la section transversale de la nervure (*section en T*) E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne (E=20000 MPa). B : Largeur de la semelle (B= 180 cm). K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- K=0,5 [kg/cm³] → pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm³] → pour un sol de densité moyenne.
- K=12 [kg/cm³] → pour un très bon sol.

Nous avons un sol de densité moyenne → K=4 [kg/cm³].

Donc :

K=0,4 E=200000 b₁=55m

h₁=60cm b₂=72,5cm h₂=40cm B=180cm

Le moment d'inertie par rapport au centre de gravité : I_g=1557510,55

Donc après les calculs on trouve :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times 378,92$$

450 cm < 594,91CV

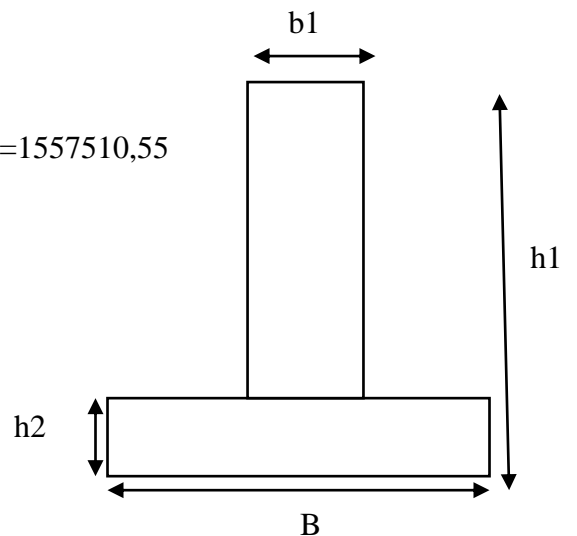


Figure VI.7 : Semelle filante forme « T ».

VI.3.4 Le choix de la nervure :

Les résultats sont dans le tableau qui suit :

Tableau VI. 2 : Choix la hauteur de nervure.

H nervure	I nervures(m4)	Le (m)	($\pi/2$) (Le + a) (m)	L _{max} (m)	Observation L _{max} < 5.95
0.60	0,018555	3.79	5,95	4.50	Vérifiée

Résumé :

- Les dimensions de la nervure

h ₁ = 60 cm
b ₁ = 55 cm
B = 180 cm
h ₂ = 40cm

VI.3.5 Vérification de la stabilité de la semelle :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

- N : Charge verticale permanente : $N = N_1 + N_2$
- N₁ : Poids propre de la structure.
- N₂ : Poids propre de la semelle : $N_2 = \rho_b \times S_{rad} \times h$
- M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$
- M₀ : Moment à la base de la structure.
- V₀ : L'effort tranchant à la base de la structure.
- h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

On a :

$$N_1 = 7395.78 \text{ kN}$$

$$N_2 = 931.5 \text{ KN}$$

$$N = 8327.28 \text{ kN}$$

$$M_R = 310.5 \text{ kN.m}$$

$$e_x = \frac{M_r}{N} = 0.04 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 0.45 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.3.6 Vérification des contraintes sous la semelle :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais In-situ et au laboratoire : $\bar{\sigma}_{sol}=200$ (KN/m²)

Les contraintes du sol sont données par :

Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{filante}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{filante}} = \frac{2466.25}{16.56} = 148.93 \text{ kN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN /m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{filante}} = \frac{4719.35}{24.84} = 189.99 \text{ kN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN /m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{filante}} = \frac{7168.45}{37.26} = 192.39 \text{ kN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN /m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{filante}} = \frac{7395.78}{37.26} = 198.49 \text{ kN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN /m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{filante}} = \frac{3870.96}{20.70} = 187 \text{ kN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN /m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

VI.4 Ferrailage des semelles filantes et des nervures :**VI.4.1 Ferrailage nervure :**

Après la détermination des dimensions en plan de la semelle par la condition de portance de sol, ayant évalué les dimensions en élévation, on passe au ferrailage à l'ELU.

La méthode des bielles est appliquée étant donné qu'on a une semelle rigide et les contraintes sont supposées uniformes grâce à la nervure.

