

N° Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2024

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE D'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

**Ouadi merabet Oussama
Behar Abdelmoumene**

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 :

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :

Etude d'un bâtiment irrégulier en introduisant l'effet de site et la zone sismique

Devant le jury composé de :

Mme.Boumaiza Malika
Mr.Aouadi Abdelhak
Mme Rouabeh Aicha

UAMOB / GENIE CIVIL Encadreur
UAMOB / GENIE CIVIL Examineur
UAMOB / GENIE CIVIL Président

Année Universitaire 2023/2024

Remercîments

Nous exprimons toute notre reconnaissance, notre gratitude et notre remerciement envers Dieu, le tout-puissant, qui nous a accordé la force, la patience, le courage et la volonté de terminer ce travail à temps.

Tout d'abord, nous remercions notre encadrant **Madame Malika Boumaiza** , pour sa disponibilité, ses précieux conseils et son soutien tout au long de ce projet. Son expertise et sa rigueur scientifique ont été une véritable inspiration et ont considérablement enrichi cette étude.

Nous tenons à remercier les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'évaluer ce modeste travail.

Au bureau d'études, « **ABDERRAHMANI Abdelhak** » Pour leur aide précieuse et leur soutien professionnel qui ont grandement facilité l'accomplissement de ce projet.

Merci à tous pour votre soutien indéfectible, vos encouragements et votre présence constante. Ce mémoire est le fruit de vos sacrifices et de votre dévouement.



Dédicace

Je dédie humblement ce travail avec les sentiments les plus sincères et profonds de mon cœur :

À mes parents, je tiens à exprimer ma gratitude pour leur amour inconditionnel, leur patience et leurs encouragements constants. Votre soutien moral et financier m'a guidé dans la réalisation de mes objectifs.

À mon frère, pour leur complicité et leur soutien indéfectible.

À mes sœurs, Votre présence à mes côtés a été une source de réconfort et de motivation.

À mon binôme Oussama.

Je tiens à exprimer ma gratitude envers tous mes collègues en Génie Civil.

Abdelmoumene





Dédicace

Je dédie humblement ce travail avec les sentiments les plus sincères et profonds de mon cœur :

À ma chère mère, que Dieu ait son âme, dont l'amour et le soutien indéfectibles ont été ma source de force et de courage tout au long de mon parcours académique.

À mon cher père, dont la présence aimante et le soutien inconditionnel ont été ma lumière et ma force tout au long de ma vie. Papa, tu as été mon guide et ma source d'inspiration, me donnant la confiance et la détermination pour affronter les défis. Je te suis infiniment reconnaissant pour chaque instant que nous avons partagé et pour tout ce que tu as fait pour moi. Je t'aime, Papa.

À mon frère et à ma sœur, pour leur complicité et leur soutien indéfectibles.

À mon binôme Abdelmoumene .

Oussama



*Dans les sciences, le chemin est plus important
que le but. Les sciences n'ont pas de fin*

Erwin Chargaff

SOMMAIRE

Dédicace	I
RESUME.....	II
ABSTRACT.....	II
ملخص.....	III
SOMMAIRE	IV
LISTE DES TABLEUX	V
LISTE DES FIGEURES	VI
CHAPITRE I : Exposition De L'ouvrage Et Propriétés Des Matériaux	
I.1 Situation.....	4
I.2 Les dimensions de bâtiment.....	4
I.3 Le système de contreventement.....	4
I.4 Les caractéristiques des différents éléments.....	6
I.5 Les règlements et les logiciels utilisés	6
I.6 Caracteristiques des materiaux.....	6
CHAPITRE II : Prédimensionnement Des Eléments Et Descente Des Charges	
II.1 Les planchers.....	10
II.1.1 Les planchers en corps creux.....	10
II.1.2Dalle pleine	10
II.2 Les poutres.....	10
II.3 Les voiles	11
II.4L'acrotère.....	11
II.5 Prédimensionnement des poteaux.....	11
II.5.1 Calcul de Nu.....	12
b- Calcul de NG.....	13
c- Calcul de NQ.....	13
d-Calcul de la charge limite ultime N_{ul}	13
CHAPITRE III : Ferrailage Des Eléments Secondaires	
III.1 Ferrailage de la dalle pleine.....	18
III.2Le plancher en corps creux.....	20
III.3 L'étude des escaliers	27

III.3.1	Prédimensionnement des escaliers	27
III.3.2	Les charges et les surcharges des escaliers	29
III.3.3	Combinaisons des charges	31
III.3.4	Le ferrailage des escaliers.....	32
III.3.4.1	Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant.....	32
III.3.4.2	Calcul des armatures d'acier.....	35
III.4	L'étude de l'acrotère.....	39
III.5	Dalle pleine des balcons.....	43
III.6	Etude de la salle machine.....	47

CHAPITRE IV : Etude Sismique Et L'analyse De L'effet De Type De Sol Et La Zone

Sismique

IV.1	Le bâtiment étudié.....	52
	Caractéristiques géométriques et massique d la structure.....	53
IV.2	Résultats de l'analyse dynamique par <i>ETABS</i>	55
IV.2.1	Le nombre de modes à considérer.....	55
IV.3	L'étude sismique.....	55
IV.3.1	Calcul de la force sismique totale.....	55
IV.3.1.1	Choix de coefficient de comportement R	56
IV.3.2	La résultante des forces sismiques par la méthode d'analyse modale spectrale	57
IV.3.2.1	Spectre de réponse de calcul.....	57
IV.3.2.2	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	58
IV.3.3	Vérification des déplacements latéraux inter – étage.....	59
IV.3.4	Vérification de l'effort normal réduit.....	61
IV.3.5	Vérification de l'effet P- Δ	61
IV.3.6	Vérification de la stabilité au renversement.....	62
IV.4	L'analyse de l'effet de type de sol et la zone de sismicité sur la stabilité sismique de la structure.....	63
IV.4.1	L'effet de site et la zone sismique sur la variation de la période fondamentale et l'effort tranchant à la base.....	63
IV.4.2	L'effet de site et la zone sismique sur la vérification de déplacement inter-étage	65
IV.4.3	La vérification l'effort tranchant $V_{dyn}/V_{sta}>0,8$	67
IV.4.4	La vérification de la stabilité au renversement de la structure.....	74

IV.5 Conclusion	78
Chapitre V : Eléments Porteurs	
V.1 Ferrailage des poteaux.....	80
Combinaisons d'action.....	80
V.1.2 Vérification à l'ELU	84
V.1.3 Vérifications à l'ELS	84
V.2 Ferrailage des poutres.....	85
V.2.1 Calcul des armatures longitudinales (BAEL-91 et CBA-93).....	86
V.2.2 Calcul des armatures transversales.....	89
V.2.3 Vérifications.....	89
V.2.4 Calcul de la flèche.....	90
V.3 Ferrailage des voiles.....	91
V.3.1 Les combinaisons d'action.....	91
V.4 Exemple de calcul.....	91
CHAPITRE VI : Etude Des Fondations	
VI.1 Choix de type fondation.....	97
VI.2 Prédimensionnement du radier.....	97
Vérification de la surface minimale	97
VI.3 Vérification de radier sous l'effet de la pression hydrostatique.....	98
VI.4 Vérification au poinçonnement.....	98
VI.5 Condition de résistance au cisaillement.....	99
VI.6 Caractéristique géométriques du radier	99
VI.6 Évaluation et vérification des contraintes sous le radier	101
VI.7 Vérification de la stabilité au renversement et soulèvement.....	101
VI.8 Ferrailage du radier.....	101
VI.9 Ferrailage des nervures	106
VI.9.1 Evaluation des charges et surcharges.....	106
VI.9.2 Vérification à l'ELS (fissuration préjudiciable).....	107
VI.9.3 Calcul de la flèche.....	108
CONCLUSION GENERALE	109

LISTE DES TABLEUX

CHAPITRE I : Exposition De L'ouvrage Et Propriétés Des Matériaux

Tableau I.1 : Les dimensions du bâtiment.....	4
Tableau I.2 : Les caractéristiques des différents éléments constituant de la structure.....	6
Tableau I.3 : Les caractéristiques mécaniques et physiques de béton.....	7
Tableau I.4 : Les caractéristiques mécaniques et physiques de l'acier	8

CHAPITRE II : Prédimensionnement Des Eléments Et Descente Des Charges

Tableau II.1 : Charges permanentes de planchers terrasse.....	12
Tableau II.2 : Charges permanentes de planchers étage courant.....	12
Tableau II.3 : Charge permanente des balcons.....	13
Tableau II.4 : Les efforts revenants aux poteaux.....	14
Tableau II.5: La section des poteaux adoptés pour les différents niveaux.....	16

CHAPITRE III : Ferrailage Des Eléments Secondaires

Tableau III.1 : Les charges permanent G de la dalle pleine.....	18
Tableau III.2 : Les dimensions et les de la dalle pleine.....	18
Tableau III.3 : Le calcul des sollicitations de la dalle pleine.....	18
Tableau III.4 : Le ferrailage de la dalle pleine et l'espacement.....	18
Tableau III.5 : Les différentes vérifications au niveau de la dalle pleine	19
Tableau III.6 : Prédimensionnement des poutrelles.....	20
Tableau III.7: les charges et les combinaisons d'action au niveau des poutrelles.....	20
Tableau III.8 : Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.....	20
Tableau III.9 : Calcul des efforts par la méthode de Caquot (a).....	21
Tableau III.10 : Les vérifications à l'ELU	24
Tableau III.11 : Le prédimensionnement des escaliers	29

Tableau III.12 : Les charges permanentes de la paillasse 1 ^{er} escalier.....	29
Tableau III.13 : Les charges permanentes de la paillasse 2 ^{eme} escalier.....	30
Tableau III.14 : Les charges permanentes de palier 1 ^{er} escalier.....	30
Tableau III.15 : Les charges permanentes de palier 2 ^{eme} escalier.....	30
Tableau III.16 : Les combinaisons de charges 1 ^{er} escalier.....	31
Tableau III.17 : Les combinaisons de charges 2 ^{eme} escalier.....	31
Tableau III.18 : Les réactions.....	32
Tableau III.19 : Les moments fléchissant de 1 ^{er} escalier.....	33
Tableau III.20 : Calcul de ferrailage de 2 ^{eme} escalier.....	38
Tableau III.21 : Vérifications à l'ELU 2 ^{eme} escalier.....	38
Tableau III.22 : Vérifications à l'ELS 2 ^{eme} escalier.....	38
Tableau III.23 : Combinaisons de charge de l'acrotère.....	40
Tableau III.24 : Calcul d'armature d'acier de l'acrotère.....	41
Tableau III.25 : Les combinaisons d'action et les efforts au niveau du balcon.....	44
Tableau III.26 : Les moments au niveau de la dalle de la salle machine.....	48
Tableau III.27 : Le calcul des armatures de la dalle de la salle machine.....	48
Tableau III.28 : Les vérifications des contraintes à l'ELS de la dalle de la salle machine..	50

CHAPITRE IV : Etude Sismique Et L'analyse De L'effet De Type De Sol Et La Zone Sismique

Tableau IV.1 : Le centre de masse et de rigidité.....	53
Tableau IV.2 : Les périodes et les facteurs de participation massique.....	53
Tableau IV.3 : Vérification de la période fondamentale.....	54
Tableau IV.4 : Estimation empirique de la période fondamentale.....	54
Tableau IV.5 : Calcul de l'effort sismique total.....	56
Tableau IV.6 : Calcule de facteur de qualité.....	56

Tableau IV.7 : Vérification de la condition $0.8 V_{stat} < V_{dyn}$	56
Tableau IV.8 : Distribution de la force sismique et l'effort tranchant sens x-x.....	58
Tableau IV.9 : Distribution de la force sismique et l'effort tranchant sens y-y.....	58
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étage sens y-y.....	60
Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étage sens x-x.....	60
Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter-étage sens x-x.....	61
Tableau IV.13 : Vérification de l'effet P- Δ sens longitudinal.....	61
Tableau IV.14 : Vérification de l'effet P- Δ sens transversal.....	62
Tableau IV.15 : Vérification de la stabilité au renversement sens longitudinal.....	62
Tableau IV.16: Vérification de la stabilité au renversement sens transversal.....	63
Tableau IV.17 : Variation de l'effort tranchant à la base et la période en fonction de catégorie de site.....	64
Tableau IV.18: Variation de l'effort tranchant à la base et la période en fonction de la zone sismique.....	64
Tableau IV.19 : Les déplacements inter-étage fonction de catégorie de site.....	66
Tableau IV.20 : Vérification des déplacements inter-étage fonction de la zone de sismicité.....	67
Tableau IV.21 : Vérification $V_{dyn}/V_{sta} > 0,8$ en fonction de catégorie de site.....	68
Tableau IV.22 : Vérification $V_{dyn}/V_{sta} > 0,8$ en fonction de la zone sismique.....	69
Tableau IV.23 : Vérification $M_{st}/M_{rvs} > 1,5$ fonction de catégorie de site.....	74
Tableau IV.24 : Vérification $M_{st}/M_{rvs} > 1,5$ fonction de catégorie de la zone de sismicité.....	75
Chapitre V : Eléments Porteurs	
Tableau V.1 : Valeurs des paramètres de calcul.....	80
Tableau V.2 : Calcul des armatures longitudinales.....	80
Tableau V.3 : Calcul des armatures longitudinales (Suite).....	81
Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux armatures longitudinal.....	83
Tableau V.5 : Ferrailage des poteaux armatures transversales.....	83

Tableau V.6 : Vérification à l'ELU.....	84
Tableau V.7 :Vérification à l'ELS.....	85
Tableau V.8 : Le ferrailage des poutres.....	88
Tableau V.9 :Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	89
Tableau V.10 : vérification de la contrainte de cisaillement.....	90
Tableau V.11 : vérification de l'effet de l'effort tranchant.....	90
Tableau V.12 : Vérification de la flèche.....	91
Tableau V.13 : Ferrailage de voile 1 sens longitudinal des différentes zones.....	93
Tableau V.14 : Ferrailage de voile 1 sens longitudinal des différentes zones (Suite).....	94
Tableau V.15 : Vérification des contraintes de cisaillement au niveau du voile V1 .	94
Tableau V.16 : Vérification des contraintes de béton à l'ELS	95
Tableau V.17 : Les armatures minimales selon le BAEL	95
Tableau V.18 : Les armatures horizontale de voile V1	95
CHAPITRE VI : Etude Des Fondations	
Tableau VI.1 : Choix de type de fondation.....	97
Tableau VI.2 : Les dimensions de la dalle et la nervure.....	98
Tableau VI.3 : La vérification au poinçonnement pour les poteaux et les voiles.....	99
Tableau VI.4 : Le centre de gravité de radier.....	100
Tableau VI.5 : La vérification des contraintes.....	100
Tableau VI.6 : La vérification de soulèvement du radier.....	101
Tableau VI.7 : La vérification de renversement du radier.....	101
Tableau VI.8 : Calcul des moments à l'ELU.....	102
Tableau VI.9 :Vérification à l'ELS.....	102
Tableau VI.10 : Calcul des armatures à l'ELU sens x-x	103
Tableau VI.11 : Vérification à l'ELS (Fissuration préjudiciable) sens x-x.....	103
Tableau VI.12 : alcul des armatures à l'ELU sens y-y.....	104
Tableau VI.13 : Vérification à l'ELS (Fissuration préjudiciable) sens y-y	104

Tableau VI 14.: Calcul des armatures de la nervure.....	107
Tableau VI. 15: Vérification de la flèche de la nervure.....	108

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Exposition De L’ouvrage Et Propriétés Des Matériaux

Figure I.1 : La position du projet.....	4
Figure I.2 : Plan architectural de rez de chaussée.....	5
Figure I.3 : Plan architectural de L'étage courant	5
Figure I.4 : façade principale et la coup A-A.....	5

CHAPITRE III : Ferrailage Des Eléments Secondaires

Figure III.1 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	19
Figure III.2 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression et des poutrelles	26
Figure III.3 : Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle à ELU	26
Figure III.4 : Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle à ELU	27
Figure III.5 : Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à ELS	27
Figure III.6 : Le schéma de premier escalier (escalier d'étage courant).....	28
Figure III.7 : Le schéma de deuxième escalier (escalier de l'entrée).....	28
Figure III.8 : Le schéma statique escalier N ^o 1.....	31
Figure III.9 : Le schéma statique escalier N ^o 2.....	32
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELU escalier N ^o 1.	33
Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissant à L'ÉLU escalier N ^o 2.	33
Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchant à L'ÉLS escalier N01.....	33
Figure III.13 :Diagramme des moments fléchissant à L'ÉLS du 1 ^{er} escalier.	34

Figure III.14 :Diagramme des moments fléchissant à L'ÉLU du 2 ^{ème} escalier.	34
Figure III.15:Diagramme des efforts tranchant à L'ÉLU du 2 ^{ème} escalier.	34
Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissant à L'ÉLS du 2 ^{ème} escalier.....	35
Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchant à L'ÉLS du 2 ^{ème} escalier.....	35
Figure III.18 :Schéma de ferrailage du 1 ^{er} escalier.....	39
Figure III.19 :Schéma de ferrailage du 2 ^{ème} escalier.....	39
Figure III.20 :Schéma Statique de l'acrotère.....	40
Figure III.21 : Schéma de la section rectangulaire à calculer.....	40
Figure III.22 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	43
Figure III.23 : Schéma statique de balcon de 1,2 m.....	44
Figure III.24 : Schéma de ferrailage du balcon.....	47
Figure III.25 :Répartition de la charge localisée	47
Tableau III.26 :Le ferrailage (X-X).....	50
Tableau III.27 :Coupe A-A (Y-Y).....	50

CHAPITRE IV : Etude Sismique Et L'analyse De L'effet De Type De Sol Et La Zone Sismique

Figure IV.1 : La vue en 3D de la structure sur ETABS.	52
Figure IV.2 : La disposition des voiles adéquate de bâtiment.....	52
Figure IV.3 : Représentation du spectre de calcul.....	57
Figure IV.4 : Distribution de des efforts sismiques et tranchants suivants les deux sens x-x et y-y.....	59
Figure IV.5 : La variation de l'effort tranchant à la base en fonction de facteur d'amplification.....	64
Figure IV.6 : La variation de l'effort tranchant à la base en fonction de coefficient d'accélération.....	64
Figure IV.7 : La période fondamentale en fonction de D.....	65
Figure IV.8 : La période fondamentale en fonction de A.....	65

Figure IV.9 : La variation de déplacement inter-étage en fonction de facteur d'amplification pour les différentes zones.....	70
Figure IV.10 : La variation de déplacement inter-étage en fonction de facteur d'accélération pour les différents sites.....	71
Figure IV.11 : La variation de V_{dyn}/V_{sta} en fonction de facteur d'amplification pour les différentes zones.....	72
Figure IV.12 : La variation de V_{dyn}/V_{sta} en fonction de coefficient d'accélération pour les différents sites.....	73
Figure IV.13 : La variation du rapport M_{st}/M_{rvs} en fonction de facteur d'amplification pour les différentes zones.....	76
Figure IV.14 : La variation du rapport M_{st}/M_{rvs} en fonction de coefficient d'accélération pour les différents sites.....	77

Chapitre V : Eléments Porteurs

Figure V.1 : L'emplacement des poteaux.....	82
Figure V.2 : L'emplacement des poutres.....	86

Chapitre VI : Eléments des Fondations

Figure VI.1 : Schéma de ferrailage du radier.....	105
Figure VI.2 : Moment fléchissant à l'ELS.....	106
Figure VI.3 : Efforts tranchants à l'ELU.....	106
Figure VI.4 :Moment fléchissant à l'ELU.....	106

Résumé

Dans ce mémoire on a étudié un bâtiment en béton armé de forme irrégulière en plan, L'influence du type de sol et de la zone sismique sur les changements de force sismique et les conditions de vérification requises par la réglementation sismique sont analysées. L'interprétation des résultats de la période actuelle suggère que ces derniers n'ont eu aucun impact. Quant à la force de cisaillement à la base, son évolution est proportionnelle au coefficient d'accélération A. La réduction des ondes sismiques amplifie les valeurs de déplacement et de force sismique. Les mêmes résultats d'observation du déplacement inter-étages et du contrôle du déplacement inter-étages. stabilité au retournement..

Mots-clés : bâtiments irréguliers, effets dits, zones sismiques, stabilité.

Abstract

In this work, we take a reinforced concrete building with an irregular plan shape as the research object and analyze the influence of soil type and seismic zone on the variation of seismic forces and the verification conditions required by seismic regulations. The interpretation of the results for this period shows that they have no influence on the latter. The variation of the base shear force is proportional to the acceleration coefficient A, and the weakening of the seismic waves amplifies the values of displacements and seismic forces. The same findings apply to the displacements between floors and to the examination of overturning stability..

Key words: irregular building, site effect, seismic zone, stability.

ملخص :

في هذا المذكرة، تمت دراسة مبنى خرساني مسلح ذو شكل غير منتظم في المخطط. تم تحليل تأثير نوع التربة والمنطقة الزلزالية على التغيرات في القوة الزلزالية وظروف التحقق المطلوبة من قبل اللوائح الزلزالية. تشير النتائج الحالية إلى أن هذه الأخيرة لم يكن لها أي تأثير. أما بالنسبة لقوة القص عند القاعدة، فإن تطورها يتناسب مع معامل التسارع A. يؤدي تخفيض الموجات الزلزالية إلى تضخيم قيم الإزاحة والقوة الزلزالية. نفس نتائج ملاحظة الإزاحة بين الطوابق ومراقبة الإزاحة بين الطوابق. الاستقرار عند الانقلاب.

الكلمات المفتاحية: المباني غير المنتظمة، التأثيرات المعروفة، المناطق الزلزالية، الاستقرار

INTRODUCTION GENERALE

Notre pays a été plusieurs fois victime des catastrophes naturelles tel que les séismes, le plus mémorable eu lieu en 2003 à Boumerdes. Sur la base des résultats du dernier enregistrement sismique, l'édition 2003 du Code sismique algérien a modifié les éléments suivants : les zones sismiques ; la valeur du coefficient d'accélération A ; cette réglementation permet en outre aux ingénieurs de baser leurs décisions sur les séismes et le comportement requis ; pendant eux (ductilité, rigidité) Choisissez entre une variété de systèmes de support. Les effets de site ont un impact considérable sur la manière dont les bâtiments sont construits. Les propriétés du sol modifient le mouvement lors des tremblements de terre. Lors de la construction de bâtiments dans des zones sinistrées, certaines normes sismiques doivent être respectées, notamment RPA.

Ce travail de mémoire traite deux cas: Calcul des sites et des zones sismiques et de leur impact sur les contraintes sismiques, les capacités de résistance et de ductilité selon les catégories de sites précisées dans le zonage et la réglementation sismique et conformément à la réglementation applicable en Algérie, à l'aide du logiciel ETABS. Calcul d'éléments pour les études sismiques de structures sélectionnées. Le bâtiment est de type R+9, de forme irrégulière et est situé en zone sismique modérée (Zone IIa).

Notre objectif est donc d'évaluer l'influence des sites et des zones d'activité sismique sur la réponse sismique des structures irrégulières en béton armé, le tout en utilisant les méthodes analytiques du Code Sismique Algérien (RPA), qui sont équivalentes à l'utilisation de méthodes statiques basées sur des connaissances de base. modes Méthodes d'analyse modale vibrationnelle et spectrale pour des spectres de réponse normalisés. Les différents résultats obtenus font l'objet de comparaisons et des conclusions qui en sont tirées.

Pour atteindre les objectifs de ce travail, le document comprend les parties suivantes :

INTRODUCTION GENERALE

Le chapitre 1 présente les caractéristiques géométriques et structurelles ainsi que les matériaux utilisés. Les chapitres 2 et 3 sont consacrés au prédimensionnement des éléments secondaires et porteurs ainsi qu'à la réduction de charge et au renforcement des éléments secondaires.