La hauteur de la semelle sera $h > (B-b)/4 = 180-55/4 = 31.25 \rightarrow 40$ cm

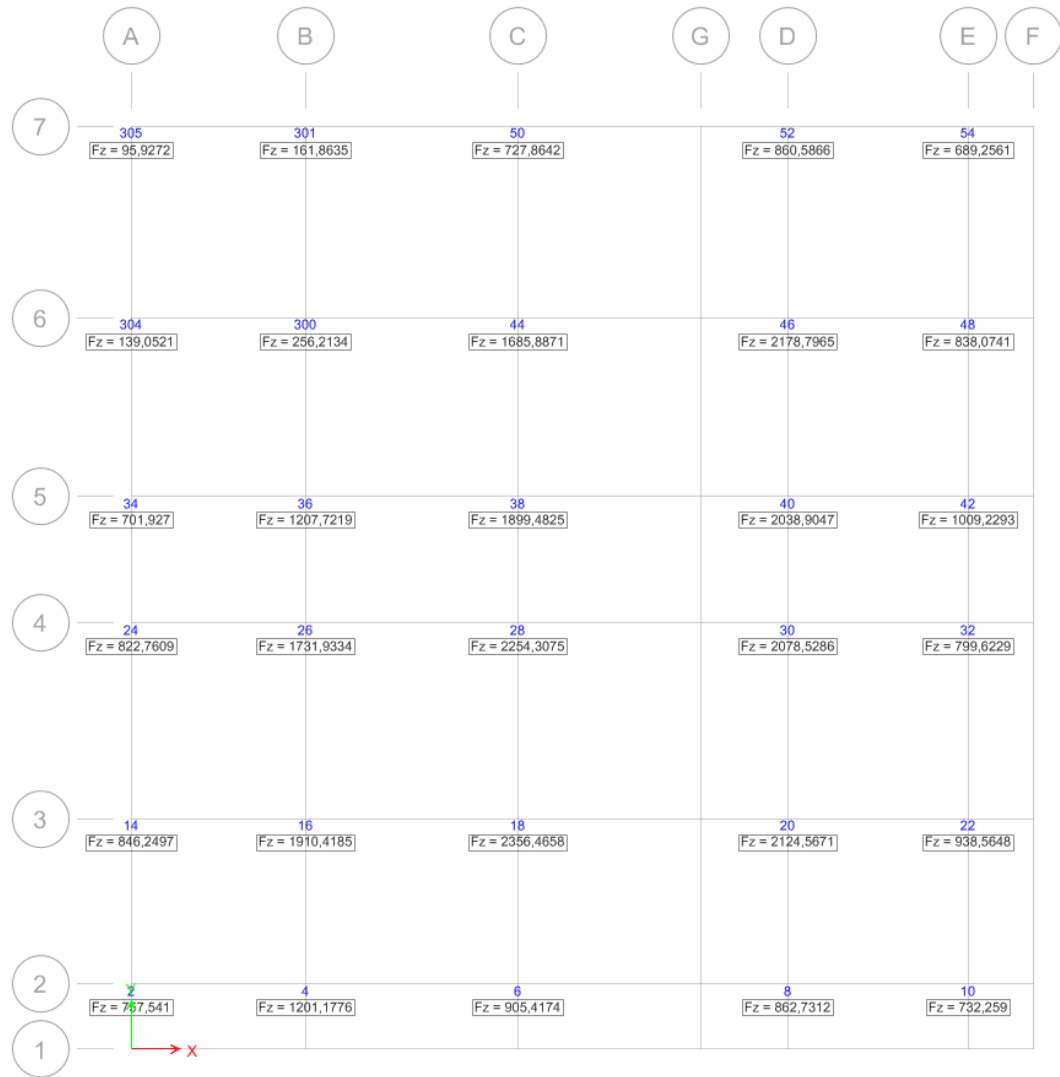


Figure VI.8 : Les charges revenant pour chaque file à L'ELU.

$$q_{ELU} = N / BL$$

Tableau VI. 3 : Contrainte sous la semelle.

Files	N (KN)	L (m)	B (m) calculée	B (m) choisie	q (KN/m ²)
A-A	5144.52	20.70	0.80	1.80	138.07
B-B	6469.33	20.70	1.20	1.80	173.63
C-C	9589.93	20.70	1.80	1.80	257.35
D-D	9892.02	20.70	1.80	1.80	265.49
E-E	8461.26	20.70	1.00	1.80	227.09

q_{max} = 265.49 KN/m².

VI.4.1.2 Moment en travée et en appuis à l'ELU :

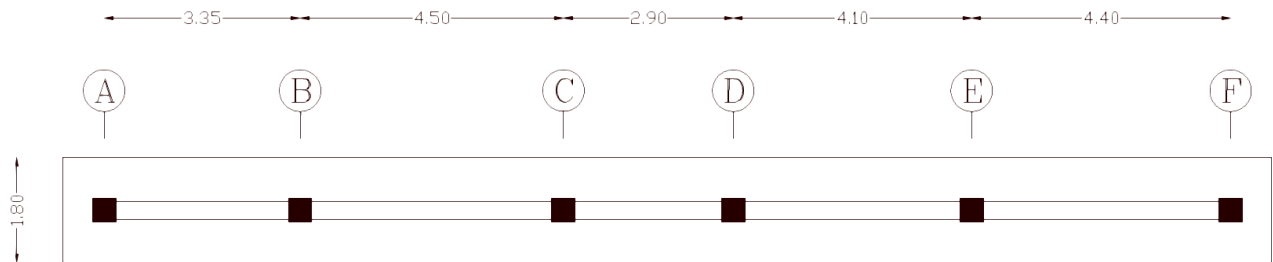
La semelle filante sera calculée comme une poutre renversée subissant les charges de la pression des terres et ayant comme appuis les poteaux.

La poutre sera calculée comme une poutre continue avec un moment M_0 isostatique

On utilise la méthode de Caquot minorée :

- a) $q \leq 2g$ et $q \leq 5\text{KN/m}^2$
- b) les sections Transversales de toutes les travées ont la même inertie.
- c) Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25.
- d) La fissuration ne compromet pas la tenue du B.A ni de ses revêtements => fissuration peu préjudiciable.

Méthode de Caquot minorée: si a vérifiée et b, c ou d non vérifiée.



Méthode de caquot

NB : Le nombre de travées est inférieur ou égale à 10

Données relative aux chargement

Q_u (KN/m²) 265,49 Q_s (KN/m²) 198,49

L_0 (m) 1,8

Caquot normale (1), minorée (2) → 2

	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF	Travée FG	Travée GH	Travée HI	Travée IJ	Travée JK
L (m)	3,35	4,5	2,9	4,1	4,4	0	0	0	0	0

Caquot normale		Caquot minorée	
qu (KN/m)	477,882	qu (KN/m)	318,588
qs (KN/m)	357,282	qs (KN/m)	238,188

1°/ Moments et efforts tranchants au niveau des appuis

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	0	0	664,822
Appui B	-454,363	-339,698	1092,993
Appui C	-374,45	-279,952	-1057,476
Appui D	-319,757	-239,062	914,247
Appui E	-587,941	-439,566	1184,963
Appui F	0	0	-917,717

2°/ Moments au niveau des travées

	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	1,391	462,444	345,74
Travée BC	2,287	795,562	594,792
Travée CD	1,489	155,642	116,364
Travée DE	1,913	554,777	414,772
Travée EF	2,48	881,185	658,806

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 5 : Tableau de ferrailage de la nervure.

choix Travée	choix Appui	As Travée choix	As Appui choix
10T20+5T20	2*5T20	46.40	27.55

VI.4.1.3 Ferrailage transversal :

Pour calculer le ferrailage transversal en utilise la formule de l'effort tranchant suivante :

$$T^{ELU} = \frac{q \times l}{2} = \frac{265.49 \times 4.5}{2} = 597.35 \text{ kN}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T^{ELU}}{0,9 \times d \times \sigma_s} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow$$

$$A_t = \left(\frac{597.35 \times 10^3}{0,9 \times 600 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} \right) \times 150 = 3.82 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{8T10 (6.28 \text{ cm}^2)}$$

VI.4.1.4 Armature de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$H = 60 \text{ cm}$

$$A_p = \frac{5 \text{ cm}^2}{\text{m}} \times 0.6 = 3 \text{ cm}^2$$

On prend **2HA14 (3.077cm²)**.

VI.4.2 Ferrailage de la semelle :

En utilisant la méthode de bielles on détermine la quantité d'acier parallèle et perpendiculaire à la largeur de la semelle.

Nappe inférieure // B :

$$A_x = \frac{N_u (B - b)}{8 d \cdot f_{su}}$$

Application numérique :

$N_u = 8327.28 \text{ KN}$

$N_s = 7395.78 \text{ KN}$

$B = 1.80 \text{ m}$

$b = 55 \text{ cm}$

$d = 0.9 \cdot 40 \text{ cm}$

$f_{su} = 500 / 1.15$ à ELU

$f_{su} = 250 \text{ MPa}$ à ELS

$$A_s = 8327.28 (1.80 - 0.55) \cdot 10^{-3} / (8 \cdot 0.9 \cdot 0.4 \cdot 500 / 1.15) = 83.1 \text{ cm}^2.$$

Calcul du ferrailage l'ELU :

→ $A_s = 4.014 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ → T12 avec un espacement de 15 cm
Armature de réparation $A_r = A_s / 4 = 4.04 / 4 = 2.02 \text{ cm}^2$.

Donc : Armature // B → T12 esp 15cm

Armature perpendiculaire à B = 9T8 esp 20m

• **Vérification des semelles filantes à l'ELS :**

Pour dimensionner la semelle il faut vérifier que les contraintes sous la semelle ne dépassent pas les contraintes admissibles.

$$q_{ELS} = N/BL$$

Tableau VI. 6 : Les charges revenant pour chaque file à ELS.

Files	N (KN)	L (m)	B (m)	q (KN/m ²)
A-A	2466.25	20.70	1.80	66.19
B-B	4719.35	20.70	1.80	126.66
C-C	7168.45	20.70	1.80	192.39
D-D	7395.78	20.70	1.80	198.49
E-E	3870.96	20.70	1.80	103.89

$$q_{\max} = 198.49 \text{KN/m}^2.$$

VI.4.2.1 Vérifications nécessaires :

b =55cm ; h=60cm ; d=54cm ; f_e=500 MPa ; f_{c28}=30 MPa ; f_{t28}=2,4MPa ; σ_s=435Mpa

VI.4.2.2 Condition de non fragilité :

$$A_{s\min} = 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,96 \text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées

VI.4.2.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_0 = q \cdot L^2 / 8$$

Avec :

$$L = 4.50 \text{m}$$

- **Moments en travées**

$$M_t = 0,85 \times M_0$$

- **Moments sur appuis**

$$M_a = 0,5 \times M_0$$

Tableau VI. 7 : Calcul des moments en appuis et en travée.

q (kN/m)	M0	Mt	Ma	As t	As a
198.49	502.42	427.06	251.21	31.40	15.7

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes.

	Mser (kNm)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Trav	427.06	40.2	8.55	18	116.8	200	Oui
App	251.21	15.70	4.77	18	62.6	200	Oui

La contrainte d'acier est vérifiée en travée et en appuis.

VI.4.2.4 Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$$

Avec :

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

$$T_u = \frac{quL}{2} = \frac{198.49 \times 4.5}{2} = 446.60\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{446.60 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0.82\text{MPa} < \bar{\tau} = 3\text{MPa} \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

VI.5 Schémas de ferrillages (semelle + nervure) :