Le chapitre 4 est la recherche sismique du bâtiment pour s'assurer que les performances sismiques du bâtiment répondent aux normes de sécurité exigées par la réglementation sismique algérienne : déplacement inter-étages, effet P- Δ , etc. Et selon le zonage sismique et les différentes catégories du site données par le cahier des charges S1 (rocheux), S2 (ferme), S3 (meuble) et S4 (très meuble).

Cinquième chapitre et sixième qui ont été consacrés, au ferrailage des différents éléments principaux : poteaux, poutres et voiles. Et l'étude des fondations respectivement.

A la fin, nous avons analysé les résultats et conclure.

CHAPITRE I

Exposition De L'ouvrage Et Propriétés Des Matériaux

Ce chapitre présente l'ouvrage à étudier, c'est un bâtiment à usage d'habitation avec un rez-de-chaussée et neuf étages. Il se situe dans la wilaya de Tizi Ozou (zone de moyenne sismicité IIa), avec une configuration irrégulière en plan. Menu des voiles porteurs en béton armé. Ainsi que les propriétés des matériaux utilisés tel que le béton et l'acier.

I.1 Situation

- Situé à l'entrée de la ville de TIZI OUZOU, le terrain est visible sur la figure I.1. Ses contraintes sont les suivantes :
- Au Nord : Stade approximative
- Au Sud : Route communale
- A l'Est : Cité 5 juillet
- A l'Ouest : Cité police

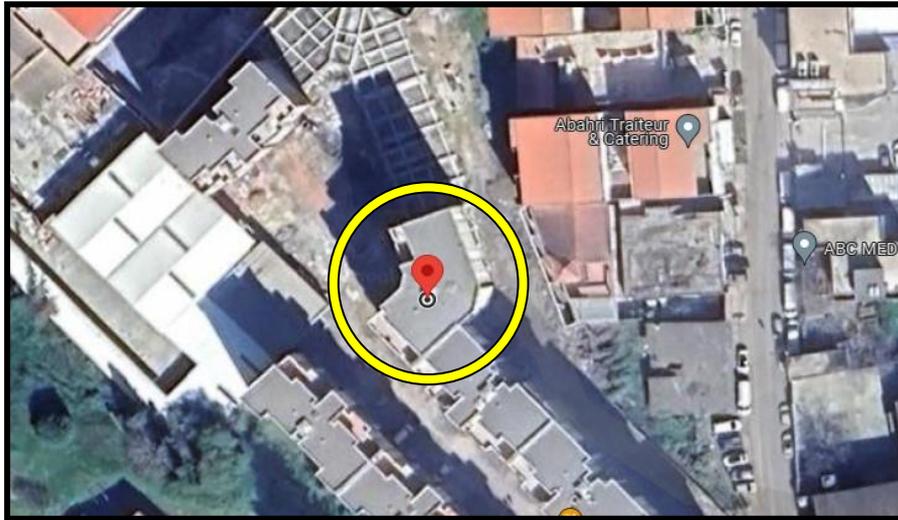


Figure I.1 : La position du projet.

I.2 Les dimensions de bâtiment

Le ci dessous représente les dimensions du bâtiment.

Tableau I.1 : Les dimensions du bâtiment.

Niveau	RDC	Etage courant	Hauteur totale
Hauteur (m)	4.08	3.06	31.62
Sens	Sens longitudinal		Sens transversal
Dimensions (m)	13.15		11.75

I.3 Le système de contreventement

Dans règlement parasismique on a le système de contreventement de l'ouvrage situé en zone IIa, avec plus de deux niveaux ou dépassant 8 m, soit équipé de voiles, afin de répondre aux forces horizontales qui le sollicitent.



Figure I.2 : Plan architectural de Rez de chaussée



Figure I.3 : Plan architectural de l'étage courant



Figure I.4 : La façade principale et la coupe A-A



Activer Winc
Accédez aux pai

I.4 Les caractéristiques des différents éléments

Les éléments de la structure présentent les caractéristiques suivantes.

Tableau I.2 : Les caractéristiques des différents éléments constituant la structure

Eléments	Caractéristiques
Dalles	Possèdent une largeur plus grande que l'épaisseur est cette dernière est influencée par la condition d'utilisation. Reposent en général sur 2, 3 ou 4 appuis.
Maçonneries	On a deux types, murs intérieurs (cloison de 10cm) et les murs extérieurs (âme d'air de 5cm).
Balcons	Sont une continuité de la dalle pleine
Escaliers	On a un seul type d'escalier, escalier droit
Acrotère	Est de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur
Revêtements	Carrelages, enduits, céramique, terre cuite, plaque de granite, façade en plaque.
Fondation	Permet la transmission des charges vers le sol, elle est en fonction de type de sol et l'importance de l'ouvrage.

I.5 Règles et logiciels utilisés

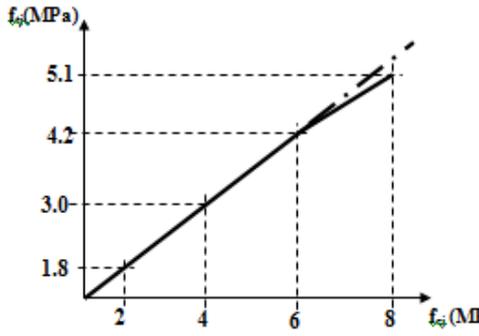
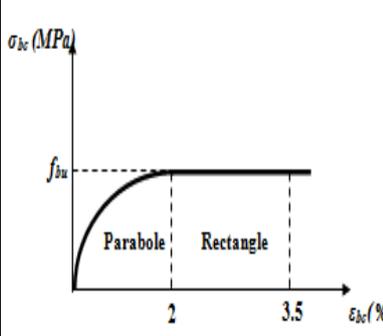
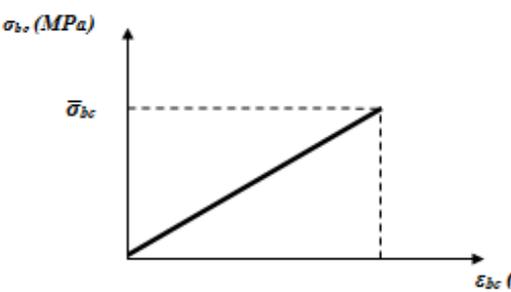
Les réglementations utilisées incluent la version modifiée du BAEL 91 de 1999, du RPA 99 de 2003 et du CBA93. Quant aux logiciels, nous utilisons ETABS et AUTOCAD

I.6 Les caractéristiques des matériaux de la section sont les suivantes.

Les données mécaniques et physiques présentées dans les tableaux I.3 et I.4. sont basées sur le BAEL 91 modifié en 1999.

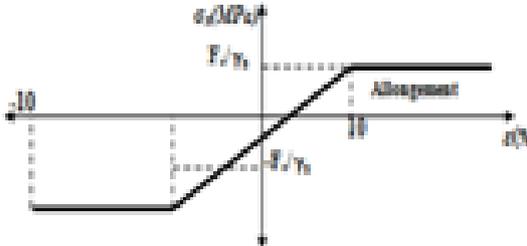
Exposition De L'ouvrage Et Propriétés Des Matériaux

Tableau I.3 présente les propriétés mécaniques et physiques du béton.

Résistance à la compression spécifique Art A12.1-1,1					
$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$ Si $f_{c28} \leq 40$ MPa.	$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28}$ Si $f_{c28} > 40$ MPa				
Art A2.2.1, 1 BAEL 91					
Résistance caractéristique à la traction					
$f_{ti} = 0,6+0,06 f_{ci}$ Si $f_{ci} \leq 60$ MPa (Art A2.1,12 BAEL 91)	$f_{ti} = 0,275 (f_{ci})^{2/3}$ Si $f_{ci} > 60$ MPa (BAEL 91).				
 <p style="font-size: small;">Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj}.</p>	$f_{c28} = 25$ MPa $f_{tj} = 2.1$ MPa.				
Contraintes –déformations					
A L'ELU	A L'ELS				
 <p style="font-size: small;">Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU.</p> $f_{bu} = \frac{0.85}{0. \gamma_b} \cdot f_{cj}$	 <p style="font-size: small;">Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS.</p> <p style="font-size: small;">- $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$. Avec $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_{bc} = 15$ MPa.</p>				
Le module de déformation					
Longitudinale	Transversale				
<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <th style="width: 50%; text-align: center;">Instantané</th> <th style="width: 50%; text-align: center;">Différé</th> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ (MPa) (Art A21, 21 BAEL 91 modifier 99).</td> <td style="padding: 5px;">$E_{ij} = 3700 (f_{ci})^{1/3}$ (MPa) (Art A2.1, 22).</td> </tr> </table>	Instantané	Différé	$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ (MPa) (Art A21, 21 BAEL 91 modifier 99).	$E_{ij} = 3700 (f_{ci})^{1/3}$ (MPa) (Art A2.1, 22).	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ <p style="font-size: small;"> $\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ pour le calcul des sollicitations} \\ \nu = 0.2 \text{ pour le calcul des déformations} \end{array} \right.$ </p> <p style="text-align: center;">Art A2.1.3 du BAEL 91)</p>
Instantané	Différé				
$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ (MPa) (Art A21, 21 BAEL 91 modifier 99).	$E_{ij} = 3700 (f_{ci})^{1/3}$ (MPa) (Art A2.1, 22).				

Exposition De L'ouvrage Et Propriétés Des Matériaux

Tableau I.4 : Les caractéristiques mécaniques et physiques de l'acier

Module de déformation longitudinale	$E_s = 200000 \text{ MPa}$ (Art A2.1, 2 BAEL 91 modifier 99).
Coefficient de Poisson	$\nu = 0,3$
Types d'acier	Des aciers ronds lisses Fe 235, Fe215. Des aciers hauts adhérence Fe400, Fe500. Des treillis soudés ($\phi < 6 \text{ mm}$) $F_c = 520 \text{ MPa}$.
Contrainte limite	
A l'état limite ultime	A l'état limite de service
$\sigma_s = \frac{F_c}{\gamma_s}$ (Art A2.1, 2 BAEL 91 modifier 99)  <p style="text-align: center;"><i>Diagramme contrainte - déformation de l'acier.</i></p>	<p>a) Fissuration peu nuisible :</p> $\sigma_{s, \bar{\sigma}_s} = F_c$ (Art A4.5, 32 BAEL 91 modifier 99). <hr/> <p>a) Fissuration préjudiciable :</p> $\bar{\sigma}_s = \min (2/3 F_c; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ct}})$ (Art A4.5, 33 BAEL 91) <hr/> <p>a) Fissuration très préjudiciable :</p> $\bar{\sigma}_s = \min (0.5 F_c; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ct}})$ (Art A4.5, 34 BAEL 91) <p>η : coefficient de sécurité $\eta = 1$ Pour les ronds lisses (RL) $\eta = 1.6$ pour les hauts adhérences (HA).</p>

CHAPITRE II

Prédimensionnement

Et

Descente Des Charges

Dans ce chapitre, nous Avon effectué un prédimensionnement pour divers éléments de la structure (comme les dalles, les poutres, les voiles et les poteaux), en utilisant les règles et les documents techniques algériens. De plus, le calcul des différentes charges est effectué

II.1 Les planchers

Dans notre construction, nous avons deux types de planchers : les planchers en corps creux Et Les Dalles pleines.

II.1.1 Les planchers en corps creux

La formule suivante Permet de déterminer. La hauteur du plancher:

$$h_t \leq \frac{L}{22,5}$$

$L = \min (L_x \text{ max}, L_y \text{ max.}) = \text{Min.} (4 ; 4,05)$

$$ht \geq \frac{400}{22,5} \qquad ht = 17.77 \text{ cm}$$

On prend $ht = 20 \text{ cm}$ et on a un plancher de $(16 + 4) \text{ cm}$

II.1.2 Dalle pleine

Résistance aux incendies : $e = 11 \text{ cm}$: pour une durée de 2 heures, on considère $e = 15 \text{ cm}$.

Isolation phonique : "CBA 93", on prend : $e = 15 \text{ cm}$

Résistance à la flexion : La Dalle Reposant sur 03 ou 04 appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

$L_x : = 4,35 \text{ m}$

$8,7 \text{ cm} \leq e \leq 10,87 \text{ cm}$

$e = 15 \text{ cm}$.

II.2 Les poutres

Il est nécessaire de prédimensionner les poutres en respectant la condition suivante :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} ; 0,3h < b < 0,8h$$

Le RPA99 modifié 2003 (Article 7-5-1) exige que les poutres respectent les dimensions minimales requises.

$$b \geq 20 \text{ cm} ; h \geq 30 \text{ cm} ; h/b \leq 4 ; b_{\text{max}} \leq 1,5h + b_1$$

a) Poutres principales (transversales)

$$L = 405 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 27 \leq h \leq 40,5 & \rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 10,5 < b \leq 28 & \rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification : $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} ; h/b = 1,16 \text{ cm} < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

b) Poutres secondaires (longitudinales)

$$L = 400 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 26,66 \leq h \leq 40 & \rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 10,5 < b \leq 28 & \rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification : $b=30\text{cm}>20\text{cm}$; $h=35\text{cm}>30\text{cm}$; $h/b=1,16 \text{ cm}<4$ CV

Poutres principales : (30x35) ; Poutres secondaires : (30x35)

II.3 Les voiles

Les voiles doivent avoir une épaisseur minimale de 15cm..

$h_e = 4,08 - 0,35 = 3,73 \text{ m}$ (pour l'RDC)

$e \geq \frac{373}{20} = 18,65\text{cm}$

$h_e = 306 - 35 = 2,71 \text{ m}$ (pour l'étage Courant)

$e \geq \frac{271}{20} = 13,55\text{cm}$

On prend $e = 20$

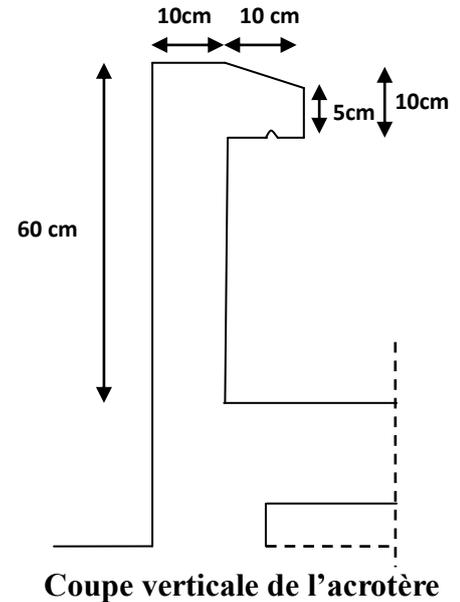
II.4 L'acrotère

$G_{ACROT} = \rho * s$

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

$S = [(0,6 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1) + (\frac{0,05 \times 0,1}{2})] = 0,0675\text{m}^2$

$G = 0,0675 \times 25 = 1,6875 \text{ KN/ml}$



II.5 Prédimensionnement des poteaux.

En compression simple, à l'aide de la descente des charges.

$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s F_e}{\gamma_s} \right]$ (Article B.8.4.1 du CBA 93)

D'après les règles **BAEL 91**, la section réduite B_r est donné par :

$B_r \geq \frac{K \times \beta \times N_u}{\Theta \frac{f_{bu}}{0,9} + 0,85 \frac{F_e \times A}{\gamma_s B_r}}$

$K = 1,2$ et $f_{c28} = f_{cij}$ si la majorité partie des charges agissent avant 28 jours.

$\Theta = 1 \rightarrow T > 24\text{h}$, $\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{25}\right)^2$: si $\lambda \leq 50$, $\beta = \frac{0,85 \lambda^2}{150}$: si $50 \leq \lambda \leq 70$,

$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$, $\frac{A}{B_r} = 0,01$ pour la Zone IIa

Pour toutes les armatures participent à la résistance on prend $\lambda = 35$

$B = B = 1,2$, $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$ ($f_s = 400 \text{ MPa}$)

$B_r \geq \frac{1,2 N_u}{15,74 + 2,66} = 0,064 N_u$, $B_r(\text{cm}^2) \geq 0,64 N_u \text{ (kN)}$

$B_r = (b - 2\text{cm}) \times (a - 2\text{cm})$ pour une section rectangulaire.

$B_r = (a - 2)^2$ pour une section carrée

Un poteau de section carrée

$$B_r = (a - 2)^2 \longrightarrow \sqrt{B_r} = a - 2 \longrightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

II.5.1 Calcul de Nu

a- La descente de charges

- .Charges permanentes

Tableau II.1 : Charges permanentes de planchers terrasse

Désignation des éléments	e(cm)	Poids volumique	Poids surfacique
		(KN/m ³)	(KN/m ²)
1 Gravieron de protection	5	20	1
2 Étanchéité multicouche	2	6	0,12
3 Béton de pente	8	22	1.84
4 Isolation en liège	4	4	0.16
5 Plancher en corps creux (16+4)	/	3.2	2.85
6 Enduit de plâtre(ep=2cm)	2	10	0.2

Tableau II.2 : Charges permanentes de planchers étage courant.

Désignation des éléments	e(cm)	Poids volumique	Poids surfacique
		(KN/m ³)	(KN/m ²)
1 Carrelage	2	22	0.53
6 Maçonnerie	10	9	0.9
3 Sable	2	18	0.36
4 Plancher en corps creux (16+4)	/	/	2.85
5 Enduit en plâtre	2	10	0.2
2 Mortier de pose	2	20	0.4

Tableau II.3 : Charge permanente des balcons

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN /m ³)	G (KN / m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Couche de sable (lit)	3	18	0,54
4	Dalle pleine en béton armé	15	25	3,75
5	Enduit en ciment	2	18	0,36
G_{total} = 5,45				

b- Calcul de Ng

$$N_G = G_{\text{niveau-terrasse}} + n \times G_{\text{niveau-courant}} + (n+1) \times P_{\text{poteaux}}$$

Avec :

$$G_{\text{niveau-terrasse}} = G_{\text{plancher-terrasse}} \times S + (P_{\text{poutres-porteuse}} + P_{\text{poutres-nonportuses}})$$

$$G_{\text{niveau-courant}} = G_{\text{plancher-courant}} \times S + (P_{\text{poutres-porteuse}} + P_{\text{poutres-non portuses}})$$

n: Nombredeniveauxcourants

P : Poids propre.

c- Calcul de Nq

d- Calcul de la charge limite ultime Nu1

$$N_{u1} = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

En Zone. IIa. :

- Min (b, h) ≥ 25cm Pour les zones I et II_a
- Min (b, h) ≥ h e/20
- 1/4 < b/h < 4

Les conditions sont vérifiées, mais afin de simplifier la réalisation, on opte pour une section homogène, c'est-à-dire celle du poteau le plus utilisé. La condition qui limite l'effort normal de compression de calcul est la suivante.

$$V = \frac{N_{u1}}{B_e \cdot F_{c28}} \leq 0,3$$

$$S = (185 \times 135) + (185 \times 185) + (187,5 \times 150) + (200 \times 202,5)$$

$$S = 12,782 \text{ m}^2 \text{ surface repris par Le poteau le plus sollicité}$$

Prédimensionnement Et Descente Des Charges

Tableau II.4.a : Les efforts revenants aux poteaux.

Niveaux	Elément	G (KN)	Q (KN)
10	Plancher terrasse	$6.17 \times 12,782 = 78,865$	$1 \times 12,782 = 12,782$
	Poutre principale	$0,35 \times 0,3 \times 4,025 \times 25 = 10,565$	
	Poutre secondaire	$[(0,35 \times 0,3 \times 3,5) \times 25 = 9,187$	
	Poteau	$0.3 \times 0.3 \times 2.71 \times 25 = 6.097$	
		$\Sigma G = 104,714$	
9	Plancher courant	$12,782 \times 5,24 = 66,977$	$(1,5 + 1) \times 12,782 = 27,481$
	Poutre principale	$0,35 \times 0,3 \times 4,025 \times 25 = 10,565$	
	Poutre secondaire	$[(0,35 \times 0,3 \times 3,5) \times 25 = 9,187$	
	Poteau	$0.3 \times 0.3 \times 2.71 \times 25 = 6.097$	
	Revenant 10	104,714	
		$\Sigma G = 197.54$	
8	Plancher courant	$12,782 \times 5,24 = 66,977$	$1 + 0.95 \times (1.5 + 1.5) \times 12,782 = 49,21$
	Poutre principale	$0,35 \times 0,3 \times 4,025 \times 25 = 10,565$	
	Poutre secondaire	$[(0,35 \times 0,3 \times 3,5) \times 25 = 9,187$	
	Poteau	$0.3 \times 0.3 \times 2.71 \times 25 = 6.097$	
	Revenant 9	197.54	
		$\Sigma G = 290.366$	
7	Plancher courant	$12,782 \times 5,24 = 66,977$	$1 + 0.9 \times (1.5 + 1.5 + 1.5) \times 12,782 = 64,549$
	Poutre principale	$0,35 \times 0,3 \times 4,025 \times 25 = 10,565$	
	Poutre secondaire	$[(0,35 \times 0,3 \times 3,5) \times 25 = 9,187$	
	Poteau	$0.35 \times 0.35 \times 2.71 \times 25 = 8.3$	
	Revenant 8	290.366	
		$\Sigma G = 385.395$	
6	Plancher courant	$12,782 \times 5,24 = 66,977$	$1 + 0.85 \times (1.5 + 1.5 + 1.5 + 1.5) \times 12,782 = 77,97$
	Poutre principale	$0,35 \times 0,3 \times 4,025 \times 25 = 10,565$	
	Poutre secondaire	$[(0,35 \times 0,3 \times 3,5) \times 25 = 9,187$	
	Poteau	$0.35 \times 0.35 \times 2.71 \times 25 = 8.3$	
	Revenant 7	385.395	
		$\Sigma G = 480.424$	
5	Plancher courant	$12,782 \times 5,24 = 66,977$	$((1 + 3 + 5/2 \times 5) \times 7.5) \times 12,782 = 89.47$
	Poutre principale	$0,35 \times 0,3 \times 4,025 \times 25 = 10,565$	
	Poutre secondaire	$[(0,35 \times 0,3 \times 3,5) \times 25 = 9,187$	
	Poteau	$0.4 \times 0.4 \times 2.71 \times 25 = 10.84$	
	Revenant 6	480.424	
		$\Sigma G = 577.993$	

Prédimensionnement Et Descente Des Charges

4	Plancher courant	$12,782 \times 5,24 = 66,977$	$(1+(3+6/2*6) *9) \times 12,782=99.060$
	Poutre principale	$0,35 \times 0,3 \times 4,025 \times 25 = 10,565$	
	Poutre secondaire	$[(0,35 \times 0,3 \times 3,5) \times 25 = 9,187$	
	Poteau	$0.4 \times 0.4 \times 2.71 \times 25 = 10.84$	
	Revenant 5	577.993	
		$\Sigma G = 675.562$	Q = 99.060
3	Plancher courant	$12,782 \times 5,24 = 66,977$	$((1+(3+7/2*7) *10.5) \times 12,782 = 108.647$
	Poutre principale	$0,35 \times 0,3 \times 4,025 \times 25 = 10,565$	
	Poutre secondaire	$[(0,35 \times 0,3 \times 3,5) \times 25 = 9,187$	
	Poteau	$0.45 \times 0.45 \times 2.71 \times 25 = 13.719$	
	Revenant 4	675.562	
		$\Sigma G = 776.01$	Q = 108.647
2	Plancher courant	$12,782 \times 5,24 = 66,977$	$((1+(3+8/2*8) *12) \times 12,782 = 118,233$
	Poutre principale	$0,35 \times 0,3 \times 4,025 \times 25 = 10,565$	
	Poutre secondaire	$[(0,35 \times 0,3 \times 3,5) \times 25 = 9,187$	
	Poteau	$0.45 \times 0.45 \times 2.71 \times 25 = 13.719$	
	Revenant 3	776.01	
		$\Sigma G = 876,458$	Q = 118,233
RDC	Plancher courant	$12,782 \times 5,24 = 66,977$	$((1+(3+9/2*9) *13,5) \times 12,782 = 127,82$
	Poutre principale	$0,35 \times 0,3 \times 4,025 \times 25 = 10,565$	
	Poutre secondaire	$[(0,35 \times 0,3 \times 3,5) \times 25 = 9,187$	
	Poteau	$0.50 \times 0.50 \times 3.73 \times 25 = 23.312$	
	Revenant 2	876,458	
		$\Sigma G = 986.5$	Q = 127,82

Tableau II.5 : La section des poteaux adoptés pour les différents niveaux.