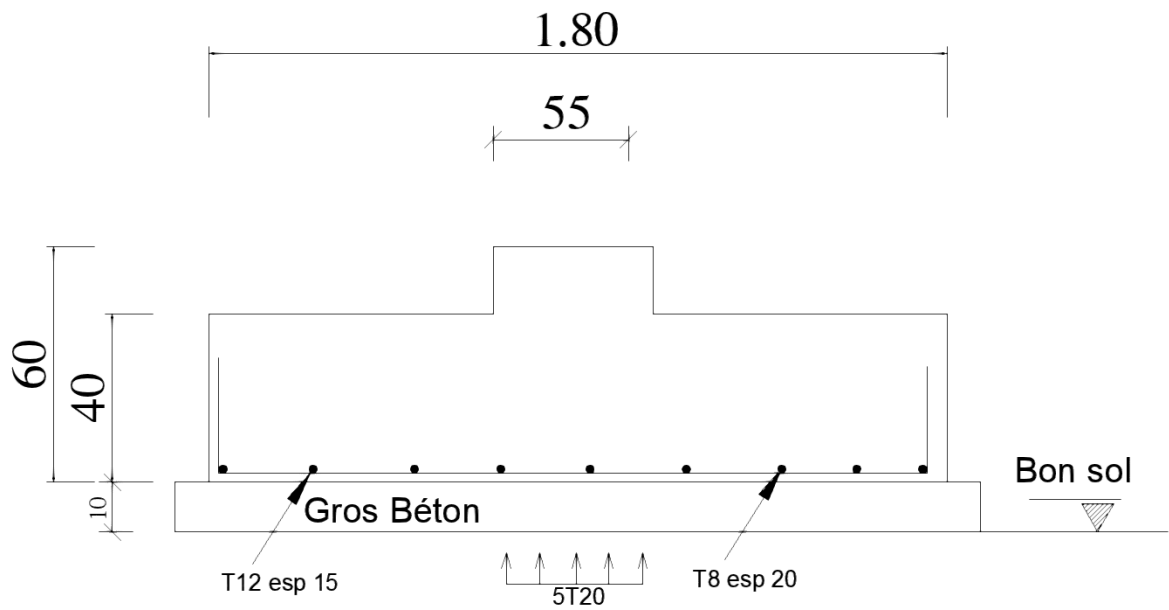


Figure VI.9 : Schéma de ferrillage de la semelle

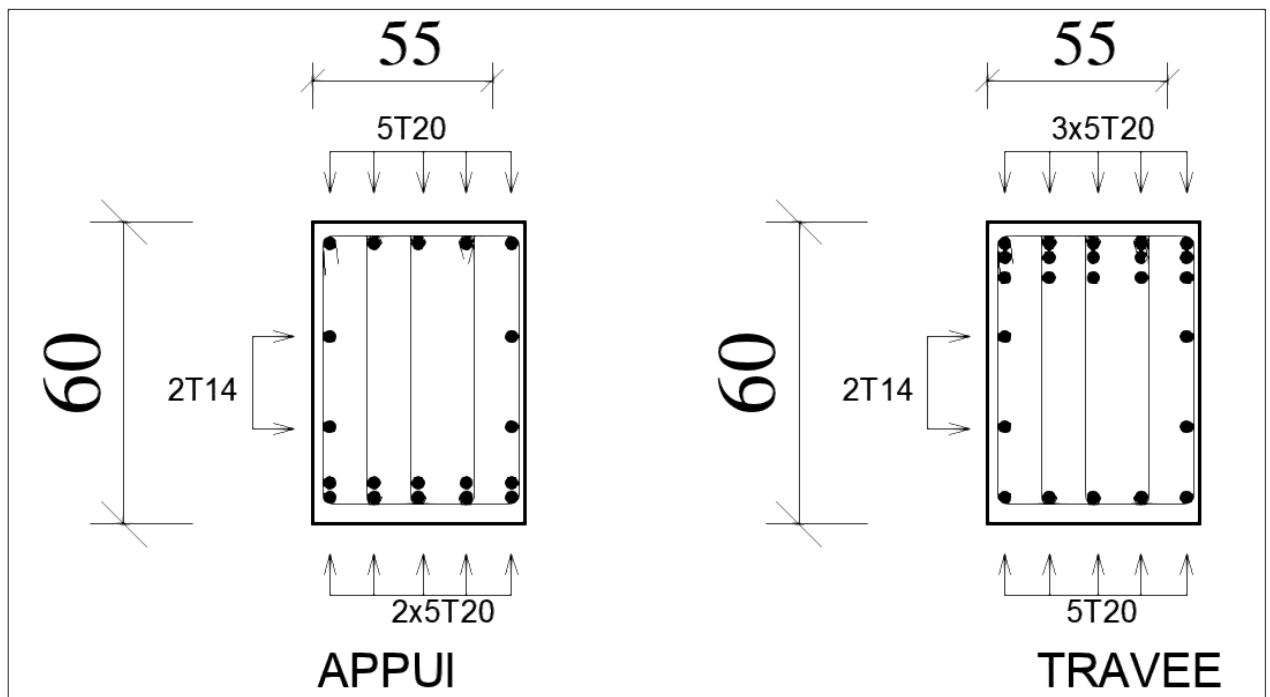


Figure VI.10 : Ferrillage Nervures

VI.6 Etude du voile périphérique :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

Pré-dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003,

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x = 3,06 \text{ m}$; $L_y = 6,20 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon BAEL91 modifier 99, la charge de poussées des terres est données par : $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 21,90 \text{ kN/m}^3$).

H : Hauteur du voile ($H = 3,06 \text{ m}$).

$$\varphi = 28^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,361$$

Donc : $Q = A \cdot \gamma \cdot H = 24,19 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 32,65 \text{ kN/ml}$

Effort dans la dalle

$\frac{L_x}{L_y} = 0,58 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\mu_x = 0,0851$; $\mu_y = 0,2703$

$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 26,02 \text{ kNm}$

$M_y = \mu_y M_x = 7,03 \text{ kNm}$

- Moment en travée :

$M_{tx} = 0,85 M_x = 22,11 \text{ kNm}$

$M_{ty} = 0,85 M_y = 5,98 \text{ kNm}$

- Moment sur appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 13,01$

Calcul du ferrailage:

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 18,00 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1: Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	22,11	0,048	0	0,062	17,55	3,62	7T10	5,50	15
	y-y	5,98	0,013	0	0,016	17,88	0,96	5T10	3,93	20
Appuis	x-x	13,01	0,028	0	0,036	17,74	2,11	4T10	3,14	15
	y-y									

Condition de non fragilité :

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \left(3 - \frac{3,06}{5,25} \right) \times \frac{100.20}{2} = 1,93 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\begin{cases} A_x = 3,62 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \\ A_y = 0,96 \text{ cm}^2 < A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_y = 1,60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 2,11 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \\ A_y = 2,11 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 46,13 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 33,30 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 46,13 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{46,13.10^3}{1000 \times 180} = 0,26 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Verification à l'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,58 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 24,19 \text{ kN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0897$$

$$\mu_y = 0,4462$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 20,32 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 9,07 \text{ kNm}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,58 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 24,19 \text{ kN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0897$$

$$\mu_y = 0,4462$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 20,32 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 9,07 \text{ kNm}$$

- Moment en travée :

$$M_{ix} = 0,85 M_x = 17,27 \text{ kNm}$$

$$M_{iy} = 0,85 M_y = 7,71 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 10,16 \text{ kNm}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI. 2: Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MP a)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	17,27	5,50	4,69	18054,10	4,49	15	190,9 8	201,6	Vérifiée
	y-y	7,71	2,51	3,61	10948,56	2,54	15	181,9 0	201,6	Vérifiée
Appuis	x-x	10,16	3,14	3,67	11319,62	3,30	15	192,9 3	201,6	Vérifiée
	y-y									

c. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,065 > 0,042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,065 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 3,05 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Tableau VI 11 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

Sens x-x	Sens y-y
En travée et sur appui	

VI.7 longrines :

Les longrines sont dimensionnées et ferrillées comme des tirants.

Selon le RPA l'effort F pris dans les calculs est égale à N/α .

Avec :

N : l'effort normal gravitaire du poteau le plus sollicité et $F \geq 20 \text{ KN}$.

Pour u site S2 la section minimale de la longrine est : 25cm x 30cm.

Pour la zone III la valeur de $\alpha = 12$. (Selon le RPA)

Le ferrailage minimal est de 0.6% de la section et l'espacement des cadres est tel que :

$$At \leq \min (20\text{cm}; 15\phi_l).$$

$$N=1715.34\text{KN}; \text{ et } F = 142.95\text{KN}.$$

Calcul des armatures longitudinales :

A l'ELU :

$$\sigma'_{st} = 347,83 \text{ Mpa}$$

$$A = 4,11 \text{ cm}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma'_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$A = 4,96 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures min :**Selon le B.A.E.L :**

$$A_{min} = 1,27 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Selon l'R.P.A :

$$A_{min} = 7,2 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Calcul des armatures transversales :

On prend des armatures de diamètre Ø8

Calcul des espacements :

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

VI.8 Conclusion :

En conclusion, ce chapitre a mis en évidence l'importance cruciale des fondations dans la construction, leur rôle étant de supporter les charges de la structure et de les transmettre au sol. Différents types de fondations ont été présentés, des superficielles (semelles isolées, filantes) aux profondes (semelles sur pieux). Le choix du type de fondation dépend des charges, de la contrainte du sol et de sa classification. La conception et le ferrailage de la fondation choisie ont été étudiés et vérifiés.

Conclusion générale

En conclusion, ce projet de fin d'études a été une expérience enrichissante qui nous a permis d'appliquer nos connaissances théoriques à la réalité de la conception et du calcul des structures en béton armé. Cependant, nous avons également rencontré quelques défis tout au long de cette période de travail.

Parmi les problèmes auxquels nous avons été confrontés, figurent les difficultés liées à la modélisation et à l'analyse tridimensionnelle des structures. L'utilisation du logiciel ETABS, bien que puissant, a nécessité une courbe d'apprentissage importante et nous avons dû surmonter des obstacles techniques pour obtenir des résultats précis.

De plus, la prise en compte des contraintes architecturales dans la disposition des voiles a posé des défis dans l'équilibre entre l'aspect esthétique du bâtiment et les exigences de résistance aux séismes. Trouver le compromis adéquat a demandé une réflexion approfondie et une collaboration étroite avec les professionnels de l'architecture.

Nous avons également été confrontés à des contraintes de temps et de ressources, ce qui a nécessité une gestion efficace du projet et une répartition judicieuse des tâches pour respecter les délais fixés.

Malgré ces difficultés, nous sommes fiers d'avoir surmonté ces obstacles et d'avoir réussi à mener à bien ce projet. Chaque défi rencontré nous a permis de renforcer nos compétences techniques, notre résilience et notre capacité à trouver des solutions créatives aux problèmes.

Nous exprimons notre reconnaissance envers toutes les personnes qui nous ont soutenus pendant cette période, y compris notre promoteur, nos familles, nos amis et nos collègues. Leur soutien et leurs encouragements ont été inestimables pour surmonter les difficultés et atteindre nos objectifs.

En conclusion, ce projet de fin d'études nous a permis de développer nos compétences techniques, de surmonter des défis et de nous préparer pour notre future carrière professionnelle. Nous sommes reconnaissants envers toutes les personnes qui ont contribué à notre succès et nous sommes fiers du travail accompli.

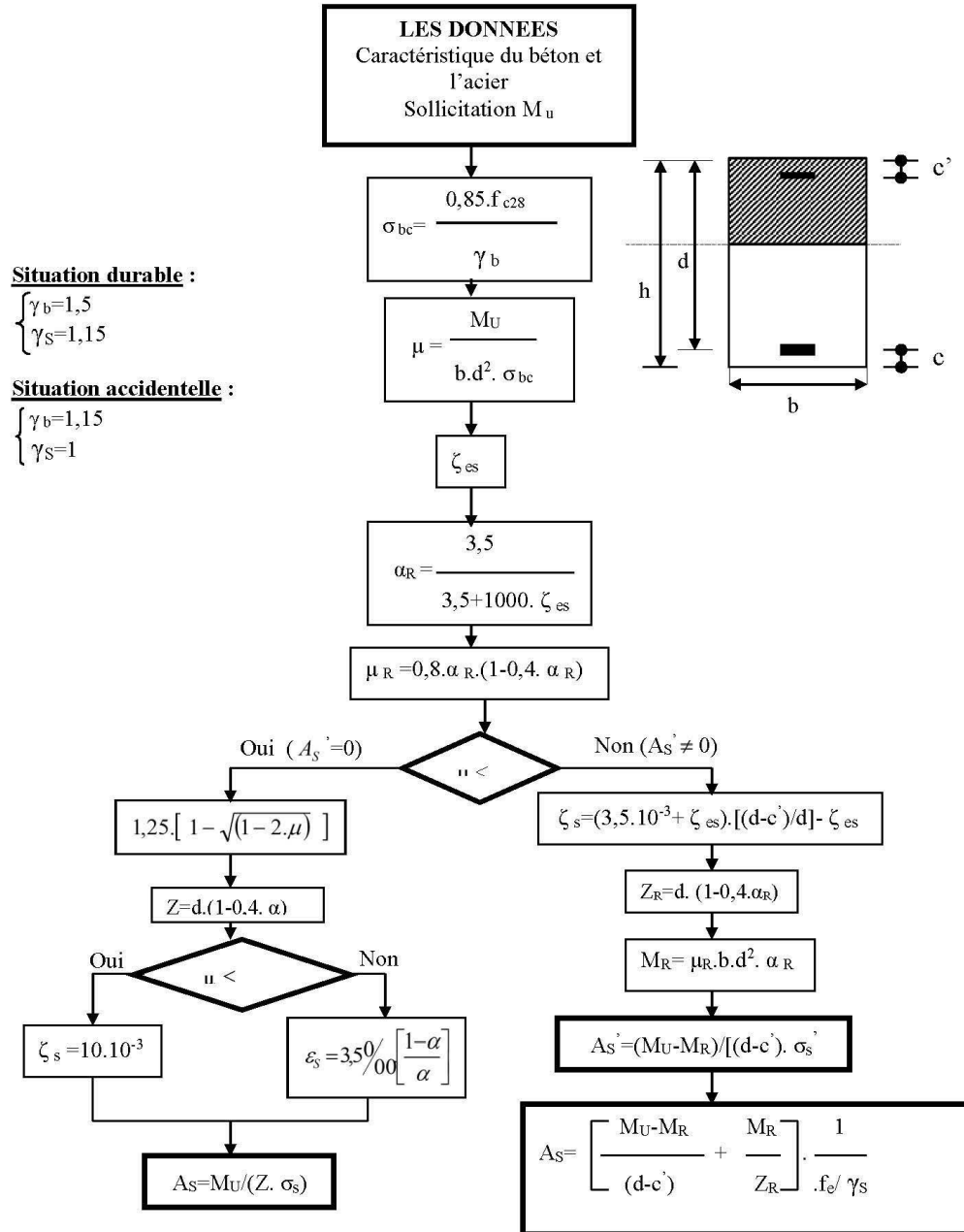
Références Bibliographiques

Références bibliographique

1. Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / version 2003.
2. Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91).
3. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA.93).
4. Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2).