Niveau	ΣNG (KN)	ΣNQ (KN)	N_U (KN)	$1,1*N_U$	Br (cm ²)	$0,64*1,1*N_U$	v	$v \leq 0.30$	Obs	Section adopté cm ²
10	104.714	12,782	160.536	176.590	784	113.017	0.078	0.3	cv	(30x30)
9	197.54	27.481	307.901	338.691	784	216.762	0.151	0.3	cv	(30x30)
8	290.366	49.21	465.809	512.390	784	327.930	0.228	0.3	cv	(30x30)
7	385.395	64.549	617.107	678.817	1089	434.443	0.222	0.3	cv	(35x35)
6	480.424	77.97	765.527	842.080	1089	538.931	0.275	0.3	cv	(35x35)
5	577.993	89.474	914.502	1005.952	1444	643.809	0.251	0.3	cv	(40x40)
4	675.562	99.06	1060.599	1166.659	1444	746.661	0.292	0.3	cv	(40x40)
3	776.01	108.647	1210.584	1331.642	1849	852.251	0.263	0.3	cv	(45x45)
2	876.458	118.233	1360.568	1496.625	1849	957.840	0.296	0.3	cv	(45x45)
1	986.5	127.82	1523.505	1675.856	2304	1072.548	0.268	0.3	cv	(50x50)

CHAPITRE III

Ferraillage Des Eléments Secondaires

Le ferraillage des différents éléments secondaire de la structure a été réalisé: la dalle en corps creux, dalle pleine et les poutres, à l'aide des règles et documents techniques Algériens. Et les Documents techniques réglementaires ; charges permanentes et charges d'exploitation DTR et le calcul des ouvrages en béton armé.

III.1 La dalle pleine

- Caractéristiques et calcul des sollicitations (tableaux III.1, 2 et 3)

Tableau III.1 : Les charges permanent G de la dalle pleine

N°	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids surfacique (KN/m2)	Poids volumique (KN/m3)
1	Carrelage	0.02	0.4	20
2	Mortier de pose	0.02	0.4	20
3	Couche sable	0.02	0.36	17
4	Plancher dalle pleine	0.15	3.75	25
5	Enduite plâtre	0.02	0.2	13
6	Cloison	/	1	/
G			5.71	95

Tableau III.2 : Les dimensions et les de la dalle pleine.

Type de dalle	Dimensions	Charges appliquées (kN/m ²)	
Dalle pleine	Lx=2,59 m	G	5,71
	Ly=4,72 m	Q	1,5
	e=15cm		

Tableau III.3 : Le calcul des sollicitations de la dalle pleine.

Calcul des sollicitations	Combinaison de charges(kN)	Les moments de flexion (kN.m)
$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,59}{4,72} = 0,5 > 0,4$ <i>travaille suivant Lx comme console</i>	1,35G+1,5Q=9,96	$M_u = \frac{qu \times Lx^2 \times Ly}{2} - \frac{2 \times qu \times Lx^3}{3} = 42,314$
	G+Q=7,21 kN	$M_s = \frac{qs \times Lx^2 \times Ly}{2} - \frac{2 \times qs \times Lx^3}{3} = 30,63 \Delta$

- Le ferraillage de la dalle pleine : est effectué en utilisant une bande de 1m en flexion simple. Avec d = h – c = 13.

Tableau III.4 : Le ferraillage de la dalle pleine et l'espacement

Sens x-x	Le coefficient	La section admise avec armatures tendues	La section d'armature calculée (cm ²)		La section adoptée
En travée	$\mu_v = 0,15 \leq \mu_1 = 0,3$ $M_t = 35.967$		Armatures principale Ast	8,66	8HA12
			Armatures de répartition Ar	2,62	7HA8
En appuis	$M_{ua} = 12,69 KNm$ $\mu_a = 0,053 < \mu_1 = 0,392$		Armatures principale Ast	2.88	8HA10
			Espacement (cm)		Vérification
		St	15	$St = \frac{100}{7} = 15cm \leq \min(3e ; 33cm). Ok$	

• Les vérifications

Tableau III.5 : Les différentes vérifications au niveau de la dalle pleine

Vérification de l'effort tranchant				
V_x	$\frac{qu \times lx}{2} \times \frac{ly^2}{ly^2 + lx^2}$	13.82 KN	$\tau_{u \max} \leq \tau_{uadm} = 0.05 f_c 281.25 \dots \text{ok}$	
$\tau_{u \max}$	$\frac{Vu}{b \times d} = \frac{13.82 \times 10^3}{100 \times 2130}$	1.0631 MPa	Les armatures transversales ne sont pas nécessaires	
Vérification à l'ELS des contraintes				
$M_{0\text{max}}$	$0.85 M_{ser}$ $= 26.035$ KN.m	Dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} =$	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I}$
			15MPa	$A_s' = 0$ $y = 4,74$ cm $I = 9263.477$ cm ⁴
			$\sigma_{bc} = 13,21 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \text{ok}$ Pas de risque de fissuration de béton	
		Dans l'acier	La dalle se situe à l'intérieur donc la fissuration est peu préjudiciable alors aucune vérification est nécessaire	
Vérification de l'état limite de déformation				
$\frac{h}{lx} \geq \frac{3}{80}$	$\frac{15}{259}$	$0,057 \geq 0,0375$	Conditions vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire	
$\frac{h}{lx} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_{tx}}$	$\frac{15}{259}$	$0,057 \geq 0,042$		
$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$		$0,000696 \leq 0,005 \text{MPa}$		

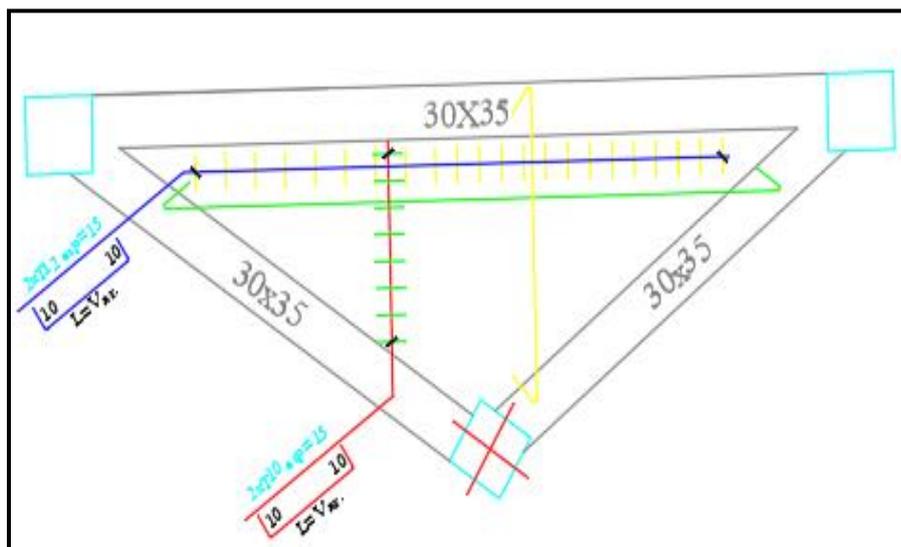


Figure III.1 : Ferraillage de la dalle pleine.

III.2 Plancher en corps creux

Les propriétés des poutrelles du plancher en corps creux et le calcul des contraintes sont résumés dans les tableaux III.6 et III.7

Tableau III.6 : Prédimensionnement des poutrelles

$0,4h \leq b_0 \leq 0,6h$	$8 \leq b_0 \leq 12$	
$b_0=12 \text{ cm}$	$L_0=65-12=53\text{cm}, L=3,7\text{m}$	
$b_1= \min \left(\frac{L_0}{2}=26,5\text{cm} \right)$ et $\frac{L}{10} = 37\text{cm}$	$\underline{b}= 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$	
$h_0=4\text{cm}$	$\underline{b}=2b_1+b_0$	

Tableau III.7: les charges et les combinaisons d'action au niveau des poutrelles

Charges appliquées (kN/m ²)		Combinaison d'action		
G	6,18	A P'ELU	$Q_u \times 0,65$	6,4kN/ml.
Q	1	A P'ELS	$Q_s \times 0,65$	4,66 kN/ml.

- **Le ferraillage des poutrelles**

On peut réaliser le ferraillage des poutrelles en utilisant l'une des deux méthodes suivantes forfaitaire ou caquot.

a. La méthode forfaitaire

Tableau III.8 : Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.

Conditions d'application		
$Q \leq \max \{2G, 5 \text{ KN/m}^2\}$ $Q=1 \text{ KN/m}^2 < 2G=12,36 \text{ KN/m}^2$	Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées	$L_i / L_{i-1} = 3,7/2,7 = 1,37$ $L_i / L_{i+1} = 2,7/2,8 = 0,96$ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
Ok		Non vérifiée
La méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fait par la méthode de Caquot		

b. La méthode de Caquot

Tableau III.9 : Calcul des efforts par la méthode de Caquot (a)

Schéma statique de la poutrelle avec trois travées						
Calcul des efforts						
A l'ELU						
Moments aux appuis	Appuis de rive		Appuis intermédiaires			
	$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$		$M_B = 7.80 \text{ KN.m}$		$M_C = -4.86 \text{ KN.m}$	
Moments aux travées	Travée 1		Travée 2		Travée 3	
	X	$M_{t2}(X)$	X	$M_{t2}(X)$	X	$M_{t2}(X)$
	1,52m	7,4 kN.m	1,52m	-0,405 kN.m	1,67m	4,07 kN.m
Les efforts tranchants	V_e	V_u	V_e	V_u	V_e	V_u
	-13,94KN	9,73KN	-7,55KN	9,72KN	-7,23KN	10,69KN
Les efforts max à l'ELU						
M_{tmax}		M_{amax}			V_u	
7,4KN.m		7,8kN.m			13,94KN	

Tableau III.9 : Calcul des efforts par la méthode de Caquot (b) Suite

A l'ELS						
Moments aux appuis	Appuis de rive		Appuis intermédiaires			
	$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$		$M_B = -5.7 \text{ KN.m}$		$M_C = -3.54 \text{ KN.m}$	
Moments aux travées	Travée 1		Travée 2		Travée 3	
	X	$M_{t2}(X)$	X	$M_{t2}(X)$	X	$M_{t2}(X)$
	1,52m	5,39KN.m	1,52m	-0,3KN.m	1,67m	3KN.m
Moment maximal à l'ELS						
En travée			En appuis			
5,39 kN.m			5,7kN.m			

c. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU.

• Armature en travée

Le moment équilibré par la table de Compression.

$$M_{T_u} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,040 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,07 \text{KN.m}$$

$M_{tu} = 59,07 \text{KN.m} > M_t = 7,4 \text{KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression,

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,4 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,16} = 0,024$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,8 \times 0,667 (1 - 0,4 \times 0,667) = 0,391$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_s}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + (1000 \times \varepsilon_l)} = \frac{3,5}{3,5 + (1000 \times 1,74 \times 10^{-3})} = 0,667$$

$$\mu_{bu} = 0,024 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 1,20 \text{cm}^2$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,03) \rightarrow z = 0,177 \text{m}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,024}) = 0,030$$

$$f_{st} = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{MPa}$$

$$A_{st} = 1,20 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

• Armatures aux appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,8 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,16} = 0,025$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 1,26 \text{cm}^2$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,031) \rightarrow z = 0,178 \text{m}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,025}) = 0,031$$

$$f_{st} = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{MPa}$$

$$A_s = 1,26 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}10 = 2,26 \text{ cm}^2$$

d. Calcul des armatures transversales

Le ferraillage transversal est calculé suivant les règles de BAEL 91/99

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,9 \cdot f_e}$$

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4MPa \end{cases}$$

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

$S_t = \min(0,9 \times 18; 40cm) \rightarrow$ on prend 15cm

$$\tau_{tt} = \frac{13,94 \times 10^{-3}}{0,12 \times 18} = 0,645MPa$$

$$A_t \geq \frac{(0,645 - 0,3 \times 2,1 \times 1) \times (0,12 \times 0,15)}{0,9 \times 400} \times 10^4 \rightarrow 7,5 \times 10^{-3} cm^2$$

$$A_t \geq \frac{(0,4 - 0,12 \times 0,15)}{400} \rightarrow 0,18 cm^2$$

Suivant le RPA99 V2003 (Art.7.5.2.2)

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \dots \text{Zone nodale} \rightarrow S_t = 5cm$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \rightarrow S_t = 10cm$$

$$A_t \geq 0,003 \times 12 \times 5 = 0,18cm$$

$$A_t \geq 0,003 \times 12 \times 10 = 0,36cm$$

Donc : on prend 2 ϕ 6 $\rightarrow A_t = 0,57 cm^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de ϕ 6

- **Espacement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40cm) = \min(16,2,40) = 16,2cm$$

On prend $S_t = 15 cm$

d. Vérifications

Les différentes vérifications à l'état limite ultime exigées par le BAEL91/99, sont résumées

Dans le tableau III.10

Tableau III.10 : Les vérifications à l'ELU

A l'ELU			
la contrainte tangentielle	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c23}, 5MPa)$ «Fissuration peu nuisible»	$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} = \frac{13,94 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,64MPa$	$\tau_u = 0,64MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa$OK
Condition de non fragilité	$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t23}}{f_e} = 1,41 cm^2$	En travée : $2,36 cm^2$	$A \geq A_{min}$
		En appuis : $2,26 cm^2$	
la contrainte d'adhérence	$\tau_{sc} \leq \bar{\tau}_{sc}$	$\tau_{sc} = \frac{V_u^{max}}{0,9d \sum U_i} = 2,74MPa$ $\bar{\tau}_{sc} = \Psi_r f_{t23} = 3,15MPa$	$\tau_{sc} = 2,74MPa < \bar{\tau}_{sc} = 3,15MPa$...OK
Influence de l'effort tranchant sur le béton	$V_u^{max} \leq 0,267b_0 \times a \times f_{c23}$ $a = 0,9d$	$V_u^{max} = 13,94 kN \leq 129,76KN$	Condition vérifiée
Calcul des scellements droit	$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \tau_{su}}$ $\tau_{su} = 0,6 \Psi_r f_{c23}$	$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 cm$	
la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires	$\sigma_{bc}^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c23}}{\gamma_c} = 21,66MPa$ $\sigma_{bc}^{max} = 0,72MPa$	Condition vérifiée

d. Le calcul à l'ELS

- *Etat limite de compression du béton*
- En travée

La contrainte dans les aciers

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left[\frac{2}{3}400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right] = 201,63MPa$$

$$\frac{65}{2}y^2 + 15(2,36 + 0)y - 15((2,36 \times 18)) = 0 \rightarrow y = 3,92cm$$

$$I = \frac{65}{3}3,92^3 + 15 \times 2,36(18 - 3,92)^2 \rightarrow 8328,04cm^4$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{5,39 \times 10^{-3}}{8323,04 \times 10^{-8}}(0,18 - 3,92 \times 10^{-2}) = 136,77MPa \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63MPa.... CV$$

Contrainte de compression dans le béton

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa, \sigma_{bc} = 2.54Mpa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa.....CV$$

- En appuis

$$A_a = 2.26cm^2, I = 8023.97 \times 10^{-8} m^4, y = 3.84 \times 10^{-2} cm^2$$

$$\text{Contrainte dans l'acier : } \sigma_{st} = 150.88Mpa \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63MPa.....CV$$

$$\text{Contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} = 2.73Mpa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa.....CV$$

Vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

- **vérification des ouvertures de fissuration à l'ELU**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de déformation (BAEL91. AB68.4.24)**

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad 2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad 3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_c}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle est comprise)

$$M_0 : \text{Moment isostatique} \rightarrow \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{4.667 \times 3.7^2}{8} = 7.98KN.m$$

L : portée libre

M_t : moment de flexion

B_0 : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{280} = 0.071 \geq \frac{1}{25} = 0.044$$

$$2- \frac{h}{L} = \frac{20}{280} = 0.071 < \frac{5.39}{7.98} = 0.67 \quad \text{CNV}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.01 > \frac{3.6}{400} = 0.009$$

Le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

$$a) f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10E_v I_f}, \quad b) f_i = \frac{M_s l^2}{10E_i I_f} < \frac{L}{500}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12). 4 + 15 \times 2.36 = 487.4 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15A_t \cdot d = 3461.2cm$$

$$V_1 = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7,1cm, V_2 = h - V_1 = 20 - 7,1 = 12,9cm$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2 \rightarrow I_0 = 20021.06cm^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,01, \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = 5.10, \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2.04$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 0,514, I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 6081.4cm^4, I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 10750.56cm^4$$

$$f_i = 0,21 < \frac{L}{500} = 0,56cm, f_v = 0,36 < \frac{L}{500} = 0,56cm$$

• Ferraillage de la dalle de compression

Armatures perpendiculaires aux poutrelles : $A_T = \frac{4L_x}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65cm^2$

Armatures parallèles aux poutrelles : $A_{//} = \frac{A_T}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325cm^2$

Soit : $6\emptyset 5 = 1,176 cm^2$, avec $S_t = 15 cm$, un treillis soudé Ts (150x150)

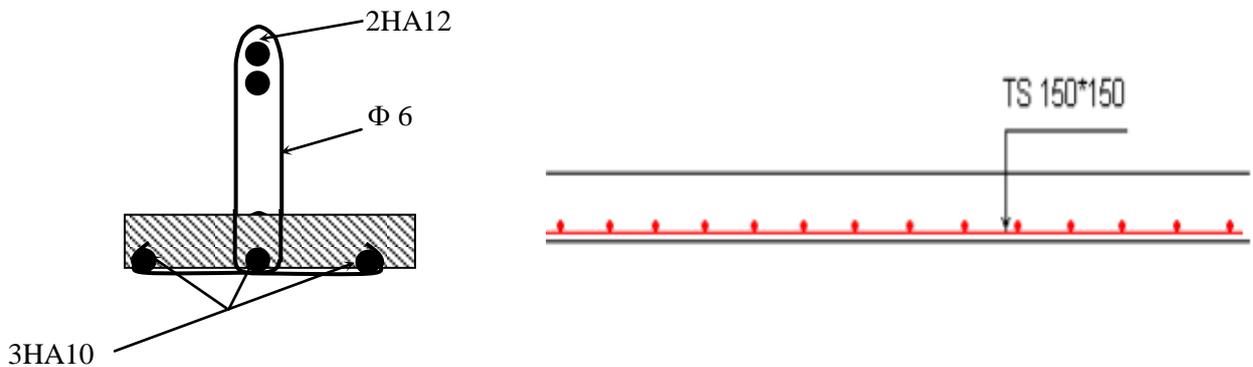


Figure III.2 : Ferraillage de la dalle de compression et poutrelles

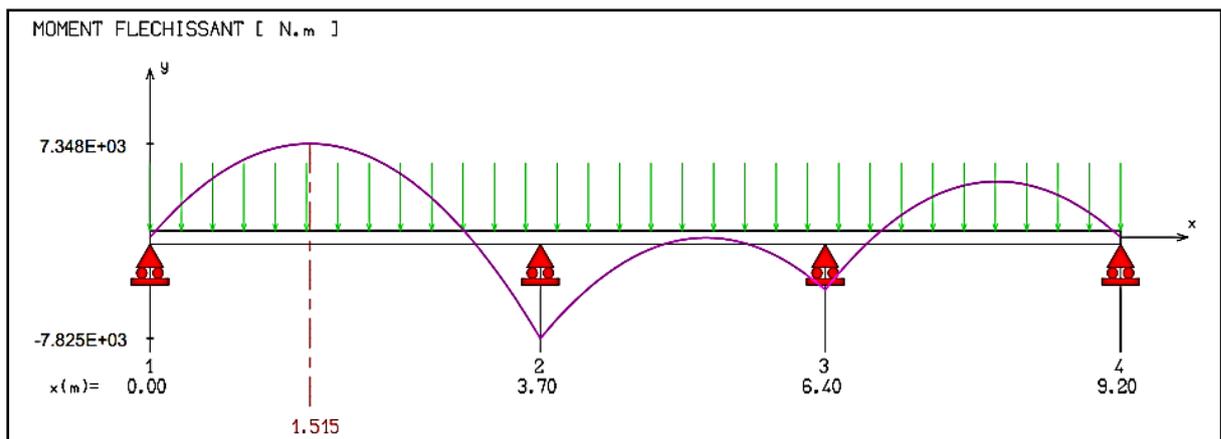


Figure III.3 : Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle à ELU

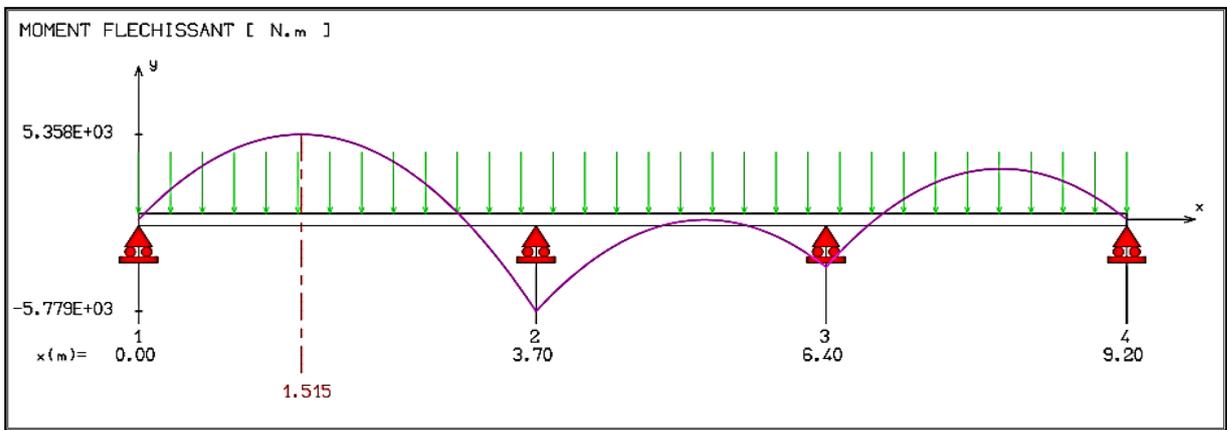


Figure III.4 : Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle à ELU

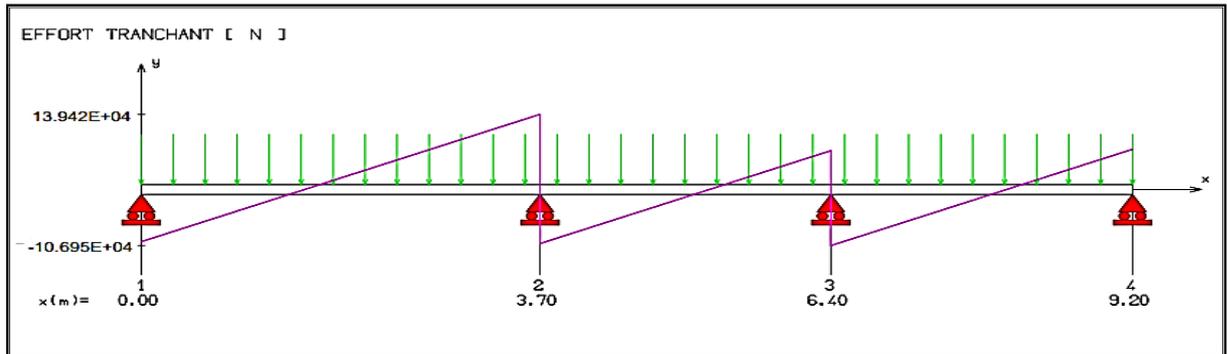


Figure III.5 : Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à ELS

III.3 L'étude des escaliers

Dans notre structure, on a un seul type d'escalier : les escaliers droits, mais on a un avec deux paliers de repos et l'autre avec un seul palier de repos.