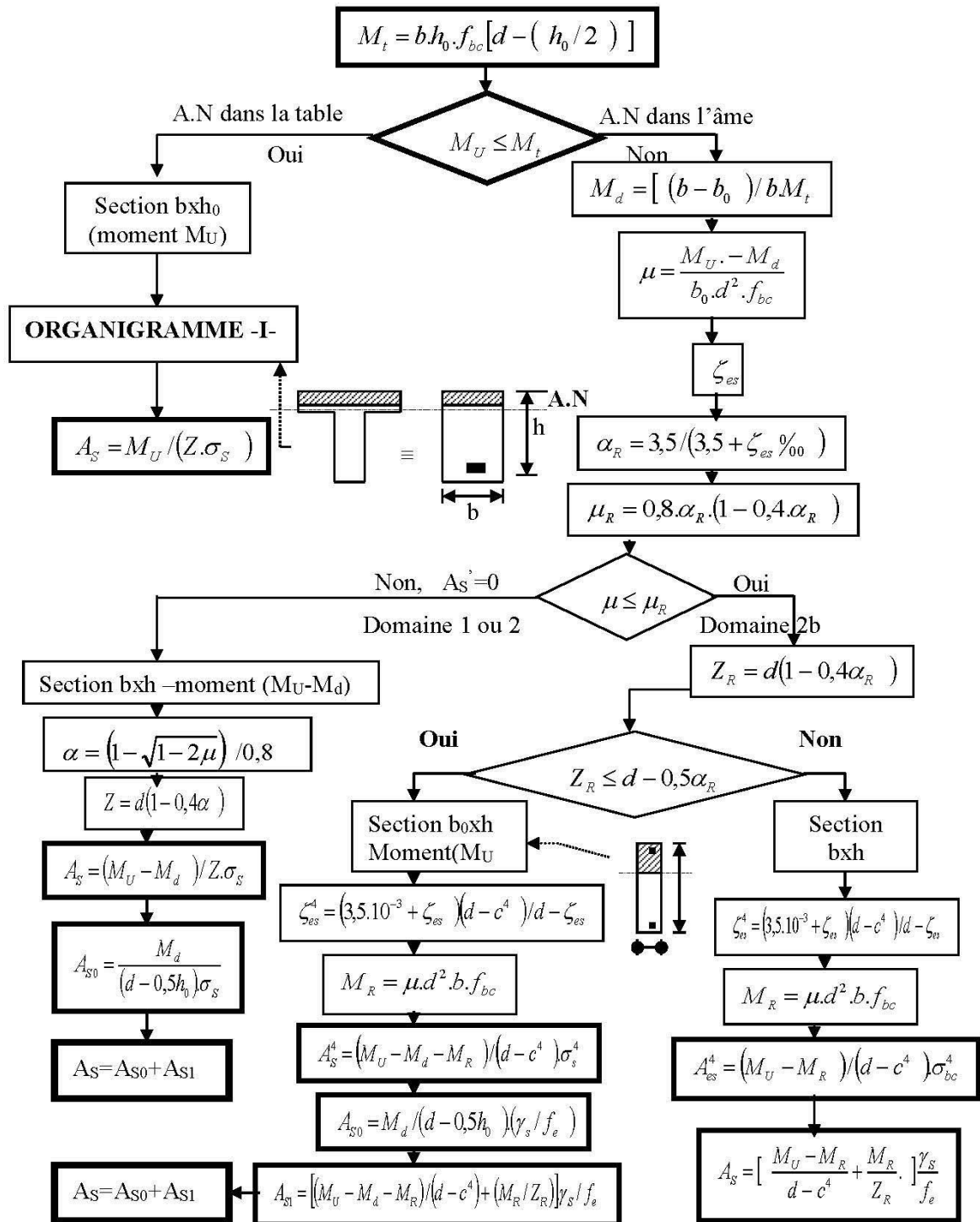
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



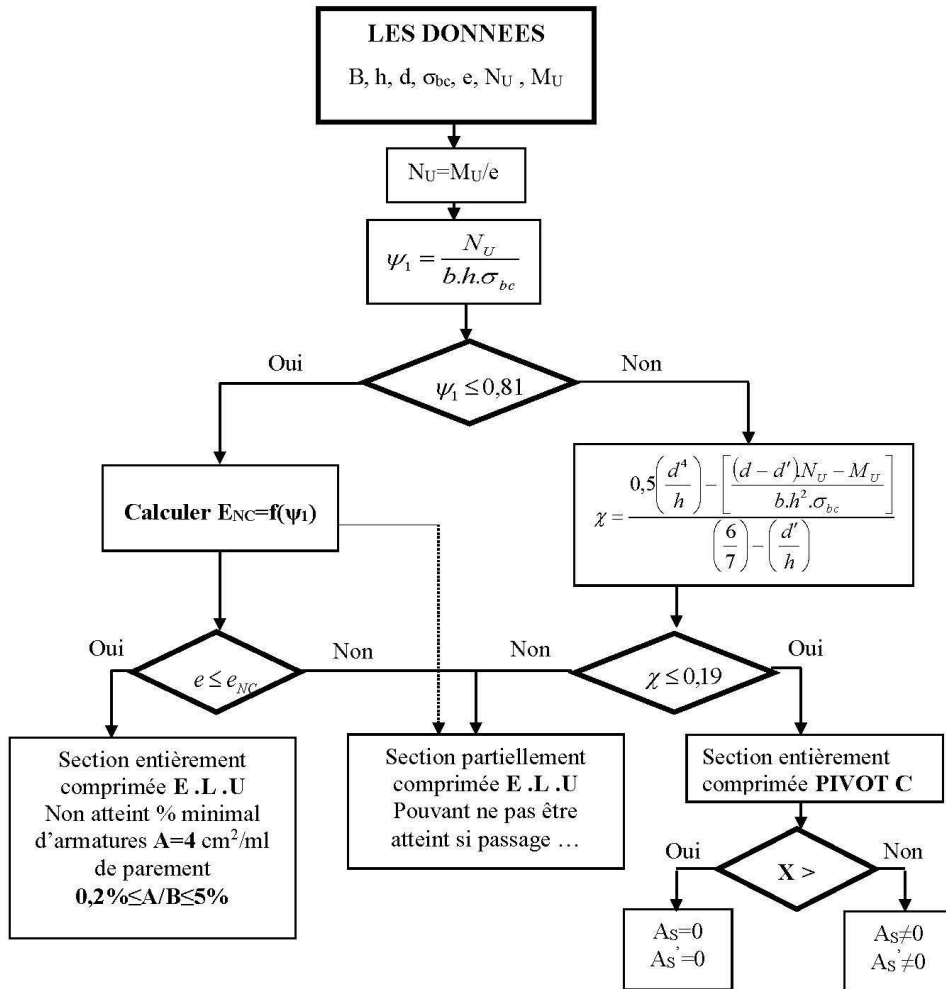
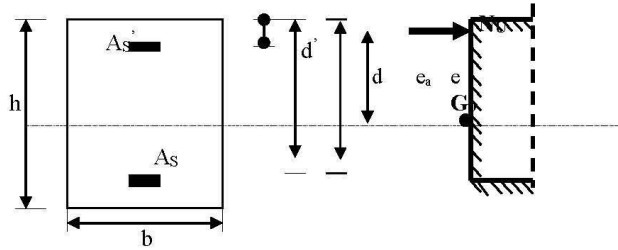
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



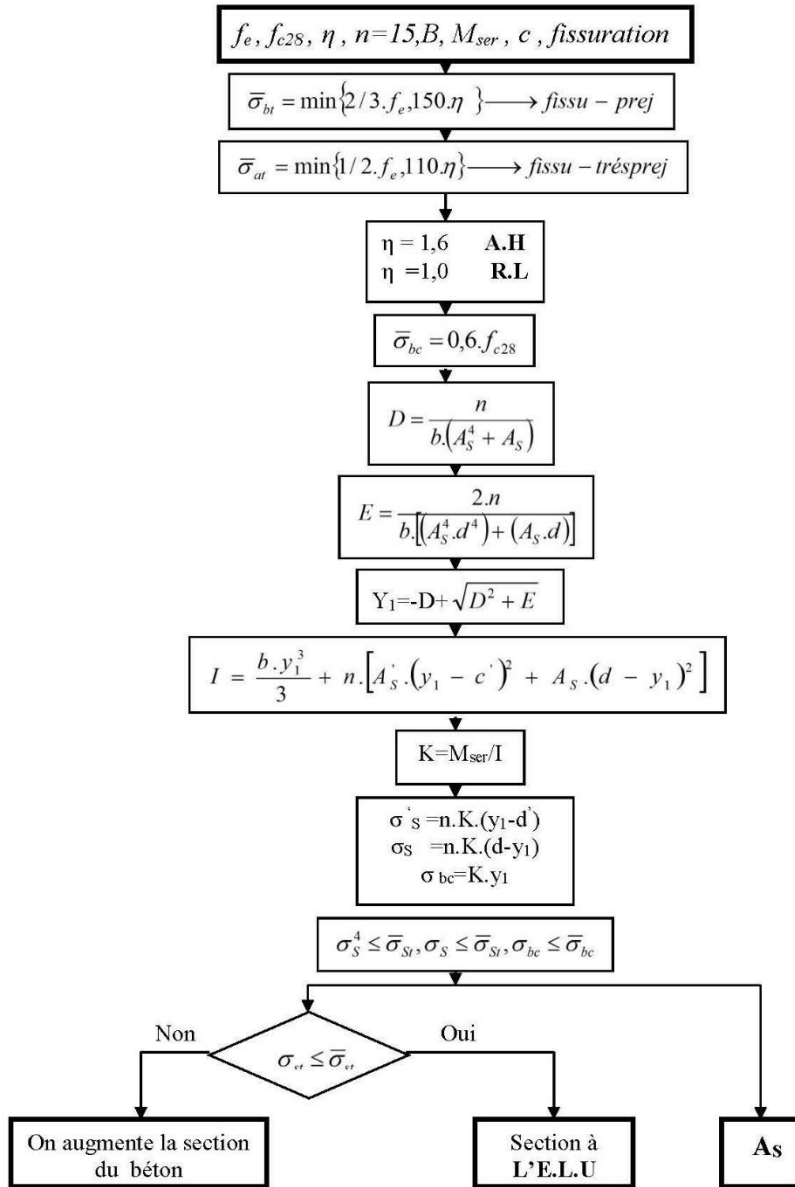
ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