III.3.1 Prédimensionnement

Le schéma des deux escaliers est représenté dans les figures III.6 et III.7, on procède en premier lieu au calcul de nombre des marches et contre marche des escaliers, leurs dimensions à l'aide de la formule de BLONDEL, et le dimensionnement de palier et de la paillasse. Les calculs sont résumés dans le tableau III.11.

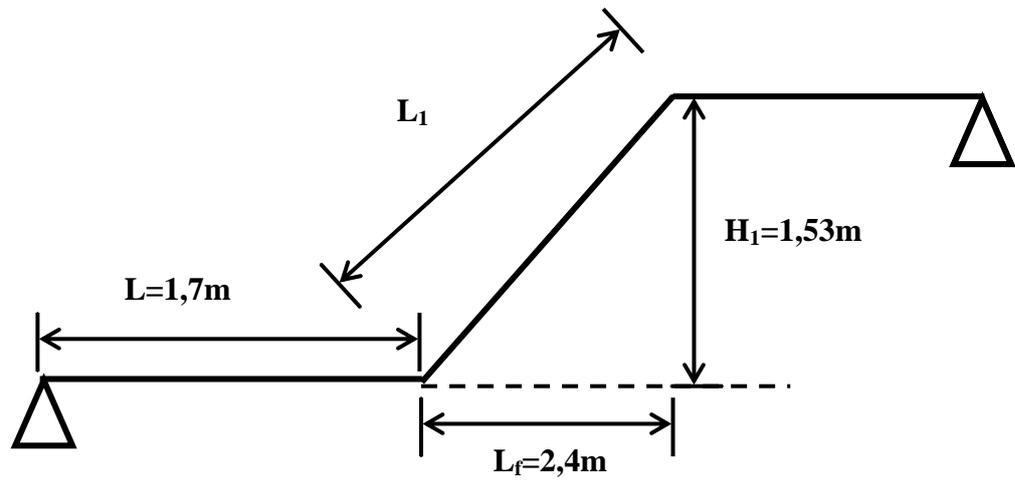


Figure III.6 : Le schéma de premier escalier (escalier d'étage courant)

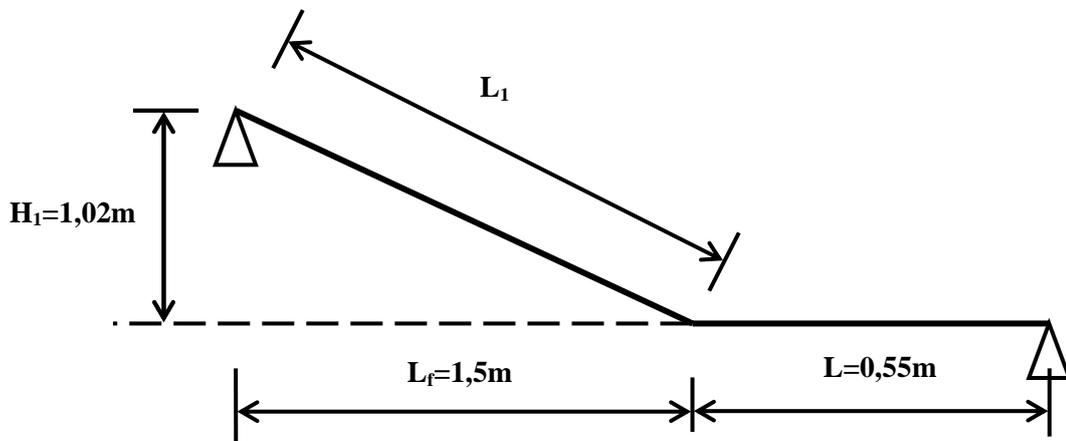


Figure III.7 : Le schéma de deuxième escalier (escalier de l'entrée)

Tableau III.11 : Le prédimensionnement des escaliers

		1 ^{er} escalier H = 3,06 m		2 ^{eme} escalier H = 1,02 m	
		Les formules de calcul			
Les dimensions et Le nombre de marches et contre marche	Giron g	$g + 2h = 64\text{cm}$ ($59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$)		30cm	
	Hauteur	$14\text{ cm} \leq h \leq 17\text{ cm}$		17cm	
	Contre marches n		H/2h	9	6
	Marches m		$n-1$	8	5
	Ligne de foulée L_f		$g(n-1)$	2,4	1,5
Le palier et la paillasse	$L_0 = L_1 + L$ $\cos \alpha = \frac{L_f}{L_1}$		α	$32,52^\circ$	$34,21^\circ$
			L ₁	2,85 m	1,81m
			L	1,7m	0,55m
			L ₀	4,55 m	2,36m
	$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$		e _p	20cm	15cm

III.3.2 Les charges Et. Les Surcharges Des Escaliers

- La paillasse

Tableau III.12 : Les charges permanentes de la paillasse 1^{er} escalier

Désignation	e _p (cm)	Poids volumiques (KN / m ³)	Poids surfacique (KN / m ²)
La paillasse	$20 / \cos \alpha$	25	5,93
Marche	$h / 2$	22	1,87
Mortier de pose horizontal	1,5	20	0,30
Mortier de pose vertical	$1,5. (h / g)$	20	0,17
Revêtement horizontal	$2. (h / g)$	22	0,25
Garde corps	/	/	0,44
Enduit de plâtre	$1,5 / \cos \alpha$	14	0,25
Total G			9,21
Q = 2,5 KN / m²			

Tableau III.13 : Les charges permanentes de la paillasse 2^{eme} escalier

Désignation	e_p (cm)	Poids volumiques (KN / m ³)	Poids surfacique (KN / m ²)
La paillasse	$15 / \cos \alpha$	25	4,53
Marche	$h / 2$	22	1,87
Mortier de pose horizontal	1,5	20	0,30
Mortier de pose vertical	$1,5x (h / g)$	20	0,17
Revêtement horizontal	$2x (h / g)$	22	0,25
Garde corps	/	/	0,44
Enduit en plâtre	$1,5 / \cos \alpha$	14	0,25
Total G			7,81
Q = 2,5 KN / m²			

- Le Palier

Tableau III.14 : Les charges permanentes de palier 1^{er} escalier

Désignation	e_p (cm)	Poids volumiques (KN / m ³)	Poids surfacique (KN / m ²)
Le palier	20	25	5
Revêtement	2	20	0,44
Mortier de pose	1.5	20	0,30
Enduit emplâtre	/	/	0,21
Total G			5,95
Q = 2,5 KN / m²			

Tableau III.15 : Les charges permanentes de palier 2^{eme} escalier

Désignation	e_p (cm)	Poids volumiques (KN / m ³)	Poids surfacique (KN / m ²)
Le palier	15	25	3,75
Revêtement	2	20	0,44
Mortier de pose	1.5	20	0,30
Enduit en plâtre	/	/	0,21
Total G			4,7
Q = 2,5 KN / m²			

III.3.3 Combinaisons des charges

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml, le schéma statique des deux escaliers est donné dans les figures ci-dessous.

$$\text{A l'ELU : } P_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml}$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = (G + Q) \times 1\text{ml}$$

Tableau III.16 : Les combinaisons de charges 1^{er} escalier

	1,35G	1,5Q	P_u (kN / ml)	P_s (kN / ml)
Palier	8,0325	3,75	11,78	8,45
Paillasse	12,43	3,75	16,18	11,71

Tableau III.17 : Les combinaisons de charges 2^{eme} escalier

	1,35G	1,5Q	P_u (kN / ml)	P_s (kN / ml)
Palier	6,345	3,75	10,01	7,2
Paillasse	10,54	3,75	14,3	10,31

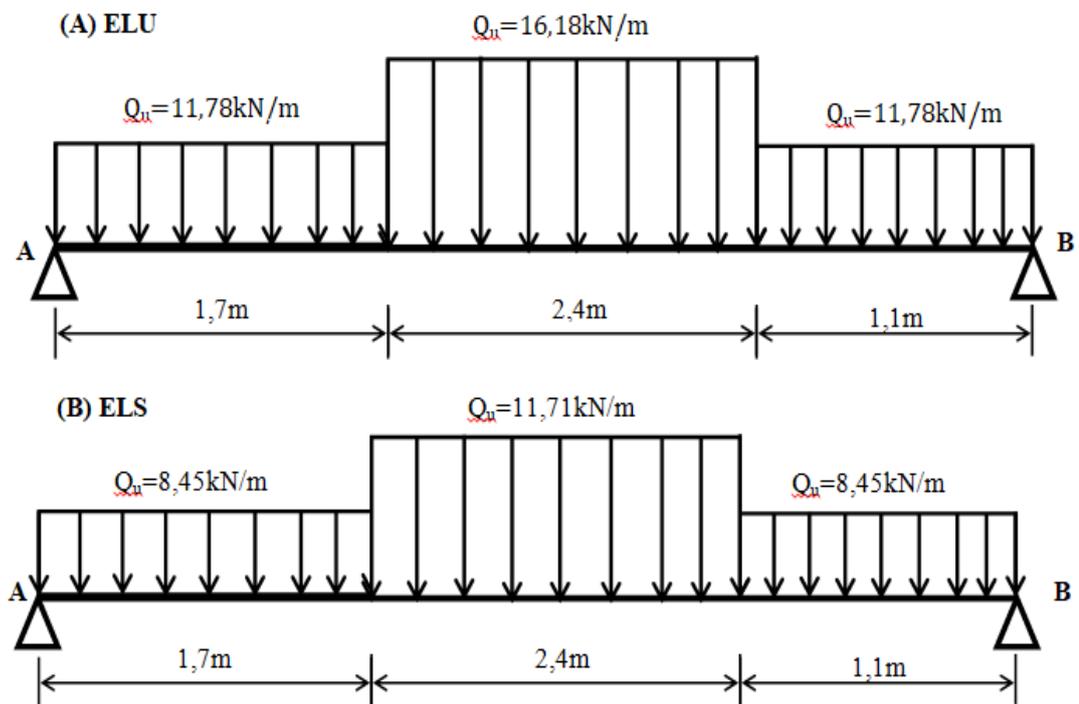


Figure III.8 : Le schéma statique escalier N°1.

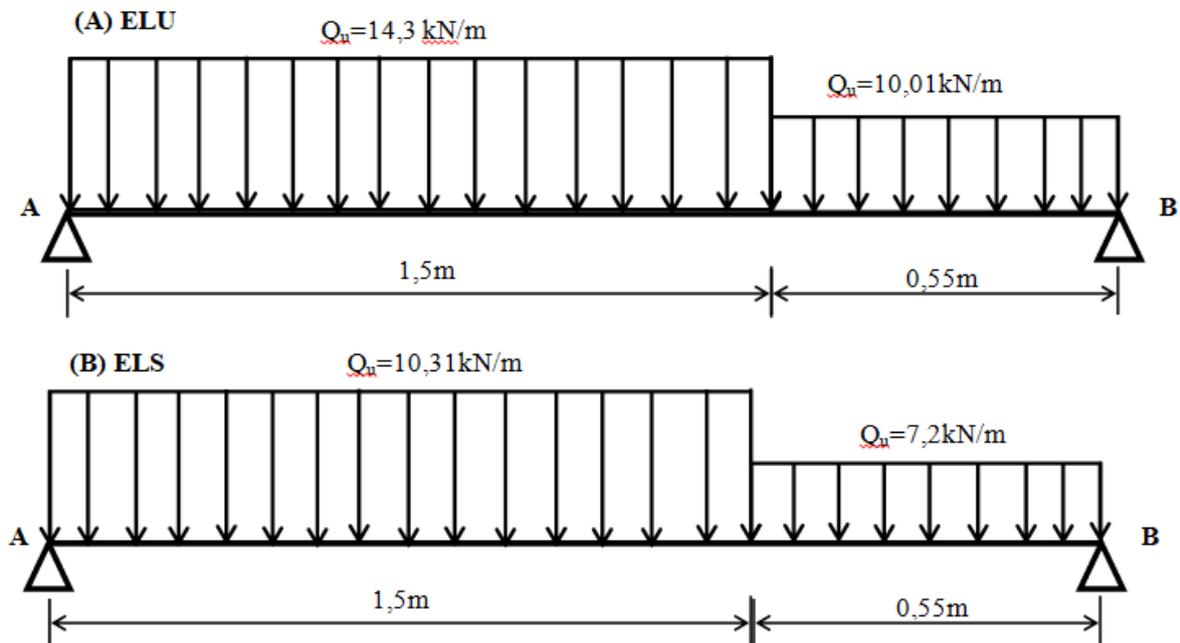


Figure III.9 : Le schéma statique escalier N°2.

III.3.4 Le ferraillage des escaliers

Le Calcul à l'ELU. en flexion simple pour une bande de 1 m (fissuration peu nuisible).

III.3.4.1 Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

Tout d'abord, le calcul des réactions s'effectue en utilisant les méthodes de résistance des matériaux. Les valeurs des appuis A et B aux différents états limites sont présentées dans le tableau III. 18.

III.18 : Les réactions

Etat	Escalier 01		Escalier 02	
	RA	RB	RA	RB
ELU	35,3kN	36,52kN	14,34 kN	12,91 kN
ELS	25,43kN	26,32kN	12,37 kN	13,97 kN

- Les moments et les efforts tranchant au niveau des appuis et travées
- Ces graphiques illustrent les moments fléchissant en prenant en compte la continuité :

$$\text{Aux appuis : } M_a = - 0,3 M_{z_{max}} \quad \text{En travées : } M_t = 0,85 M_{z_{max}}$$

Tableau III.19 : Les moments fléchissant de 1^{er} escalier

	Escalier 01		Escalier 02	
	M_a	M_t	M_a	M_t
ELU	- 15.06 kN.m	- 10.87 kN.m	- 2,16 kN.m	-1,56 kN.m
M_{Zmax}	50.2kN.m		7,2kN.m	
ELS	42.67 kN.m	30.79 kN.m	6,12 kN.m	4,42 kN.m
M_{Zmax}	36,225 kN.m		5,2kN.m	

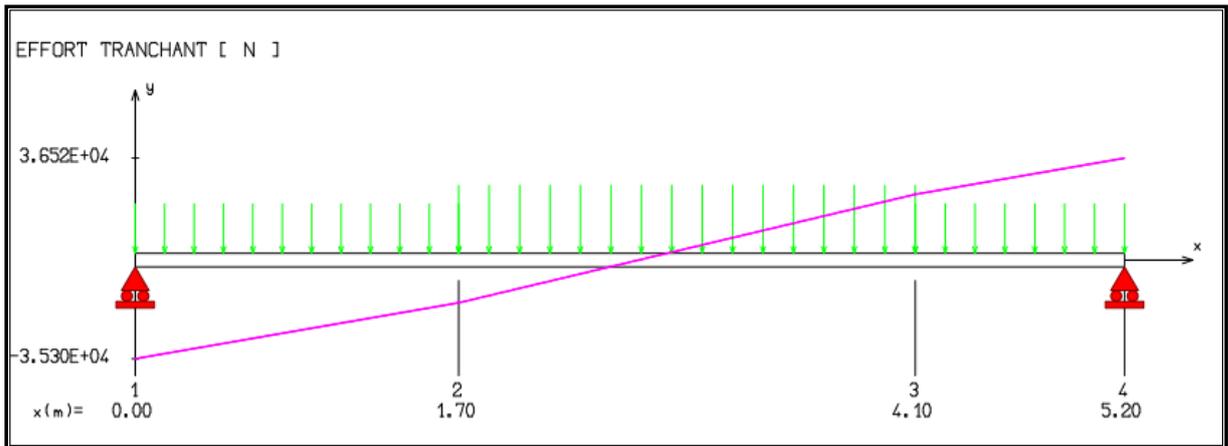


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU escalier N°1.

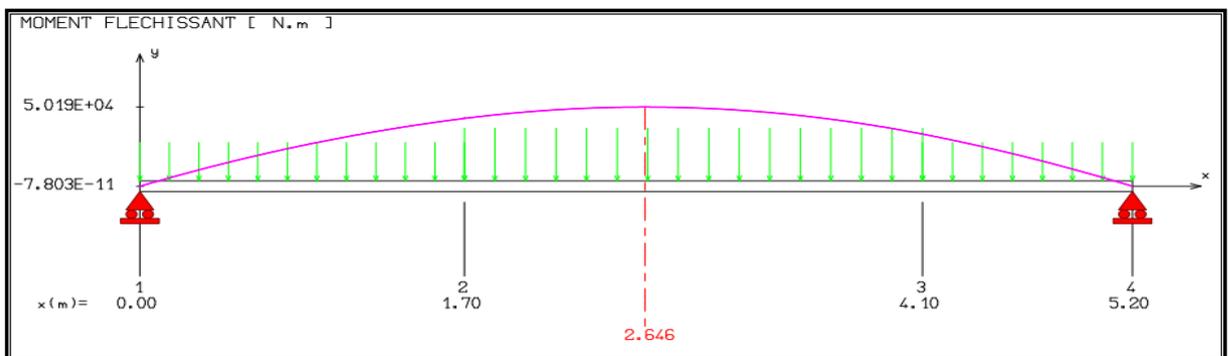


Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissants à L'ELU escalier N°2.

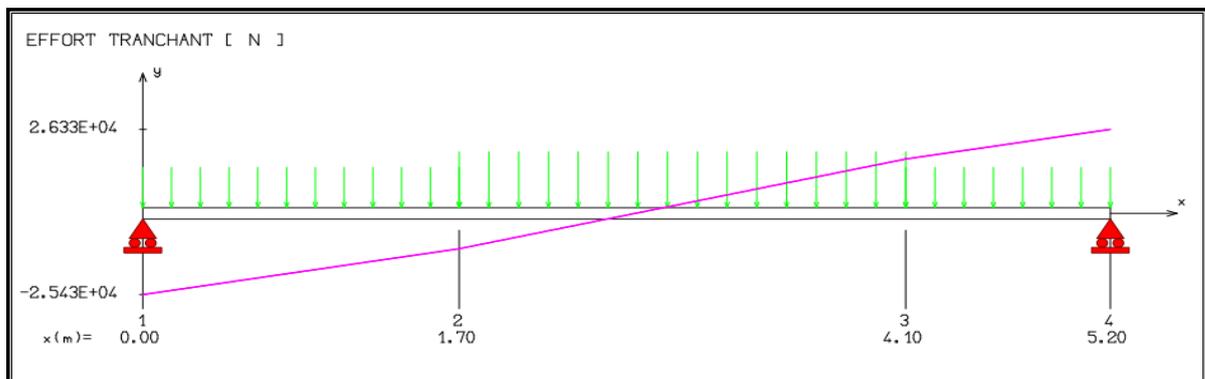


Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS escalier N°1.

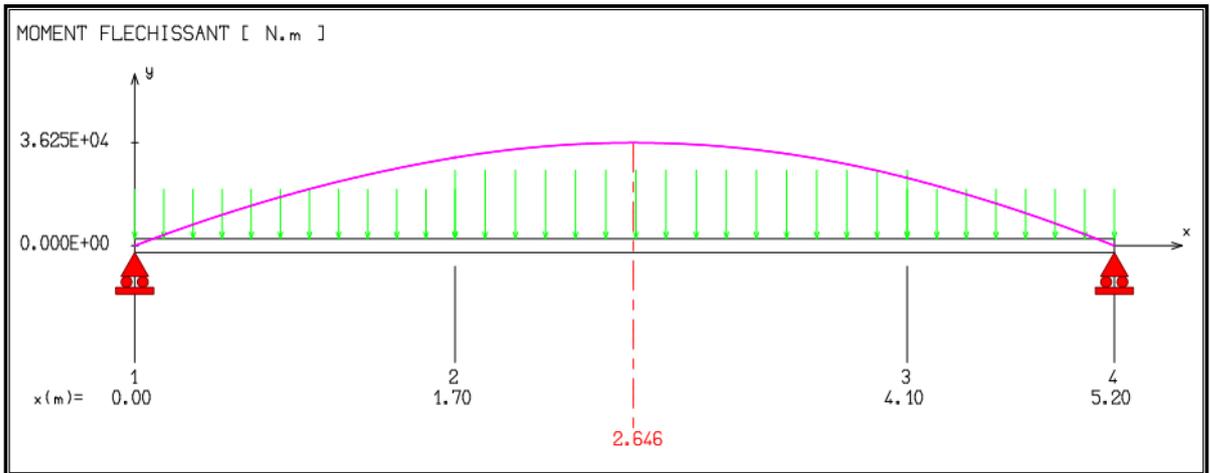


Figure III.13 : Diagramme des moments fléchissant à L'ÉLS du 1^{er} escalier.

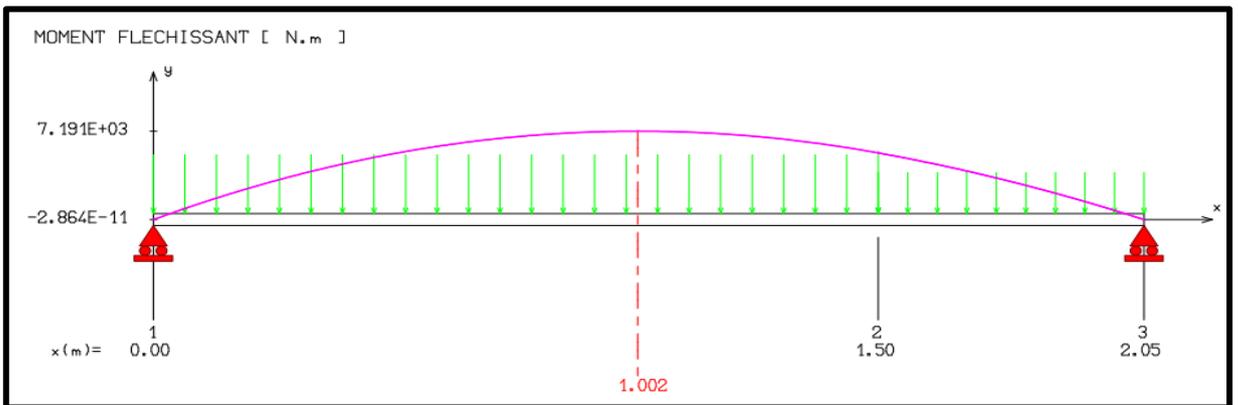


Figure III.14 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU du 2^{eme} escalier.

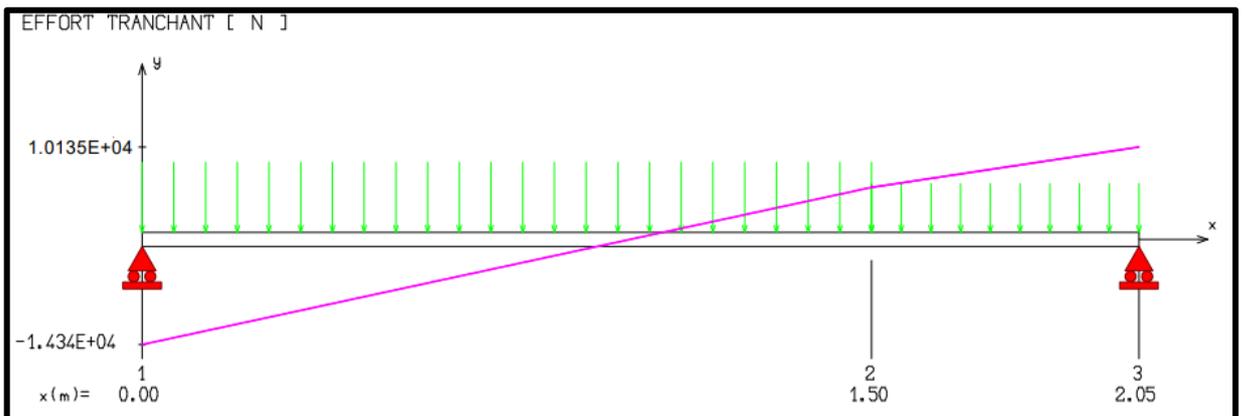


Figure III.15: Diagramme des efforts tranchant à L'ELU du 2^{eme} escalier.