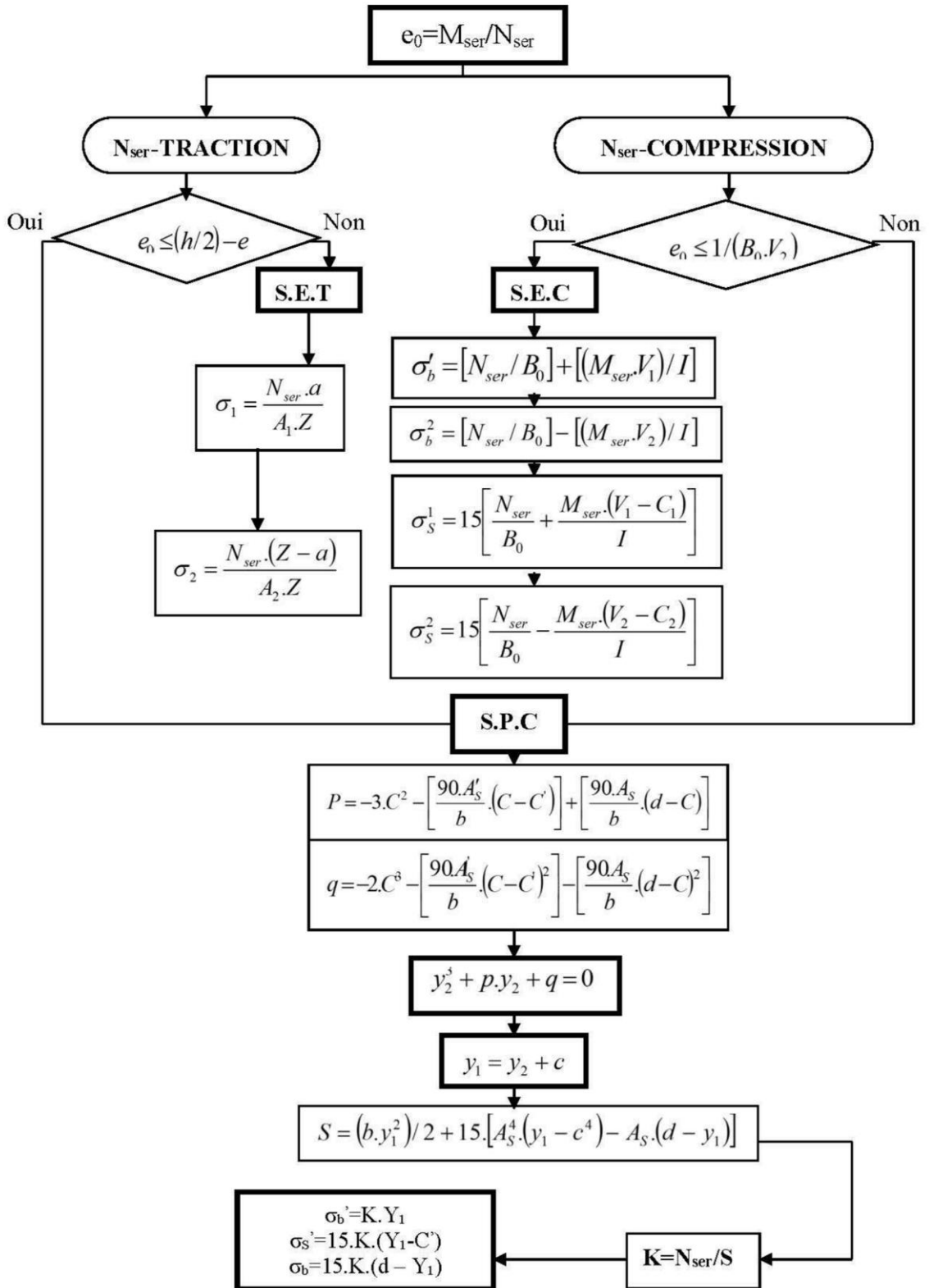


ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

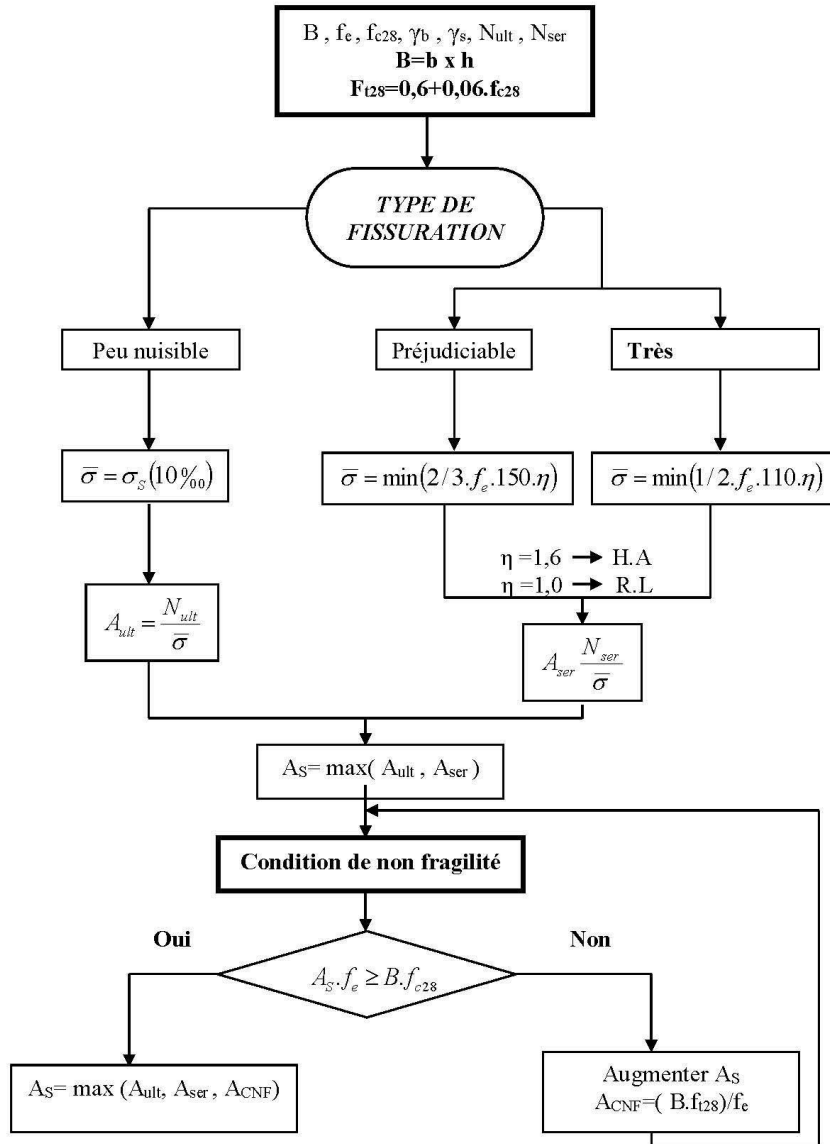


ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



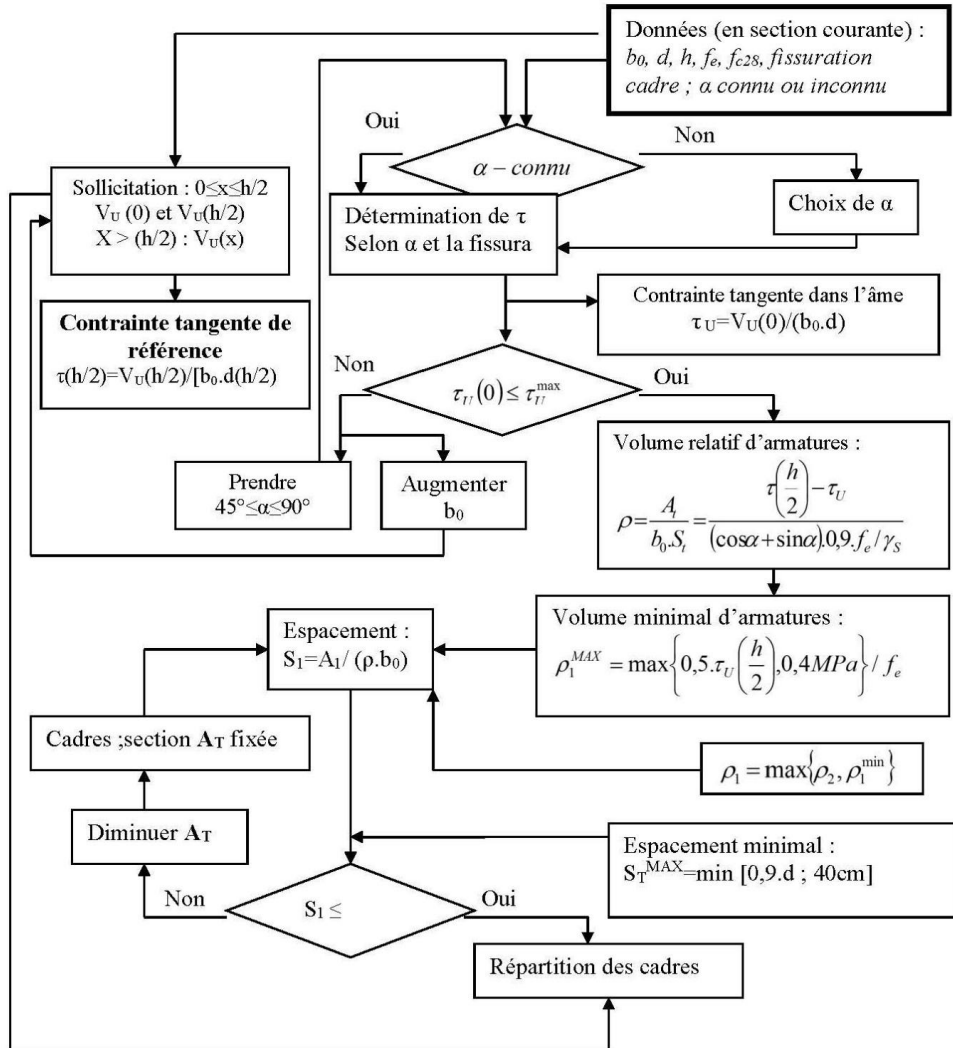
ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



Section en cm² de N armatures de diamètre Ø en mm

N \ Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Tableau des armatures

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000