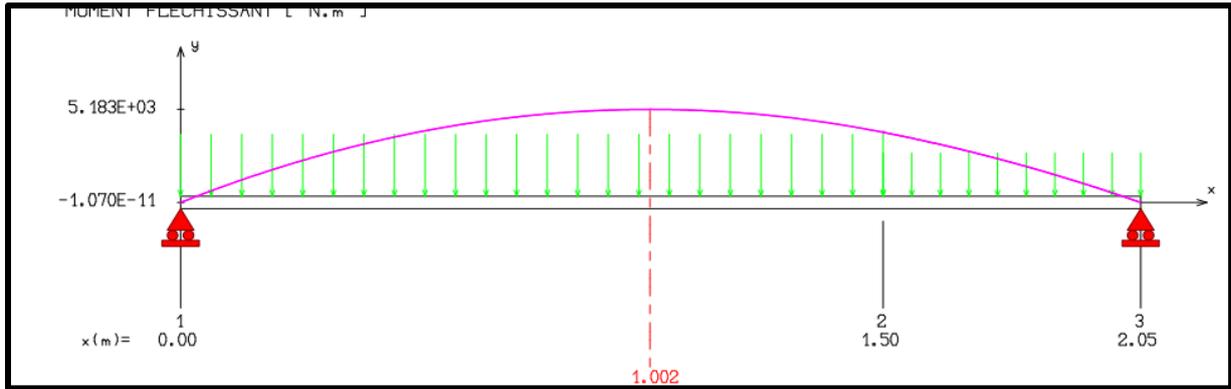


Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS du 2^{ème} escalier

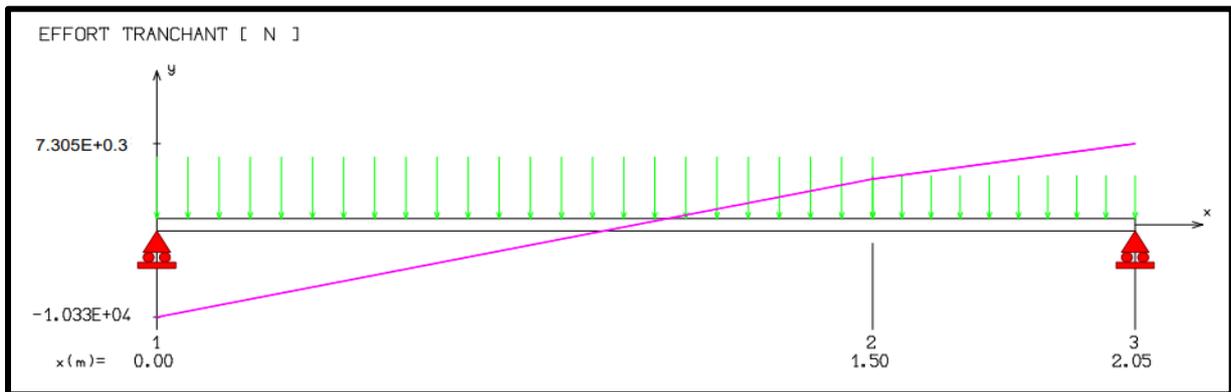


Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELS du 2^{ème} escalier

III.3.4.2 Calcul des armatures d'acier

Le premier escalier est soumis à un calcul de ferraillage et à des vérifications approfondies, tandis que le deuxième est résumé dans les tableaux III. 20, 21 et 22.

III.3.4.2.1 Armatures principales

a) En appuis

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,032 < \mu_l = 0,392 : \text{la section sera admise avec des armatures tendus.}$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{z \cdot f_{st}} = 2,44 \text{ cm}^2, \text{ On adopte } 7\text{HA}10 = 5,50 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 15 \text{ cm.}$$

b) En travée

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,093 < \mu_l = 0,392, A_{st} = 7,17 \text{ cm}^2, \text{ On adopte } 7\text{HA}12 = 7,92 \text{ cm}^2 \text{ avec}$$

un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

III.3.4.2.2 Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2, \text{ On adopte pour : } 7\text{HA}10 = 5,5 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement } S_t =$$

15 cm

III.3.4.2.3 Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

a) $A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2$.

b) Aux appuis : $A_a = 5,50 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$

- c) En travée : $A_t = 7,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$

- **Espacement**

Armatures principales

Aux appuis : $e = 15 \text{ cm} < \text{Min} \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \dots \text{CV}$

En travée : $e = 15 \text{ cm} < \text{Min} \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \dots \text{CV}$

Armatures de répartition

Aux appuis : $e = 15 \text{ cm} < \text{Min} \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \dots \text{CV}$

En travée : $e = 15 \text{ cm} < \text{Min} \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \dots \text{CV}$

- **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant**

$Tu_{max} = 36,516 \text{ kN}$, $\tau_u = \frac{Tu_{max}}{bd} = \frac{36,516 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,20 \text{ MPa}$. La fissuration est peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min \{0,2 \frac{F_{c28}}{\gamma_e} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$ Donc $\tau_u = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{CV}$

- **Justification des sections**

$A_s \geq \frac{Tu_{max}}{\sigma_{su}} = \frac{36516}{348 \times 100} = 1,05 \text{ cm}^2$, $A_a = 5,50 \text{ cm}^2 > 1,05 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 Art 6.1.3)**

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_{se} f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 7 \times \pi \times 1 = 21,98 \text{ cm} \longrightarrow \Sigma u_i = 21,98 \text{ cm}$

- **Ancrage des barres : A6.1-23**

a) $L_s = \frac{Q f_e}{4 \bar{\tau}_s}$, $\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_{2s} F_{t28}$

b) $\bar{\tau}_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma u_i} = \frac{36516 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 219,3} = 1,025 \text{ MPa}$. $\bar{\tau}_{se} = 1,025 \text{ MPa}$

c) $\bar{\tau}_{se} = 1,025 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa}$

III.3.4.2.4 Vérification à l'ELS

- **Vérification des contraintes dans le béton**

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

$M_{ser} = 10,87 \text{ KN.m}$

$$\frac{by^2}{2} + n (As + As') y - n (As' d' + As d) = 0 \longrightarrow As' = 0$$

$$\frac{by^2}{2} - 15As (d - y) = 0, y = 4,686 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + n [As' (y - d')^2 + As (d - y)^2] = \frac{by^3}{3} + n As (d - y)^2 = 18054,096 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 2,82 \text{ MPa. Donc : } \sigma_{bc} = 2,82 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{ CV}$$

En travée : On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; (M_{ser} = M_t = 30,79 \text{ KN.m})$$

$$y = 5,46 \text{ cm, } I = 24107,20 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 6,97 \text{ MPa. Donc : } \sigma_{bc} = 6,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{ CV}$$

III.3.4.2.5 ; Calcul de la flèche

Vérification

- $\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{7,92}{100 \times 18} = 0,0040 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{520} = 0,0385 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{ C. N. V}$

- $\frac{h}{l} = 0,0385 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{30,79}{10 \times 36,25} = 0,085 \dots \dots \dots \text{ C. N. V}$

On a deux conditions non vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{PL^4}{EI} \leq \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$$

$$P = g_{eq} + q \text{ avec } g_{eq} = 9,95 \text{ KN / ml, } P = 9,95 + 2,5 = 12,45, I = \frac{bh^3}{12} = 66666,67 \text{ cm}^4$$

$$f = 0,55 \text{ cm} < \bar{f} = 1,08 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

Tableau III.20 : Calcul de ferraillage de 2^{ème} escalier.

Armatures principales				Armatures de répartitions	
En appuis		En travée		A _r	A _r adopté
μ _a	μ _t	μ _t	μ _t	1,98 cm ²	7HA10
0,008	0,392	0,023	0,392		
μ _a < μ _tcv		μ _a < μ _tcv			
A _{st}	A _{st} adopté	A _{st}	A _{st} adopté		
0,46 cm ²	7HA10	1,32 cm ²	7HA12	St = 15 cm	
S _r = 15cm		St = 15 cm		St = 15 cm	

Tableau III.21 : Vérifications à l'ELU2^{ème} escalier.

Conditions	Vérification	
	En appuis	En travée
Condition de non fragilité	A _a = 5,50 > A _{min} = 1,63 cm ²	A _t = 7,92 cm ² > A _{min} = 1,63 cm ²
Espacement	e=15cm < e _{min} =33cm	e=15cm < e _{min} =45cm
La section du béton à l'effort tranchant	τ _v = 0,075 MPa < τ _u = 3,33 MPa	
Justification des sections d'appuis	A _a = 7,92 cm ² > A _s = 0,291 cm ²	
contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres	τ _{se} = 3,15 MPa ≤ τ _{se} = 3,15 MPa Σ u _i = 21,98 cm	
Ancrage des barres	τ _{se} = 0,38MPa < 3,15 MPa	

Tableau III.22 : Vérifications à l'ELS 2^{ème} escalier. .

Conditions	Vérifications		
	y	En appuis	En travée
Vérification des contraintes dans le béton	y	3,97 cm	4,6 cm
	I	9578,42 cm ⁴	12654,68 cm ⁴
	σ _{bc} = 1,08MPa < σ _{bc} = 15 MPa.CV		σ _{bc} = 1,61Mpa < σ _{bc} = 15 MPa. CV
Condition de la flèche	$\frac{A_s}{b \cdot d} = 0,00587 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \text{ MPa} \dots \text{CV}$		
	$\frac{h}{l} = 0,049 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \text{CV}$		
	$\frac{h}{l} = 0,049 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0,085 \dots \dots \text{CNV}$		
Calcul de la flèche	f = 0,024 cm < f̄ = 0,61 cm		

Les schémas de ferraillage sont représentés dans les figures III.18 et III.19.

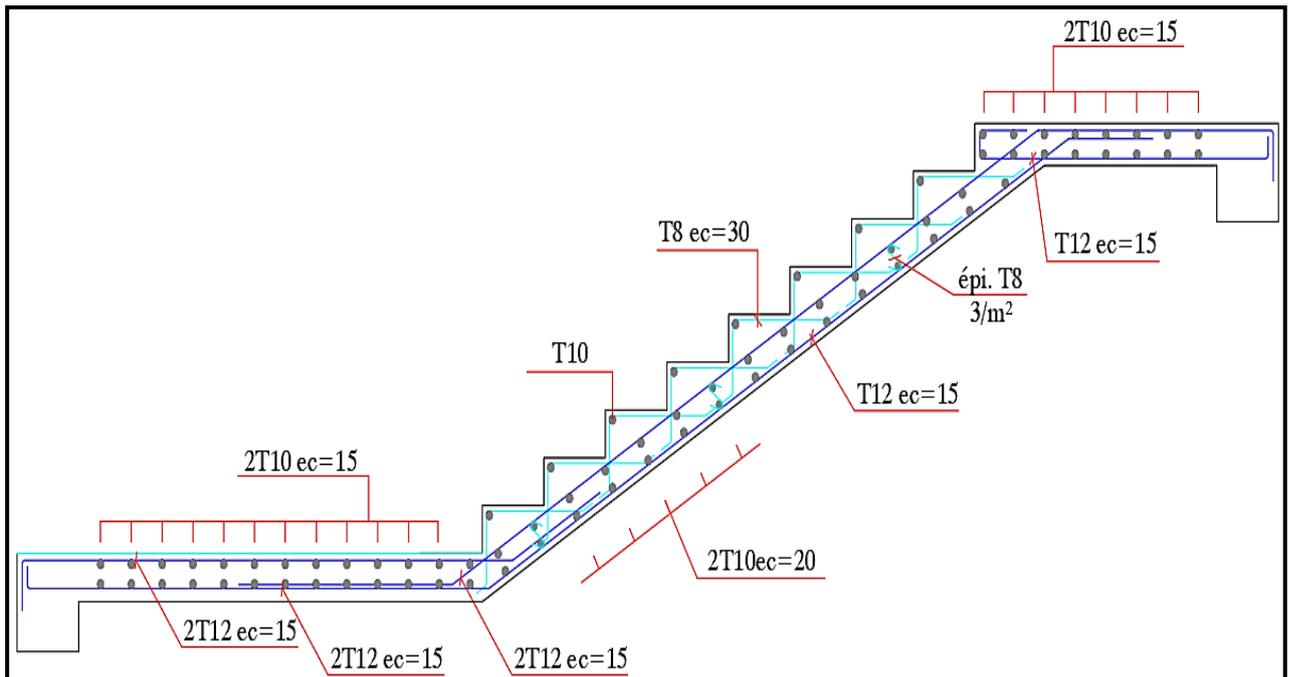


Figure III.18 : Schéma de ferraillage du 1^{er}escalier.

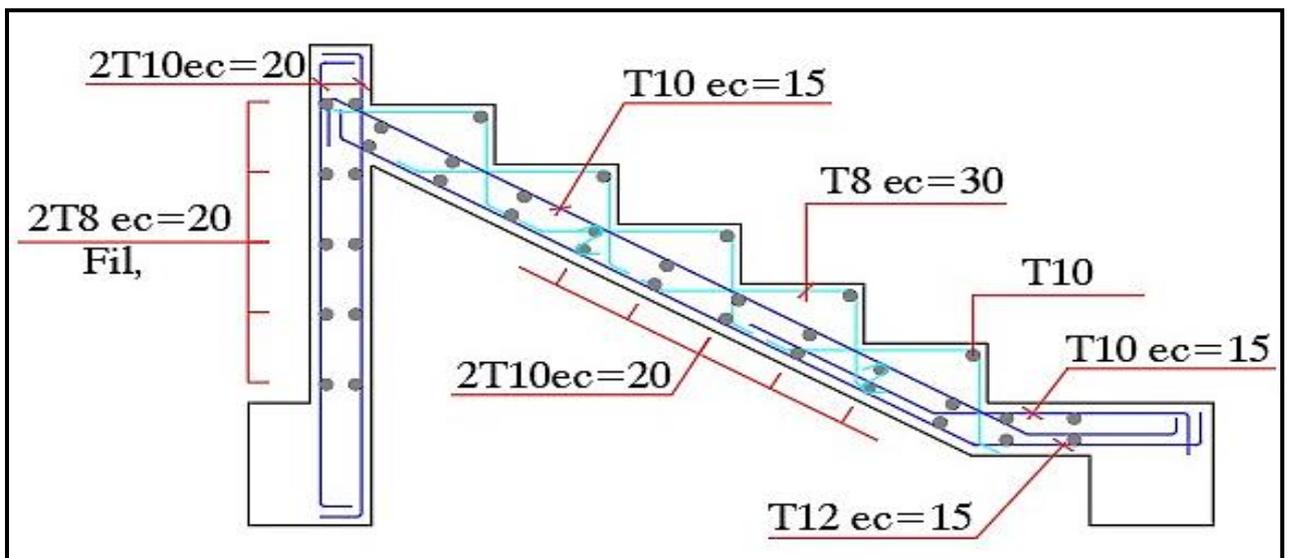


Figure III.19 : Schéma de ferraillage du 2^{ème}escalier.

III.4 L'étude de l'acrotère

Selon le règlement parasismique algérien RPA99, il est nécessaire de calculer l'acrotère en cas d'impact des forces sismiques, comme indiqué ci-dessous :

$$f_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec : $A = 0,15$ (Zone IIa - 2), $C_p = 0,3$, $W_p = 1,6875 \text{ kN / ml}$

Le schéma statique et les diagrammes des moments et des efforts sont illustrés dans la figure suivante.

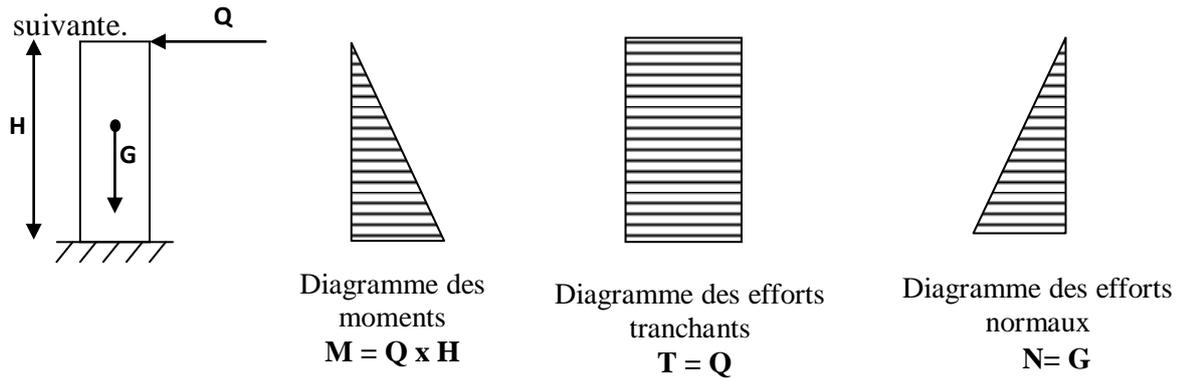


Figure III.20 : Schéma statique de l'acrotère

1) Calcul des efforts

$$G = 1,6875 \text{ kN/ml}, Q = 1 \text{ kN/ml}, MQ = Q \times H = 0,6 \text{ kN.m}$$

2) Combinaison de charges

Tableau III.23 : Combinaisons de charge de l'acrotère.

ELU			ELS		
N_u	M_u	T_u	N_{ser}	M_{ser}	T_{ser}
2,278 kN/ml	0,9 kN.m	1,5 kN	1,6875 kN/ml	0,6 kN.m	1 kN

3) Ferraillage

La fissuration est considérée comme préjudiciable (l'élément est exposé aux intempéries : variation de température, l'eau et la neige...). Le calcul se fait à l'ELU.

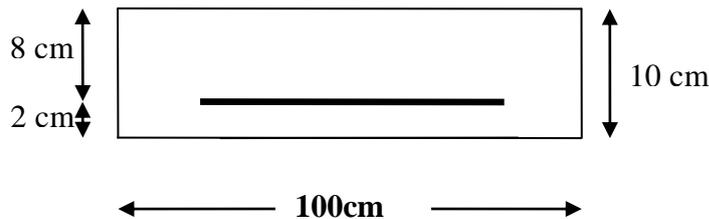


Figure III.21 : Schéma de la section rectangulaire à calculer.

- Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0,3951 \text{ m}, a = (h / 2) - c = 3 \text{ cm}.$$

Vérification : $e_u = 39,51 \text{ cm} > h/2 - c = 3 \text{ cm}$

On a $e_u > (h / 2) - c$ c-à-d : La section est partiellement comprimée, sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f , puis en flexion composée.

Tableau III.24 : Calcul d'armature d'acier de l'acrotère.

Calcul d'armature en flexion simple		Calcul d'armatures en flexion composée	
Moment fictif	Moment réduit	Section d'armature réelle	
$M_f = 1,86 \text{ kN.m}$	$\mu = 0,02 \rightarrow \beta_u = 0,9899$ $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ $d = 8 \text{ cm}$	$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$	$A_u = 0,61 \text{ cm}^2$
	$\mu = 0,02 < \mu_l = 0,392$ Section Simplement Armé	Vérification à l'ELU	
$A_f = \frac{M_f}{\beta d \cdot \sigma_s} = 0,68 \text{ cm}^2$ $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = 348 \text{ MPa}$		A_{\min}	$A_u < A_{\min}$
		$= \frac{0,23 \times b \times d \times F_{t28}}{F_e} \left[\frac{e_s - 0,445 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right]$ $= 0,907 \text{ cm}^2$ $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 35,55 \text{ cm}$	$0,61 \text{ cm}^2 < 0,907 \text{ cm}^2$
$A_s = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$			
$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ Repartie sur 60cm de hauteur, $St = 15 \text{ cm}$		

4) Vérification à l'ELU

- Vérification d la contrainte de cisaillement (Art A.5.1.1 / BAEL91)

La fissuration préjudiciable : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,01875 \text{ MPa} < \tau_1 = 2,5 \text{ MPa}$, Aucun risque de cisaillement, il n'est pas nécessaire d'utiliser des armatures transversales.

Vérificatin de l'adhérence des barres (Art 6.1.3 / BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \bar{\tau}_{se} \leq \psi_{se} \cdot F_{t28}$$

$$\psi_{se} = 1,5, F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}, \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}, \text{ Avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 10,05 \text{ cm}, \text{ donc } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

5) Vérification de contraintes à l'ELS

- Dans le béton
- Il n'est pas nécessaire de vérifier σ_{bc} pour une section rectangulaire (b x h) en acier Fe400 en flexion simple si la relation suivante est respectée.

$$\alpha u = \frac{y}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } u_u = 0,02 \quad \alpha u = 0,025, \gamma = \frac{M_u}{N_s} = 1,5$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,5-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,5 > 0,025 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée, aucune}$$

vérification à l'ELS n'est exigée.

Mais on doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

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

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15(As + As') y - 15(As' \cdot d' + As \cdot d) = 0$$

$$As' = 0$$

$$50y_1^2 + 70,65y_1 - 565,2 = 0$$

$$\Delta = (70,65)^2 - [4 \times 50 \times (-565,2)] = 118031,42, \sqrt{\Delta} = 343,56$$

$$y_1 = 2,11 \text{ cm} \quad y_2 = 2,73 \text{ cm}$$

I : moment d'inertie de la section

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[As' (y - d')^2 + As (d - y)^2] \text{ puisque : } As' = 0$$

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

$$I = 2640,37 \text{ cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Dans l'acier

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_s, \max(0,5 f_s, 110 \sqrt{n \cdot F_{t28}}) \right\} = 201,6 \text{ Mpa}$$

$$n = 1,6 \quad , \quad F_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad , \quad f_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 17,96 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 17,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

5) Vérification de l'acrotère au séisme (Art 623 / RPA99)

$$f_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,6875 \longrightarrow f_p = 0,3038 < 1 \text{ (KN / ml)} \dots\dots\dots \text{Condition}$$

Vérifiée le ferraillage adopté précédemment est acceptable

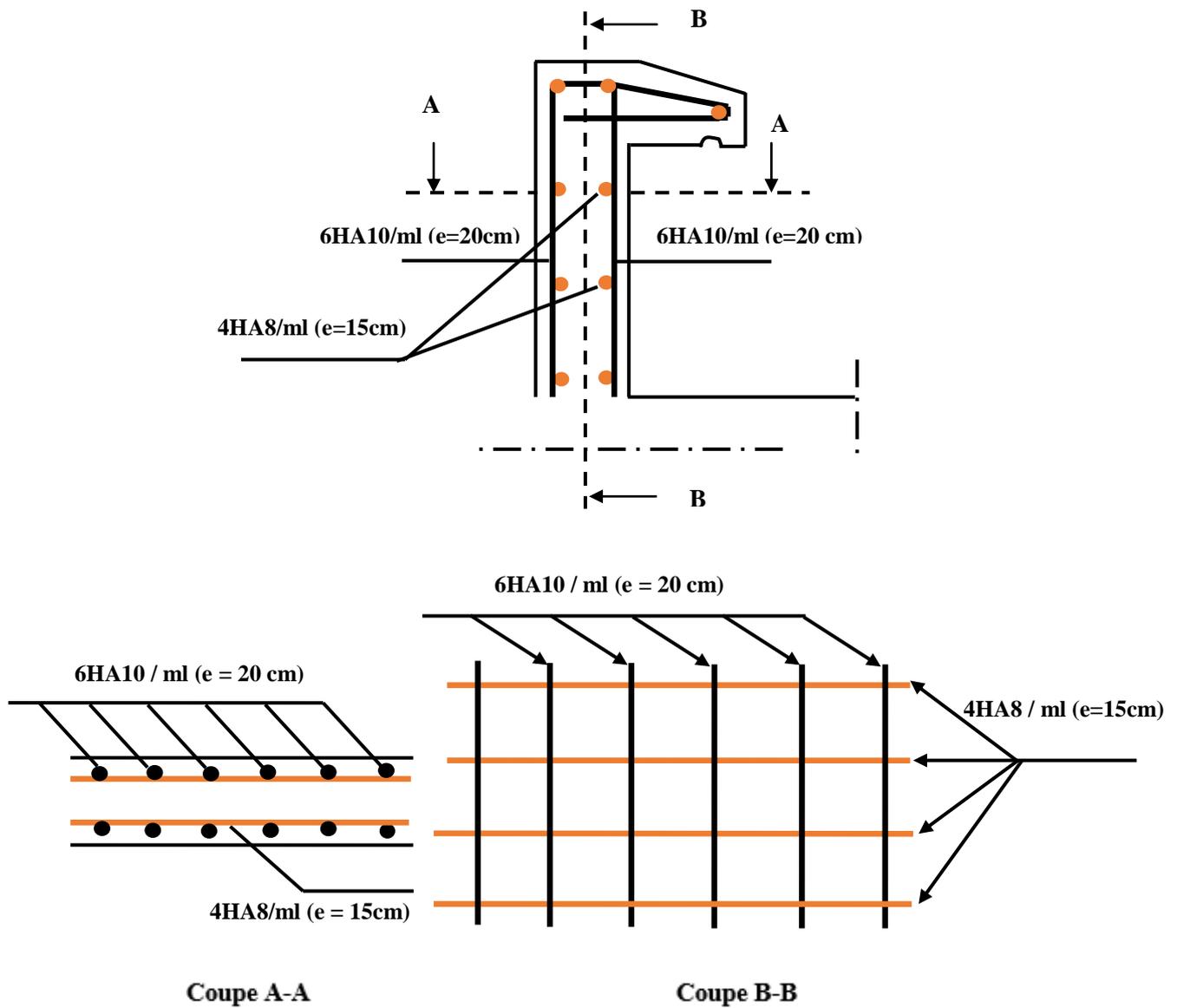


Figure III.22 : Schéma de ferraillage de l'acrotère.

III.5 Dalle pleine des balcons

Le balcon est assimilé à une console en béton armée de portée $L = 1,2m$ et d'épaisseur $e = 15cm (e \geq L/10)$, encastré à son extrémité

Tableau III.25 : Les combinaisons d'action et les efforts au niveau du balcon.

Les charges (kN / m ²)		Combinaison d'action			
Charges permanentes	G ₁ = 5,45	ELU	kN / ml	ELS	kN / ml
Surcharges sur le balcon	Q ₁ =3,5	P _u =1,35G + 1,5Q ₁	12,61	P _s = G +Q	8,95
Surcharges dus à la main courante	Q ₂ = 1	P = 1,35G ₂	0,3375	P = 1G ₂	0,25
Charge de garde-corps (acier en Inox)	G ₂ = 0,25	qu=1,5Q ₂	1,5	qs= 1Q ₂	1
Moments fléchissant $\frac{P_{u,S} l}{2} + P l + q_u, S$	ELU	10,98KN.m	Effort tranchant P _{u,s.l} + P	ELU	7,74KN.m
	ELS	15,47 KN		ELS	11KN

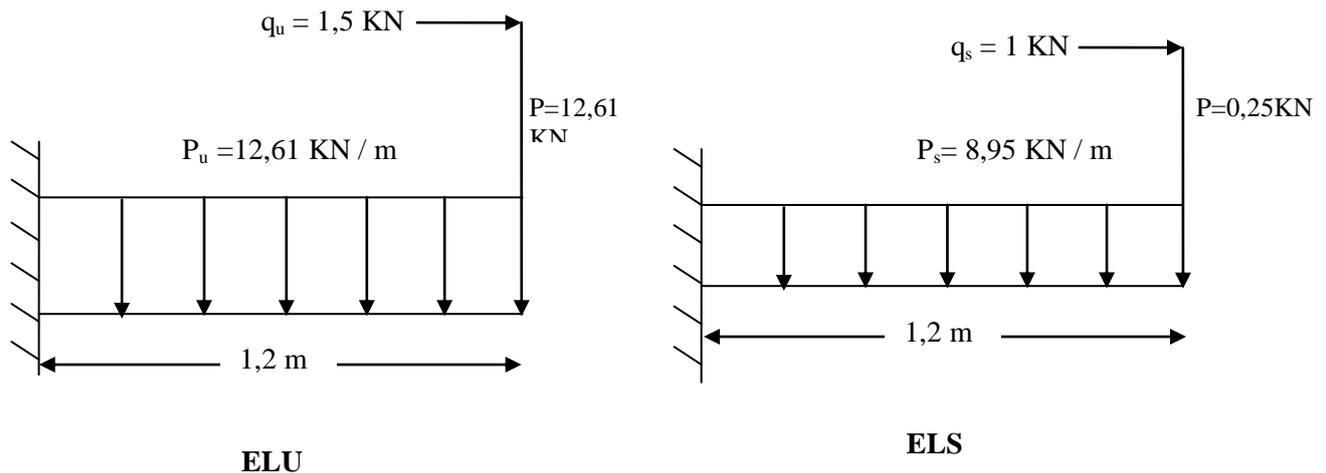


Figure III.23 : Schéma statique de balcon de 1,2 m.

La fissuration est perçue comme préjudiciable, donc le calcul sera réalisé à l'ELU et à l'ELS.

1. Calcul à l'ELU

Armatures longitudinales

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}}$$

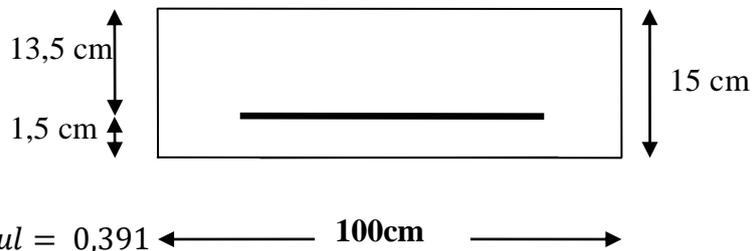
$$\mu = \frac{10,98 \times 10^6}{(1000) \times (135)^2 \times 14,2} = 0,042 \mu = 0,042 < \mu l = 0,391$$

$\mu a \leq \mu l$: la section sera admet avec des armatures tendus

$$A_{st} = 2,4 \text{ cm}^2$$

2. Calcul à l'ELS.

Calcul du moment limite a L'ELS:



$$\xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{n F_{t28}}) \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \xi = 161,30$$

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,58$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\alpha}_1 (1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}) b d^2 \bar{\sigma}_{bc} = 63,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{rb} > M_{ser} = 7,74 \text{ kN.m} \longrightarrow A_{s'} = 0$$

$$Z_b = d (1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}) = 0,1089 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 4,44 \text{ cm}^2$$

- **Condition non fragilité**

$$A_s > 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s > \max \{A_u, A_{ser}, A_{min}\} = 4,44 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \mathbf{7HA10} = 5,5 \text{ cm}^2 \text{ Avec un espacement de } \mathbf{15 \text{ cm}}$$

- **Armatures derépartition**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = 1,375 \text{ cm}^2 \text{ On adopte: } \mathbf{7HA8} = 3,52 \text{ cm}^2 \text{ (St = 15 cm)}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Dans le béton

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad y : \text{ nouvelle position de l'axe neutre}$$

$$\frac{b y^2}{2} + n (A_s + A_{s'}) y - n (A_{s'} d' + A_s d) = 0 \quad A_{s'} = 0$$

$$\frac{b y^2}{2} - n A_s (d - y) = 0$$

$$50 y^2 + 82,50 y - 1113,75 = 0 \longrightarrow y = 3,97 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + n [A_{s'} (y - d')^2 + A_s (d - y)^2] \quad \text{alors : } A_{s'} = 0$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A_s (d - y)^2 \longrightarrow I = 9578,41 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,74 \times 10^6 \times 3,97 \times 10}{9578,41 \times 10^4} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifié).}$$

Dans l'acier

On doit vérifier $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{7,74 \times 10^6}{9578,41 \times 10^4} (13,5 - 3,97) \times 10 = 132,68 MPa.$$

$$\sigma_s = 115,51 MPa < \bar{\sigma}_s = 201,63 MPa \dots \dots \dots (Condition \text{ vérifié}).$$

- **Vérification des espacements des barres**

Armatures longitudinal.

$$St < \min (3h, 33cm) = 33 \text{ cm.}$$

$$St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (Condition \text{ vérifié}).$$

Armatures de répartition

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

$$St = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots (Condition \text{ vérifié}).$$

- **Vérification des efforts tran chants (BAEL 91 Art A.51 211)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{uMax}}{b d} = 0,116 MPa$$

$$\tau_u = 0,116 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (Condition \text{ vérifié}).$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL 9 Art 61-3)**

$$\tau_{ser} = \frac{V_{uMax}}{0,9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi f_{ti}$$

$$\psi = 1,5 : \text{pour HA, } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa, } \sum_{i=4}^n u_i = n \pi \phi = 7 \times 3,14 \times 10 = 219,80 \text{ mm} \rightarrow \sum_{i=4}^n u_i = 219,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{15,74 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 219,80} = 0,58 MPa$$

$$\text{Donc : } \tau_{ser} = 0,58 MPa \leq \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (Condition \text{ vérifié}).$$

- **Vérification de la flèche**

On doit vérifier que :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{1}{16} = 0,0625. (Condition \text{ vérifié}).$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} MPa \frac{5,5}{100 \times 13,5} = 0,00407 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 MPa \dots \dots (Condition \text{ vérifié}).$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} 0,115 \geq \frac{1}{10} \times \frac{0,85 \times 7,74}{7,74} = 0,085 \dots \text{(Condition vérifié).}$$

- Schéma de ferraillage du balcon

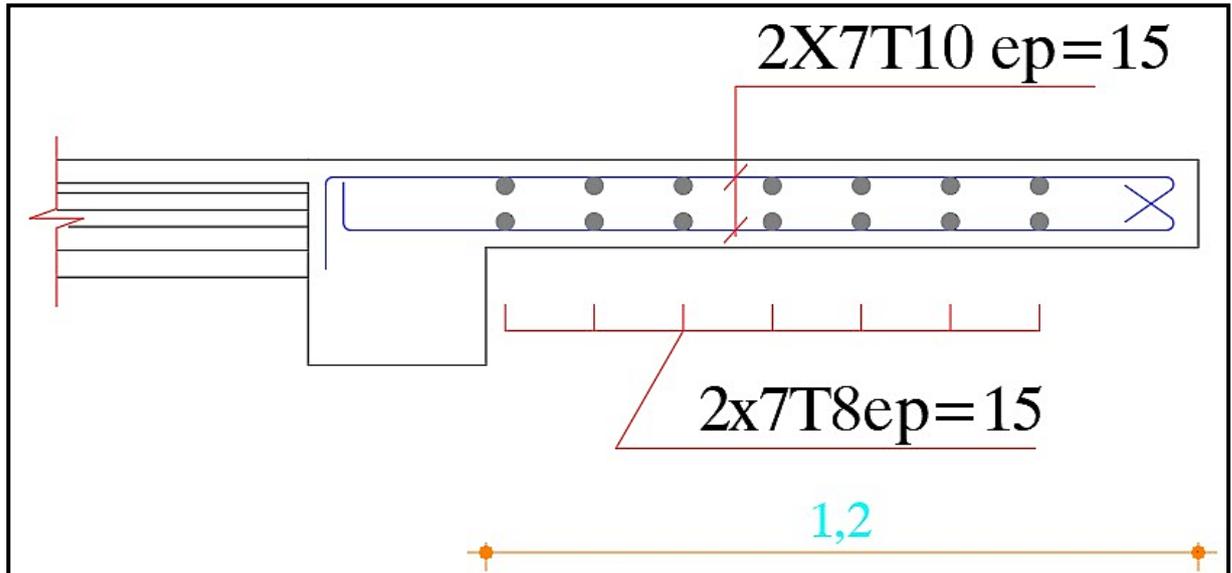


Figure III.24 : Schéma de ferraillage du balcon

III.6 Etude de la dalle de la salle machine

Les caractéristiques mécaniques

Il y a une vitesse d'entraînement de 1m/s, une surface de 1,885 m² (1,3x1,45) pour 6 personnes (6,3 kN), et une charge de 6 tonnes.

L'épaisseur de la dalle: $ht \geq \frac{L_x}{30} = \frac{130}{30} = 4.33 \text{ cm}$. Avec : $L_x = 1,3m$ et $L_y = 1,45m$.

Minime de l'épaisseur 12 cm selon le RPA ; on prend **20 cm** repose sur 4 appuis.

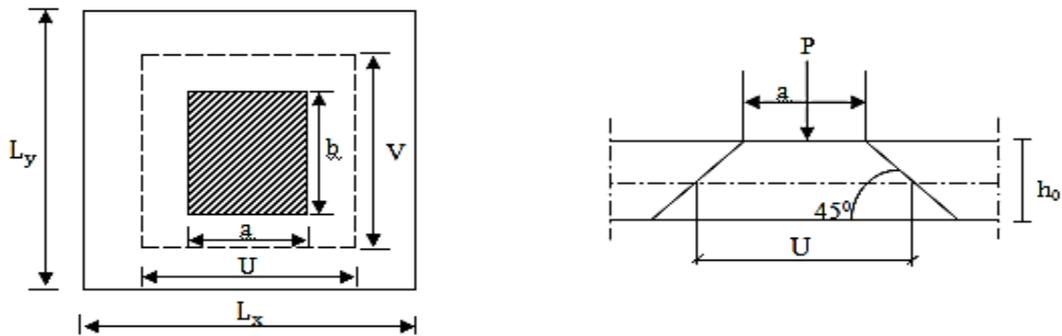


Figure III.25 : Répartition de la charge localisée

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,30}{1,45} = 0,89 : 0,4 < \alpha < 1 : \text{ elle porte sur les 2 sens.}$$

$$U = a_0 + h_0 + 2h = 120 \text{ cm}, V = b_0 + h_0 + 2h = 120 \text{ cm}$$

Avec : $h_0 = 20 \text{ cm}$, $a_0 = b_0 = 100 \text{ cm}$, $h = 0$ épaisseur de revêtement

Tableau III.26 : Les moments au niveau de la dalle de la salle machine.

Les moments de système de levage					Les moments dus aux poids propre				
$Mx_1 = q (M_1 + v M_2)$			M_1	M_2	ELU				
$My_1 = q (v M_1 + M_2)$			0,055	0,047	$\alpha = 0,89 > 0,4$		$\mu_x = 0,0468$		
v	ELU	0	$q = 8.505 \text{ kN/ml}$	α	U/L_x	V/L_y	La dalle travail dans les deux sens		$\mu_y = 0,759$
	ELS	0,2	$q_s = 60 \text{ KN/ml}$				$Mx_2 = \mu_x q L_x^2$	$My_2 = \mu_y Mx_2$	
			0,89	0,92	0,83	0,652 kN.m		0,494 kN.m	
Mx_1	My_1	Mx_1	My_1			ELS			
Mx_1	My_1	Mx_1	My_1			$\mu_x = 0,0539$		$\mu_y = 0,832$	
0.467 kN.m	0.399 kN.m	0.405 kN.m	0.365 kN.m			$Mx_2 = \mu_x q_s L_x^2$		$My_2 = \mu_y Mx_2$	
						0,546 kN.m		0,454 kN.m	
Superposition des moments agissant au centre du panneau									
$Mx = Mx_1 + Mx_2$		ELU	1.119 kN.m		$My = My_1 + My_2$		ELU	0.893 kN.m	
		ELS	0.951 kN.m				ELS	0.819 kN.m	
En appuis	ELU	x - x	0,5 x 1,119 = 0.559			0,5 x 0,951 = 0.475			
	ELS	y - y	0,5 x 0,893 = 0.446			0,5 x 0.819 = 0.409			
En travée	ELU	x - x	0,75 x 1.119 = 0.839			0,75 x 0,951 = 0.713			
	ELS	y - y	0,75 x 0.893 = 0.669			0,75 x 0,819 = 0.614			

- **Ferraillage**
- Le ferraillage est réalisé pour une unité de longueur et une épaisseur d'environ $h = 20 \text{ cm}$.

Tableau III.27 : Le calcul des armatures de la dalle de la salle machine.

Sens	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	$A_{t \text{ calcul}}$ (cm^2/ml)	$A_{t \text{ adopte}}$ (cm^2/ml)	$A_a \text{ calcul}$ (cm^2/ml)	$A_a \text{ adopte}$ (cm^2/ml)	Espacement (cm)
x - x	0,839	0,5595	0,14	7T12 = 7.9	0,09	7T12 = 7.9	15
y - y	0,6697	0.4465	0.11	7T12 = 7.9	0,07	7T12 = 7.9	15

Les armatures de répartition = $\frac{A_s}{4} = \frac{7.9}{4} = 1.975 \text{ (cm}^2/\text{ml)}$, on adopte 7T10 = 5.50 (cm^2/ml)

- **Les vérifications**

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \alpha)}{2} \quad \alpha = 0,89$$

Avec ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,8^0/0_0$)

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 20 \times (3 - 0,89) / 2 = 1,688 \text{ cm}^2 < 5,5 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

Sens	Mt (kN.m)	Ma (kN.m)	A _t calcul (cm ² /ml)	A _t adopte (cm ² /ml)	A _a calcul (cm ² /ml)	A _a adopte (cm ² /ml)	Espacement (cm)
x - x	0,839	0,5595	0,14	7T12 = 7.9	0,09	7T12 = 7.9	15

- Aux appuis : $A_{u_a} = 7,9 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Condition vérifiée
- En travées : $A_{u_t} = 7,9 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Condition vérifiée

Cette condition est vérifiée pour les deux sens (x) et (y).

Ecartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL 91)

-Sens X - X :

- Armatures supérieures : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

-Sens Y - Y :

- Armatures supérieures : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Condition de non poinçonnement

$$P \leq 0,045 \cdot \mu c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu c = 2(U + V) = 2(1,20 + 1,20) = 4,8 \text{ m}$$

$$P = 60 \text{ kN} \leq 0,045 \times 4,8 \times 0,20 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 720 \text{ kN} \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

Contrainte tangentielle

$$\text{Au milieu de } U : T_{max} = V_u = \frac{P}{2U + V} = \frac{60}{2 \times 1,20 + 1,20} = 16,66 \text{ kN}$$

$$\text{Au milieu de } V : T_{max} = V_u = \frac{P}{2V + U} = \frac{60}{2 \times 1,20 + 1,20} = 16,66 \text{ kN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2 f_{bc}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right\} = 3,33 \text{ MPa} ; \text{ La fissuration peu nuisible donc :}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{16,66 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,092 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

- **Vérification de l'ELS**

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

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

$$\frac{by^2}{2} + 15(As + As')y - 15(As'd' + As d) = 0$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 [As (d - y)^2 + A's (y - d')^2]$$

Tableau III.28 : Les vérifications des contraintes à l'ELS de la dalle de la salle machine.

Zone	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s '(cm ²)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
Appuis	xx	0,4755	0	7,9	0,11	15	CV
	yy	0,4095	0	7,9	0,1	15	CV
Travée	xx	0,7132	0	7,9	0,17	15	CV
	yy	0.61425	0	7,9	0,15	15	CV

La flèche $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \cdot \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$

$$\frac{h}{l_x} = 0,153 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0,0374 \dots \dots \dots (C.V)$$

$$\frac{A_s}{b.d} = 0,00438 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

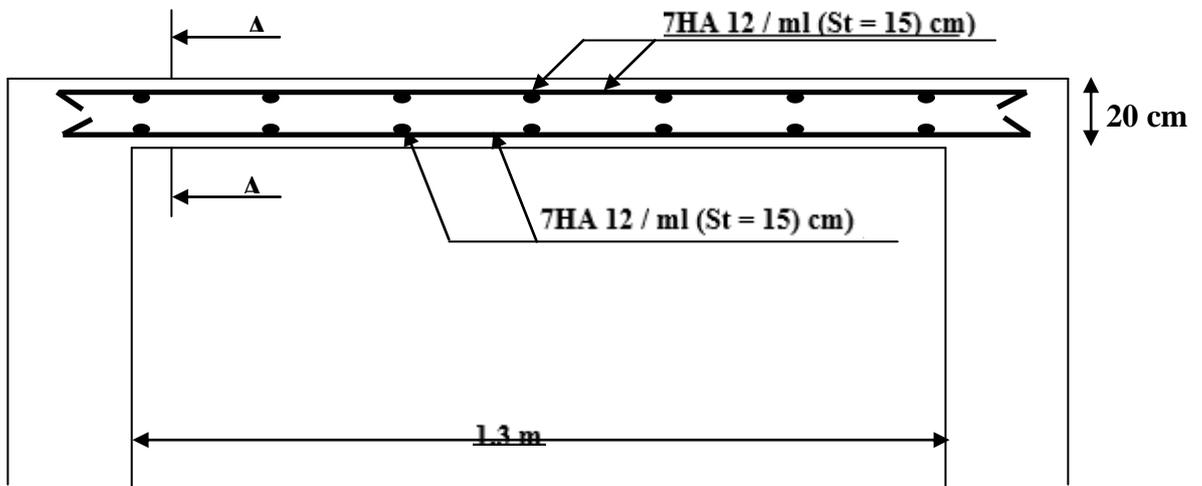


Figure III.26 : Le ferraillage (x-x)

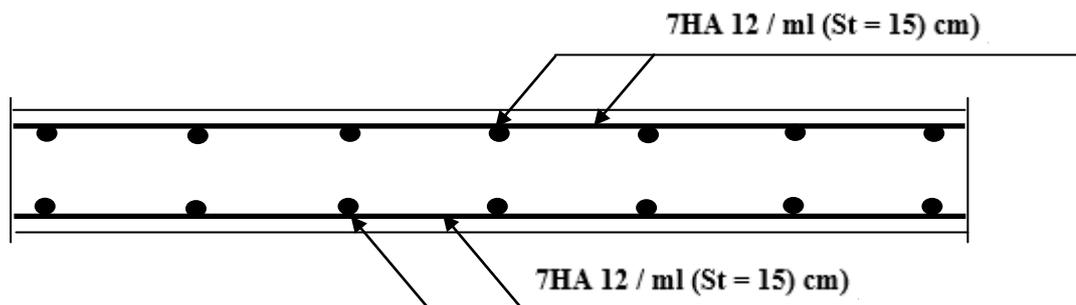


Figure III.27 : Coupe A-A (y-y)

CHAPITRE IV

Etude Sismique Et L'analyse

De L'effet

De Type De Sol Et La Zone Sismique

Au cours de ce chapitre, nous avons examiné le comportement sismique de la structure, ainsi que l'impact du type de sol et de la zone sismique sur sa stabilité. Le bâtiment étudié est un bâtiment à habitation qui se caractérise par sa forme irrégulière en plan, contreventée par voile. L'objectif principal consiste à étudier la stabilité sismique de la structure et à identifier ses propres caractéristiques dynamiques. Cela nous donne la possibilité de mesurer les efforts et les déplacements maximales lors d'un tremblement de terre. Finalement, nous examinerons l'impact du type de sol et de la zone sismique sur la variation de la période fondamentale de la structure, ainsi que son impact sur l'effort tranchant, les déplacements et les conditions imposées par le règlement parasismique et la stabilité de bâtiment.

IV.1 Le bâtiment étudié

- Caractéristiques géométriques et massique de la structure

Les figures IV.1 et IV.2 donnent la vue de bâtiment en ETABS, et la disposition des voiles.

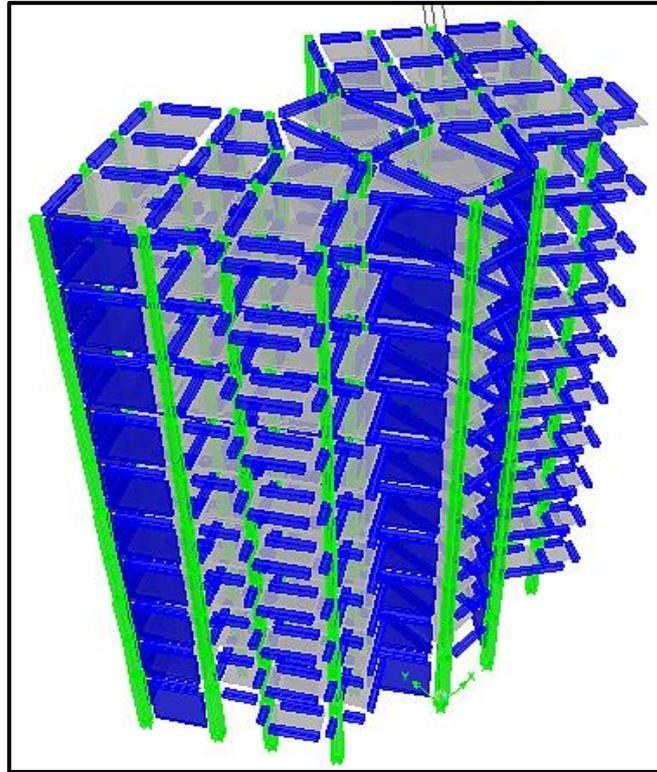


Figure IV.1 : La vue en 3D (ETABS).

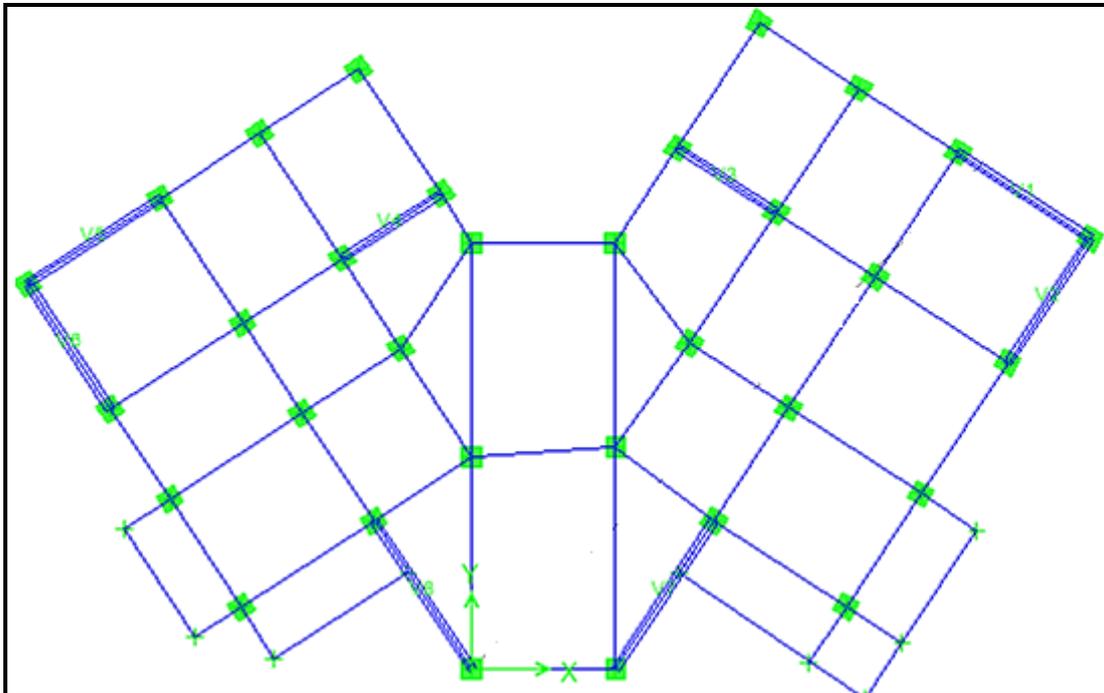


Figure IV.2 : La disposition des voiles adopté.

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}, \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Etude Sismique Et L'analyse De L'effet De Type De Sol Et De La Zone Sismique

Excentricité théorique : $ex = |XCM - XCR|$, $ey = |YCM - YCR|$

L'excentricité accidentelle : Cette dernière l'ETABS peut l'apprendre en considération, en introduisant les 5% comme excentricité dans la définition de chargement sismique

Tableau IV.1 : Le centre de masse et de rigidité.

Story	Masse(KN)		Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité		
	Masse X	Masse Y	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	EX (m)	EY (m)	
STORY1	369.112	369.112	2.323	7.215	2.136	9.508	0.187	2.293	
STORY2	345.565	345.565	2.342	7.14	2.107	9.82	0.235	2.68	
STORY3	340.2605	340.2605	2.347	7.119	2.066	9.999	0.281	2.88	
STORY4	335.7087	335.7087	2.352	7.101	2.024	10.058	0.328	2.957	
STORY5	331.0283	331.0283	2.356	7.082	1.983	10.041	0.373	2.959	
STORY6	327.1006	327.1006	2.36	7.064	1.948	9.989	0.412	2.925	
STORY7	323.0442	323.0442	2.365	7.047	1.917	9.921	0.448	2.874	
STORY8	319.7406	319.7406	2.368	7.032	1.893	9.858	0.475	2.826	
STORY9	319.7406	319.7406	2.368	7.032	1.874	9.811	0.494	2.779	
STORY10	289.8007	289.8007	2.409	7.236	1.862	9.787	0.547	2.551	
		Mt = 3301.1012							

IV.2 Résultats de l'analyse dynamique

Les facteurs de participation massique de chaque Modèle sont présentés dans le tableau IV.2.

Tableau IV.2 : Les périodes et les facteurs de participation massique.

Mode	Période (s)	Facteurs de Participation Massique (en %)					
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.821356	66.1339	0.1205	0	66.1339	0.1205	0
2	0.660176	0.1713	66.9185	0	66.3052	67.039	0
3	0.448864	1.5319	0.1741	0	67.8371	67.2132	0
4	0.199277	18.3332	0.0075	0	86.1704	67.2206	0
5	0.150863	0.0083	20.7725	0	86.1786	87.9931	0
6	0.102042	0.3369	0.0147	0	86.5155	88.0078	0
7	0.085252	7.2089	0.0017	0	93.7244	88.0095	0
8	0.066397	0.0019	7.0148	0	93.7264	95.0243	0
9	0.049559	3.0907	0.0003	0	96.8171	95.0246	0
10	0.045487	0.3473	0.0048	0	97.1644	95.0294	0
11	0.040475	0.0011	2.8739	0	97.1655	97.9033	0
12	0.033914	1.4891	0.0003	0	98.6545	97.9036	0

IV.2.1 Le nombre de modes à considérer

- Le modèle a une période fondamentale $T = 0.821356s$.
- Les 1er et 2ème modes de translation.
- Le 3ème mode de rotation.
- Il est nécessaire de choisir 8 premiers modes afin d'atteindre une masse modale de 90%.

La période initiale d'une structure mixte (RPA)

$$T = \min \left\{ CT h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 x h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

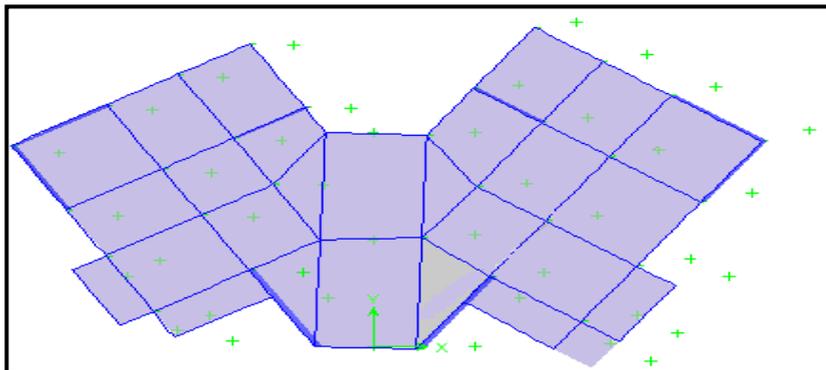
Tableau IV.3 : Vérification de la période fondamentale.

La période T (s)				Vérification
direction	T _{RPA}	T _{ETABS}	1.3xT _{RPA}	T _{ETABS} ≤ 1.3xT _{RPA}
x - x	0.6667	0.821356	0.86671	CV
y - y	0.6667	0.821356	0.86671	CV

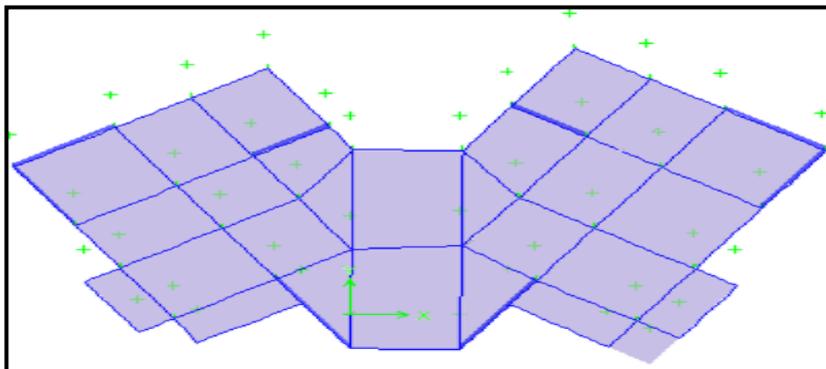
Tableau IV.4 : Estimation empirique de la période fondamentale.

Sens transversal x - x			Sens longitudinal y - y			
D	CT	hN	hN	D	CT	hN
11,75 m	0,05	31,62	31,62	13,15 m	0,05	31,62 m
T (s)	0,6667s		T (s)	0,6667s		
T2 ≤ T ≤ 3sOK						

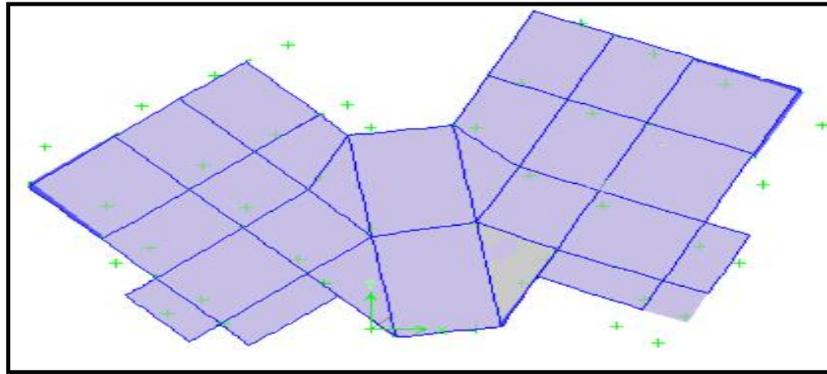
- **1^{er} mode** : mode de translation suivant l'axe X de période **T1 = 0.821356 s**



- **2^{ème} mode** : mode de rotation suivant l'axe Y de période **T2 = 0.660176 s**



- **3^{ème} mode** : mode torsion autour de l'axe Z de période **T3 = 0.448864 s**



IV.3 L'étude sismique

- Cette étude vise à évaluer les forces sismiques en utilisant l'une des trois méthodes suivantes :
- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Chaque méthode possède ses propres conditions d'application établies par le RPA99/2003, et elles ont été vérifiées pour être appliquées.

Les conditions d'utilisation de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites par notre bâtiment, donc le calcul sismique sera effectué à l'aide de l'analyse modale spectrale.

IV.3.1 Calcul de la force sismique totale

$$V = A . Q . D . W / R \dots \dots \text{RPA99 (Art 4.2.3)}$$

- Zone sismique : Zone II-a «Tizi Ouzou».
- Groupe d'usage : groupe **2**« Bâtiment à usage d'habitation ».
- Site : « meuble S3 » les valeurs de T1 et T2 sont respectivement 0,15et 0,5.
- Système structurel : voiles porteurs

Tableau IV.5 : Calcul de l'effort sismique total.

A	D=2,5 η (T ₂ / T) ^{2/3}			Q	R	W(kN)
	T ₂ (s)	T ₁ (s)	η			
0,15 Zone IIa groupe d'usage 2	0,5	0,15	$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$ $\xi = 10 \%$	1,10 (Voir tableau IV.7)	3,5 (Voir paragraphe IV.3.1.1)	32383,803
			$\eta = 0,763 > 0,7$			
	Sens x-x		Sens y-y			
	1,5745		1,5745			
V(kN)	V = 2403,734					

Tableau IV.6 : Calcul de facteur de qualité.

Critères	Observées oui ou non		Pq (Pénalité)	
	Sens x-x	Sens y-y		
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	Non	0.05	0.05
2. Redondance en plan	oui	oui	0	0
3. Régularité en plan	Non	Non	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	oui	oui	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	oui	oui	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	oui	0	0
Q			1,10	1,10

IV.3.1.1 Choix de coefficient de comportement R

- Les tableaux suivants montrent comment les charges sont réparties entre les voiles et les portiques à la base.
- *Charge verticale*

	PORTIQUE	VOILE	% PORTIQUE	% VOILE
RDC	17450.86	19474.74	47.26	52.74

- *Charge horizontale*

	Sens x-x			
	PORTIQUE	VOILE	% PORTIQUE	% VOILE
RDC	120.52	2043.11	5.57	94.43

Sens y-y				
	PORTIQUE	VOILE	% PORTIQUE	% VOILE
RDC	106.31	2561.43	3.99	96.01

Les voiles absorbent plus de 20 % des sollicitations causées par les charges verticales. Ainsi, les sollicitations horizontales ne sont reprises que par les voiles. Dans la situation où $R = 3,5$.

IV.3.2 La résultante des forces sismiques par la méthode d'analyse modale spectrale

IV.3.2.1 Spectre de réponse de calcul

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

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

Onobtient le spectre de réponse suivant :

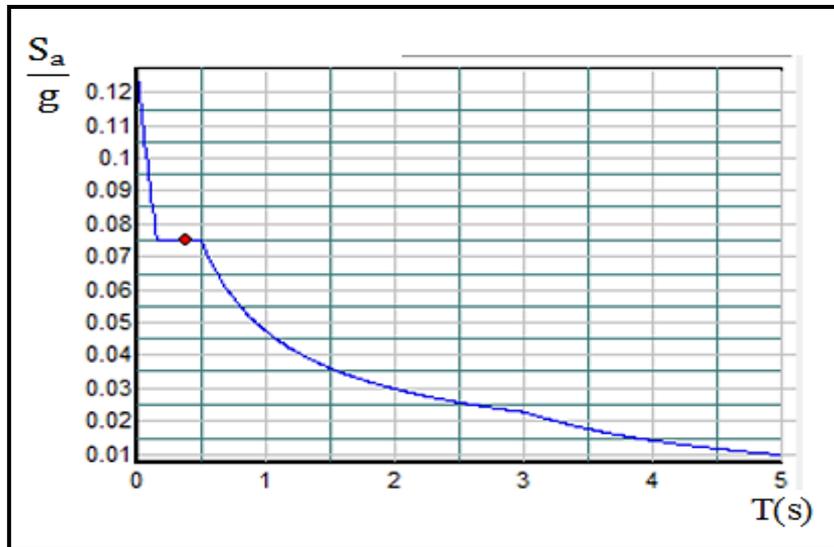


Figure IV.3 : Le spectre de calcul

Suivant le RPA99/V2003 (art 4.3.6), on doit vérifier $0.8 V_{stat} < V_{dyn}$.

Tableau IV.7 : Vérification de la condition $0.8 V_{stat} < V_{dyn}$.

	$V_{statique}(KN)$	$V_{Dynamique}(KN)$	$0,8 V_{stat}$	$0.8 V_{stat} < V_{dyn}$
Sens x-x	2403.734	1934.364	1922.987	<i>C. V</i>
Sens y-y	2403.734	2233.350	1922.987	<i>C. V</i>

IV.3.2.2 Distribution de la résultante des forces sismiques

$$V = Ft + \sum F_i, Ft = 0,07 T, V \text{ si } T > 0,7, Ft = 0 \text{ si } T < 0,7s$$

Dans notre cas $T_x = T_y = 0,6667s < 0,7$. Donc $Ft = 0$. La force sismique équivalente

qui se développe au niveau i est donnée par : $F_i = \frac{(V - Ft)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j}$

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par : $V = Ft + \sum_{i=k}^n F_i$

- *Sens longitudinal*

Tableau IV.8 : Distribution de la force sismique et l'effort tranchant sens x-x.

Niveau	W_i (kN)	H_i (m)	$W_i * H_i$	F_i (kN)	V_k (kN)
9	2842.945	31.62	89893.917	428.16564	428.16564
8	3136.655	28.56	89582.875	322.35932	750.52496
7	3136.655	25.5	79984.71	247.06169	997.58665
6	3169.064	22.44	71113.787	207.27285	1204.8595
5	3208.857	19.38	62187.647	178.40926	1383.2688
4	3247.388	16.32	52997.366	152.96856	1536.2373
3	3293.302	13.26	43669.189	131.39023	1667.6275
2	3337.956	10.2	34047.146	110.174	1777.8015
1	3389.993	7.14	24204.548	89.9385	1867.74
RDC	3620.989	4.08	14773.634	66.624507	1934.3646
Somme			562454.8179		

- *Sens transversal*

Tableau IV.9 : Distribution de la force sismique et l'effort tranchant sens y-y.

Niveau	W_i (kN)	H_i (m)	$W_i * H_i$	F_i (KN)	V_k (kN)
9	2842.945	31.62	89893.917	484.02503	484.02503
8	3136.655	28.56	89582.875	385.46346	869.48849
7	3136.655	25.5	79984.71	294.59792	1164.0864
6	3169.064	22.44	71113.787	247.93809	1412.0245
5	3208.857	19.38	62187.646	209.72192	1621.7464
4	3247.388	16.32	52997.366	177.52218	1799.2686
3	3293.302	13.26	43669.189	148.04304	1947.3116
2	3337.956	10.2	34047.146	119.26808	2066.5797
1	3389.993	7.14	24204.548	98.162567	2164.7423
RDC	3620.989	4.08	14773.634	68.608276	2233.3506
Somme			562454.8179		

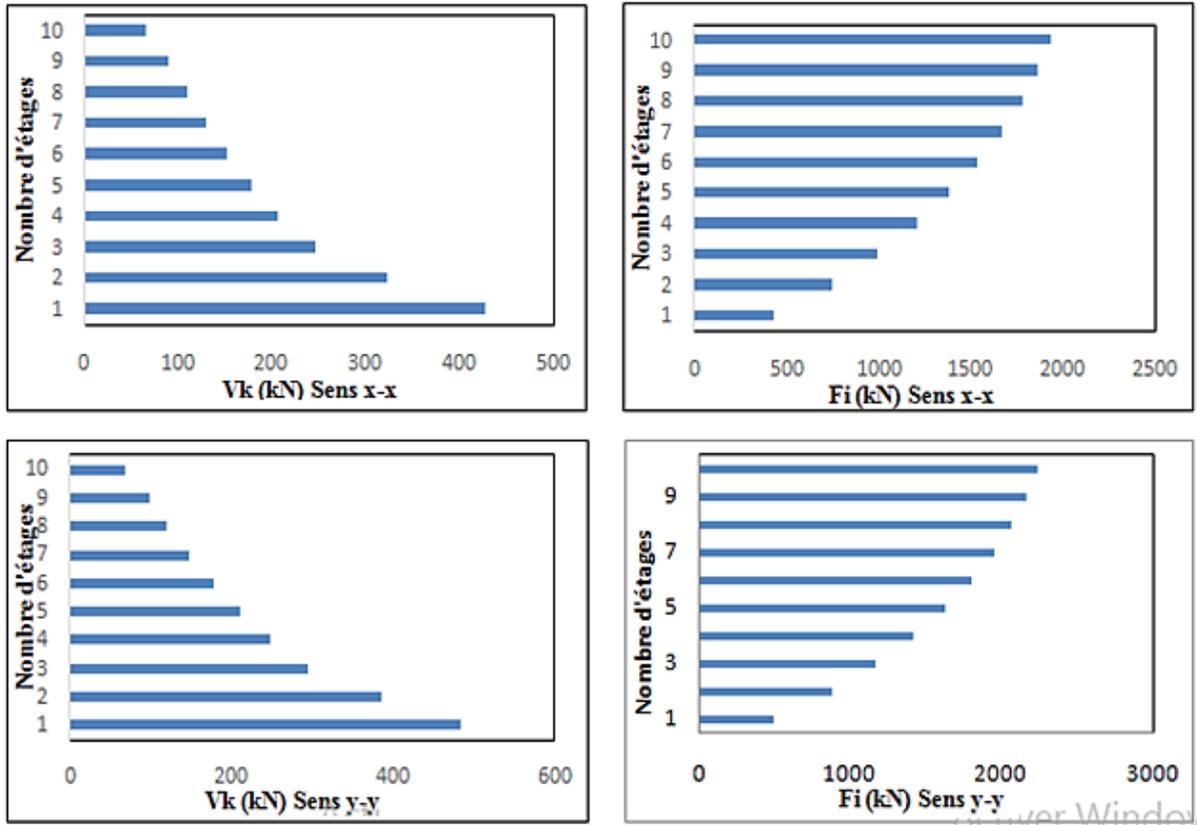


Figure IV.4 : Distribution de des efforts sismiques et tranchants suivants les deux sens x et y

IV.3.3 Vérification des déplacements latéraux inter – étage

Selon l'article 5.10 du RPA99 /2003, il est nécessaire de vérifier l'inégalité suivante :

$$\delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad Et \quad \delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Les tableaux ci-dessous présentent les vérifications effectuées.

- *Sens transversal*

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étage sens y-y.

Story	Load	δ_{ey}^k (m)	R	$\delta_y^k = R * \delta_{ey}^k$	Δ_{ey}^k	0.01 * he	Vérification
STORY10	EY	0.0152555	3.5	0.0533942	0.006655128	0.0306	C.V
STORY9	EY	0.0133540	3.5	0.04673909	0.006685875	0.0306	C.V
STORY8	EY	0.0114438	3.5	0.040053215	0.007002761	0.0306	C.V
STORY7	EY	0.0094430	3.5	0.033050454	0.006337863	0.0306	C.V
STORY6	EY	0.0076322	3.5	0.026712591	0.006337299	0.0306	C.V
STORY5	EY	0.0058215	3.5	0.020375291	0.00595716	0.0306	C.V
STORY4	EY	0.0041195	3.5	0.014418131	0.005257754	0.0306	C.V
STORY3	EY	0.0026173	3.5	0.009160377	0.004247893	0.0306	C.V
STORY2	EY	0.0014036	3.5	0.004912484	0.002783517	0.0306	C.V
STORY1	EY	0.0006083	3.5	0.002128967	0.002128967	0.0408	C.V

- *Sens longitudinal*

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étage sens x-x

Story	Load	δ_{ex}^k (m)	R	$\delta_x^k = R * \delta_{ex}^k$	Δ_{ex}^k	0.01 * he	Vérification
STORY10	EX	0.019720548	3.5	0.069021917	0.00770795	0.0306	C.V
STORY9	EX	0.017518276	3.5	0.061313967	0.008407209	0.0306	C.V
STORY8	EX	0.015116216	3.5	0.052906758	0.008756786	0.0306	C.V
STORY7	EX	0.012614278	3.5	0.044149972	0.008422531	0.0306	C.V
STORY6	EX	0.01020784	3.5	0.03572744	0.008407256	0.0306	C.V
STORY5	EX	0.007805767	3.5	0.027320185	0.007707689	0.0306	C.V
STORY4	EX	0.00560357	3.5	0.019612496	0.007007636	0.0306	C.V
STORY3	EX	0.003601389	3.5	0.01260486	0.005596116	0.0306	C.V
STORY2	EX	0.002002498	3.5	0.007008745	0.004558745	0.0306	C.V
STORY1	EX	0.0007	3.5	0.00245	0.00245	0.0408	C.V

Etude Sismique Et L'analyse De L'effet De Type De Sol Et De La Zone Sismique

Il est évident que la condition est vérifiée dans les deux sens, ce qui garantit la stabilité de l'ouvrage face aux charges horizontales.

IV.3.4 Vérification de l'effort normal réduit

La vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de

$$\text{béton. } N_{rd} = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter-étage sens x-x

P (kN)	Section (cm ²)		F _{c28} (MPa)	N _{rd} (kN)	Condition	Vérification
1227.4	50	50	25	0.196	< 0.30	CV
1074.68	45	45	25	0.212	< 0.30	CV
945.33	45	45	25	0.187	< 0.30	CV
818.48	40	40	25	0.205	< 0.30	CV
695.3	40	40	25	0.174	< 0.30	CV
572.69	35	35	25	0.187	< 0.30	CV
453.37	35	35	25	0.148	< 0.30	CV
333.92	30	30	25	0.148	< 0.30	CV
216.52	30	30	25	0.096	< 0.30	CV
111.36	30	30	25	0.049	< 0.30	CV

IV.3.5 Vérification de l'effet P – Δ

Selon le RPA 99 / 2003, il est possible de négliger les effets de second ordre si la condition suivante est vérifiée : $\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$ (Article 5.9 RPA 99 / 2003)

- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: Les effets de l'action sismique calculés à l'aide d'une analyse élastique de premier ordre doivent être augmentés par un facteur $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$
- Si $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau IV.13 : Vérification de l'effet P-Δ sens longitudinal

Etages	Masse X	Pk	Δ_{ex}^k	V _k	h _k	θ _k	Vérification
10	289.8007	2842.94487	0.00770795	428.165645	3.06	0.01672531	cv
9	319.7406	3136.65529	0.00840721	750.524965	3.06	0.01148238	cv
8	319.7406	3136.65529	0.00875679	997.586652	3.06	0.00899786	cv
7	323.0442	3169.0636	0.00842253	1204.8595	3.06	0.00723962	cv
6	327.1006	3208.85689	0.00840726	1383.26876	3.06	0.00637348	cv
5	331.0283	3247.38762	0.00770769	1536.23732	3.06	0.0053245	cv
4	335.7087	3293.30235	0.00700764	1667.62755	3.06	0.00452254	cv
3	340.2605	3337.95551	0.00559612	1777.80155	3.06	0.0034337	cv
2	345.565	3389.99265	0.00455874	1867.74005	3.06	0.002704	cv
1	369.112	3620.98872	0.00245	1934.36455	4.08	0.00112407	cv

Tableau IV.14 : Vérification de l'effet P-Δ sens transversal

Etages	MasseY	Pk	Δ_{ey}^k	V_k	h_k	θ_k	Vérification
10	289.8007	2842.94487	0.00665513	484.025025	3.06	0.01277426	<i>cv</i>
9	319.7406	3136.65529	0.00668588	869.488487	3.06	0.00788206	<i>cv</i>
8	319.7406	3136.65529	0.00700276	1164.08641	3.06	0.00616637	<i>cv</i>
7	323.0442	3169.0636	0.00633786	1412.0245	3.06	0.00464847	<i>cv</i>
6	327.1006	3208.85689	0.0063373	1621.74642	3.06	0.00409779	<i>cv</i>
5	331.0283	3247.38762	0.00595716	1799.2686	3.06	0.00351363	<i>cv</i>
4	335.7087	3293.30235	0.00525775	1947.31163	3.06	0.00290586	<i>cv</i>
3	340.2605	3337.95551	0.00424789	2066.57971	3.06	0.00224223	<i>cv</i>
2	345.565	3389.99265	0.00278352	2164.74227	3.06	0.00142451	<i>cv</i>
1	369.112	3620.98872	0.00212897	2233.35055	4.08	0.00084602	<i>cv</i>

On a $\theta_k < 0.1$ pour tous les niveaux. « k » Et Dans les deux directions., on peut donc négliger l'effet P – Δ dans le calcul des éléments structuraux.

IV.3.6 Vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

Avec : M Renversement = $M_{Fi/o} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$

M Stabilisateur = $M_{w/o} = \sum_{i=1}^n W \times b$

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul.

Tableau IV.15 : Vérification de la stabilité au renversement sens longitudinal.

Etages	Fx (kN)	h (m)	W (kN)	Xg (m)	Mr (kN)	Ms (kN)	Vérification
RDC	66.6245	4.08	32383.8	2.409	271.8279872	78012.58	CV
1	89.9385	7.14			642.1608931		
2	110.174	10.2			1123.774794		
3	131.39	13.26			1742.234453		
4	152.969	16.32			2496.446926		
5	178.409	19.38			3457.571385		
6	207.273	22.44			4651.202689		
7	247.062	25.5			6300.07303		
8	322.359	28.56			9206.582177		
9	428.166	31.62			13538.59769		
ΣMr (kN)					43430.47202		

Tableau IV.16: Vérification de la stabilité au renversement sens transversal.

<i>Etages</i>	<i>Fy (KN)</i>	<i>h (m)</i>	<i>W(KN)</i>	<i>Yg(m)</i>	<i>Mr(KN)</i>	<i>Ms(KN)</i>	<i>Vérification</i>
RDC	68.6083	4.08	32383.8	7.236	279.9217655	234329.20	CV
1	98.1626	7.14			700.8807291		
2	119.268	10.2			1216.534375		
3	148.043	13.26			1963.050647		
4	177.522	16.32			2897.161949		
5	209.722	19.38			4064.410768		
6	247.938	22.44			5563.730814		
7	294.598	25.5			7512.246948		
8	385.463	28.56			11008.83647		
9	484.025	31.62			15304.8713		
$\Sigma Mr (kN)$					50511.64576		

- *L'ouvrage est stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$).*

IV.4 L'analyse de l'effet de type de sol et la zone de sismicité sur la stabilité sismique de la structure

La réaction sismique des constructions dépend de la nature du mouvement du sol, de ses caractéristiques mécaniques et physiques, ainsi que des caractéristiques du sol. Il existe donc une interdépendance entre la structure et l'environnement externe. Le règlement parasismique algérien distingue quatre catégories de sites : le site rocheux avec une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s \geq 800$ m/s, le site fermé S2 avec une vitesse moyenne de $V_s \geq 400$, le site meuble S3 avec une vitesse moyenne de $V_s \geq 200$ m/s et le site très meuble S4 avec une vitesse moyenne de $V_s < 200$ m/s . Ces catégories sont représentées par le facteur d'amplification dynamique D. Il existe également quatre zones de sismicité : la zone I (faible), la zone IIa (moyenne), la zone IIb (moyenne) et la zone III (forte).

Dans cette section, nous cherchons à étudier l'impact du type de sol et de la zone sur la stabilité sismique d'un bâtiment ayant une forme irrégulière. Nous utilisons le spectre de réponse RPA99 pour analyser la variation de la période fondamentale, l'effort tranchant à la base, l'effort sismique et les mouvements entre les étages, ainsi que la stabilité au renversement.

IV.4.1 L'effet sur la période fondamentale et l'effort tranchant à la base

Les variations sont représentées dans les tableaux IV.17, 18 et les figures IV.5, 6, 7 et 8.

Tableau IV.17 : Variation de l'effort tranchant à la base et la période en fonction de catégorie de site.

Catégories des sites	T (s)	D	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
S1	0,821356	1,12	1139,9099	1709,8648	2279,8197	2849,7746
S2		1,356	1380,1051	2070,1577	2760,2103	3450,2629
S3		1,5745	1602,4893	2403,734	3204,9787	4006,2234
S4		1,907	1940,9001	2911,3501	3881,8002	4852,2502

Tableau IV.18: Variation de l'effort tranchant à la base et la période en fonction de la zone sismique.

Catégories des sites	T (s)	A	Site 1	Site 2	Site 3	Site 4
Zone I	0,821356	0,1	1139,9099	1380,1051	1602,4893	1940,9001
Zone IIa		0,15	1709,8648	2070,1577	2403,734	2911,3501
Zone IIb		0,2	2279,8197	2760,2103	3204,9787	3881,8002
Zone III		0,25	2849,7746	3450,2629	4006,2234	4852,2502

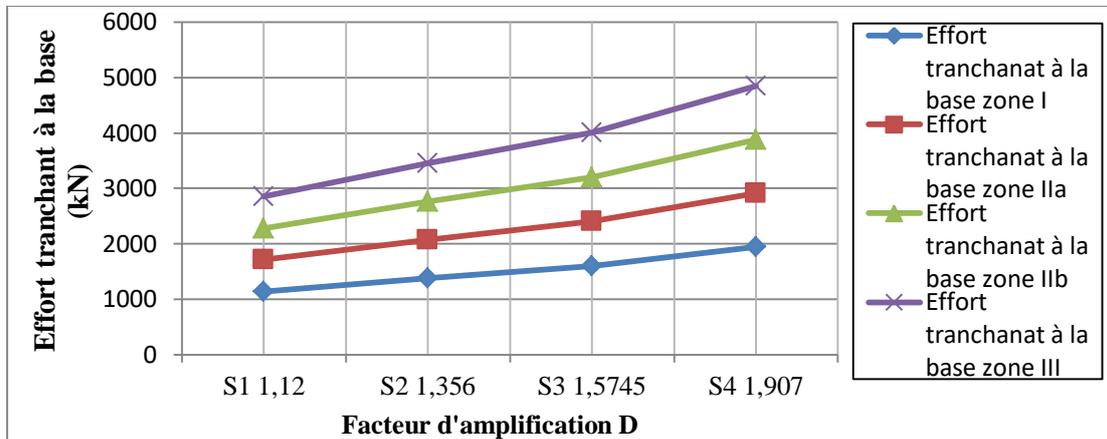


Figure IV.5 : La variation de l'effort tranchant à la base en fonction de facteur d'amplification.

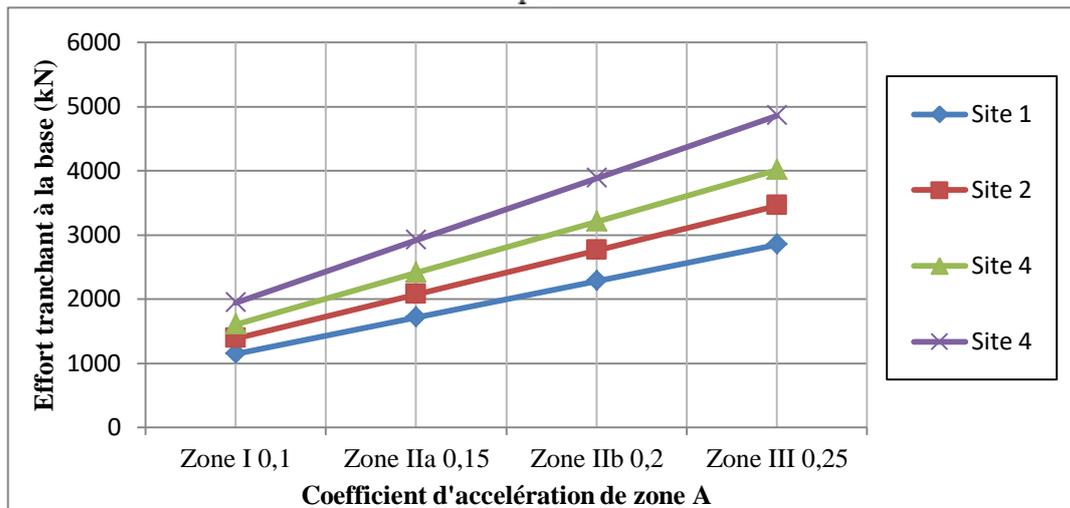


Figure IV.6 : La variation de l'effort tranchant à la base en fonction de coefficient d'accélération.

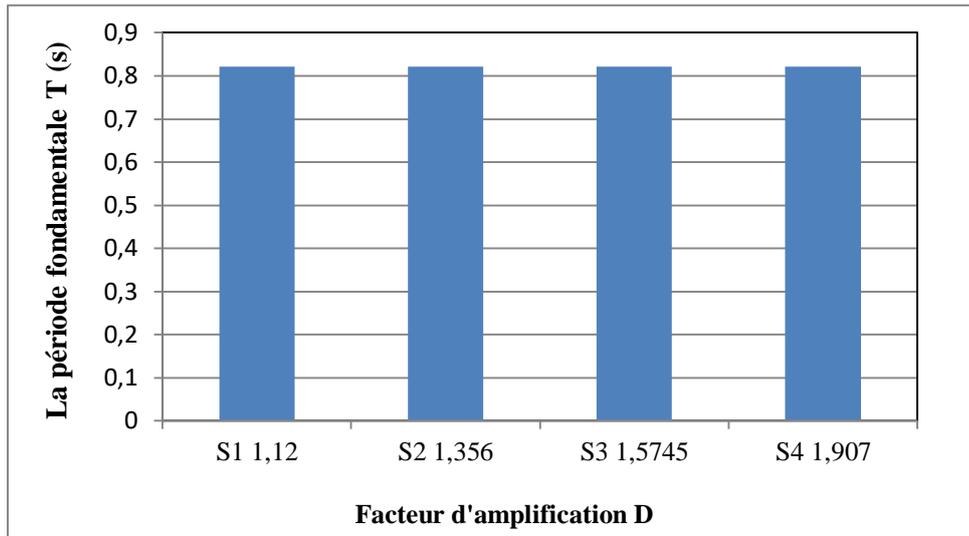


Figure IV.7 : La période fondamentale en fonction de D.

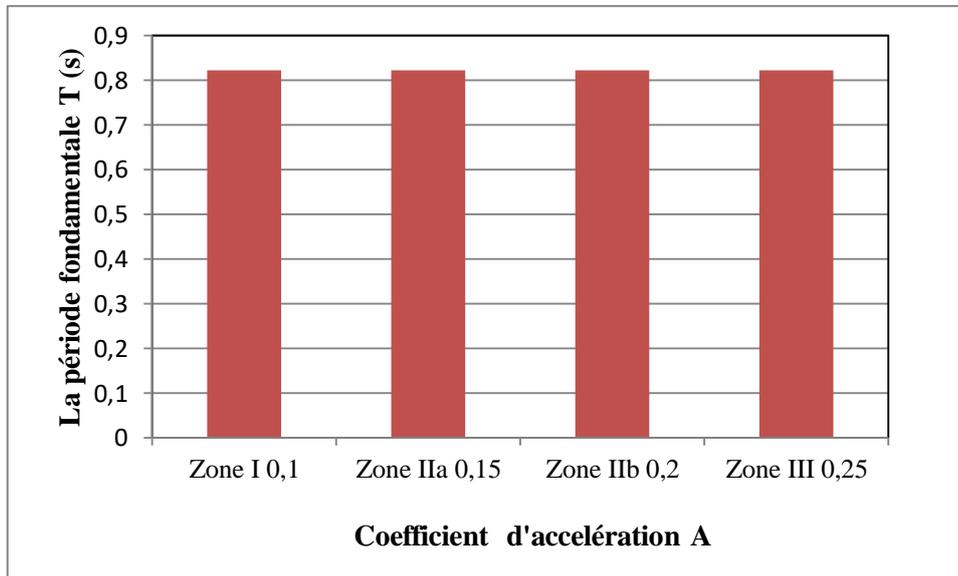


Figure IV.8 : La période fondamentale en fonction de A.

Les résultats obtenus démontrent que la valeur de la période fondamentale est la même, peu importe la catégorie de site. Et en n'importe quelle zone, car elle dépend principalement des caractéristiques géométriques de bâtiment, et les caractéristiques mécaniques.

L'effort tranchant à la base, augmente de 8% de site 1 au site 4, et 5%, 4% de site 2, 3 au site 4 respectivement (figures IV.5, 6) et quel que soit la zone. De la figure IV.6, on constate que dans la zone I l'effort tranchant à la base a la même valeur quel que soit le type de sol et augmente proportionnellement avec le coefficient d'accélération. Donc, on peut conclure que l'effort tranchant Au niveau de la base, l'augmentation est liée au facteur d'amplification et au coefficient d'accélération de la zone.

IV.4.2 L'e.f.f.e.t de site et la zone sismique sur la vérification de déplacement inter-étage

$$\delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

Etude Sismique Et L'analyse De L'effet De Type De Sol Et De La Zone Sismique

Le tableau IV.19, 20 et les figures IV.9, 10 représentent la variation de déplacement inter-étage En ce qui concerne le dernier niveau, en fonction de la catégorie de site et de la zone de sismicité, on observe une augmentation du déplacement de. Site1 au site S4 (très meuble avec une vitesse d'onde de cisaillement $V_s < 200$ m/s) tel que ce dernier donne les valeurs maximales de déplacement pour toutes les zones sismiques. Et la condition de RPA99 reste vérifiée. Pour les différentes zones sismiques cette condition est toujours vérifiée sauf pour la zone III, qui donne une valeur de déplacement de 0,041 m supérieure à $\bar{\Delta} = 0,0306m$, (suivant le sens x-x) et cela pour le site très meuble.

On remarque que la catégorie de site a une grande influence sur les déplacements inter-étage à cause de l'augmentation de l'effort tranchant et ce dernier varie en fonction de D et A .

Tableau IV.19 : Les déplacements inter-étage fonction de catégorie de site.

Zone I			
Sites	D	Déplacement inter – étage Niveau 10 Sens x – x (m)	Déplacement inter – étage Niveau 10 Sens y – y (m)
S1	1,12	0,0093086	0,00712531
S2	1,356	0,01121116	0,0087367
S3	1,5745	0,01321363	0,01004042
S4	1,907	0,01651938	0,01214125
Zone IIa			
Sites	D	Déplacement inter – étage Niveau 10 Sens x – x (m)	Déplacement inter – étage Niveau 10 Sens y – y (m)
S1	1,12	0,01411737	0,0108462
S2	1,356	0,01701881	0,0131461
S3	1,5745	0,01972055	0,015255
S4	1,907	0,02452468	0,01827019
Zone IIb			
Sites	D	Déplacement inter – étage Niveau 10 Sens x – x (m)	Déplacement inter – étage Niveau 10 Sens y – y (m)
S1	1,12	0,01882153	0,01445856
S2	1,356	0,02262675	0,01736491
S3	1,5745	0,02632736	0,02027141
S4	1,907	0,03283428	0,02429094
Zone III			
Sites	D	Déplacement inter – étage Niveau 10 Sens x – x (m)	Déplacement inter – étage Niveau 10 Sens y – y (m)
S1	1,12	0,02342584	0,01797137
S2	1,356	0,02832984	0,0216834
S3	1,5745	0,03293418	0,02529585
S4	1,907	0,041044	0,03041135

Tableau IV.20 : Vérification des déplacements inter-étage fonction de la zone de sismicité.

Site1			
Zones	A	Déplacement inter – étage Niveau 10 Sens x – x (m)	Déplacement inter – étage Niveau 10 Sens y – y (m)
Zone I	0,1	0,0093086	0,00712531
Zone IIa	0,15	0,01411737	0,0108462
Zone IIb	0,2	0,01882153	0,01445856
Zone III	0,25	0,02342584	0,01797137
Site2			
Zones	A	Déplacement inter – étage Niveau 10 Sens x – x (m)	Déplacement inter – étage Niveau 10 Sens y – y (m)
Zone I	0,1	0,01121116	0,0087367
Zone IIa	0,15	0,01701881	0,0131461
Zone IIb	0,2	0,02262675	0,01736491
Zone III	0,25	0,02832984	0,0216834
Site3			
Zones	A	Déplacement inter – étage Niveau 10 Sens x – x (m)	Déplacement inter – étage Niveau 10 Sens y – y (m)
Zone I	0,1	0,01321363	0,01004042
Zone IIa	0,15	0,01972055	0,015255
Zone IIb	0,2	0,02632736	0,02027141
Zone III	0,25	0,03293418	0,02529585
Site4			
Zones	A	Déplacement inter – étage Niveau 10 Sens x – x (m)	Déplacement inter – étage Niveau 10 Sens y – y (m)
Zone I	0,1	0,01651938	0,01214125
Zone IIa	0,15	0,02452468	0,01827019
Zone IIb	0,2	0,03283428	0,02429094
Zone III	0,25	0,041044	0,03041135

IV.4.3 La vérification l'efforttranchant $V_{dyn}/V_{sta} > 0,8$

En analysant les résultats trouvé, on remarque que la condition de l'effort tranchant est vérifiée suivant les deux sens, mais pour les sites S3 (meuble) et S4 (très meuble) le rapport V_{dyn}/V_{sta} est à la limite presque égale à 0,8 suivant le sens x-x, on apprécie ce rapprochement à la limite à partir de la zone IIa pour le site très meuble et cela est due aux prescriptions des RPA 99 Ver 2003 sont basées sur l'approche statique équivalente avec l'analyse dynamique autorisée pour obtenir une distribution améliorée de l'effort tranchant à la base sur la hauteur du bâtiment. C'est particulièrement avantageux pour les bâtiments

Etude Sismique Et L'analyse De L'effet De Type De Sol Et De La Zone Sismique

irréguliers avec des irrégularités significatives en plan et en élévation ou avec des variations significatives de rigidité ou de masse

Tableau IV.21 : Vérification $V_{dyn}/V_{sta} > 0,8$ en fonction de catégorie de site.

<i>Zone I</i>			
<i>Sites</i>	<i>D</i>	V_{dyn}/V_{sta} (Sens x-x)	V_{dyn}/V_{sta} (Sens y-y)
S1	1,12	0,87674204	0,99980294
S2	1,356	0,82325438	0,95408665
S3	1,5745	0,80512569	0,92042803
S4	1,907	0,80653486	0,9545174
<i>Zone IIa</i>			
<i>Sites</i>	<i>D</i>	V_{dyn}/V_{sta} (Sens x-x)	V_{dyn}/V_{sta} (Sens y-y)
S1	1,12	0,866416	0,988125
S2	1,356	0,83201	0,954888
S3	1,5745	0,804733	0,929117
S4	1,907	0,800585	0,899339
<i>Zone IIb</i>			
<i>Sites</i>	<i>D</i>	V_{dyn}/V_{sta} (Sens x-x)	V_{dyn}/V_{sta} (Sens y-y)
S1	1,12	0,873428	0,995939
S2	1,356	0,829289	0,947043
S3	1,5745	0,804422	0,926316
S4	1,907	0,802132	0,895369
<i>Zone III</i>			
<i>Sites</i>	<i>D</i>	V_{dyn}/V_{sta} (Sens x-x)	V_{dyn}/V_{sta} (Sens y-y)
S1	1,12	0,87259	0,994963
S2	1,356	0,828477	0,948921
S3	1,5745	0,80488	0,925462
S4	1,907	0,802956	0,89772

Tableau IV.22 : Vérification $V_{dyn}/V_{sta} > 0,8$ en fonction de la zone sismique.

Site1			
Zones	A	V_{dyn}/V_{sta}(Sens x-x)	V_{dyn}/V_{sta}(Sens y-y)
Zone I	0,1	0,87674204	0,99980294
Zone IIa	0,15	0,8664159	0,98812459
Zone IIb	0,2	0,87342828	0,99593854
Zone III	0,25	0,87259039	0,99496345
Site2			
Zones	A	V_{dyn}/V_{sta}(Sens x-x)	V_{dyn}/V_{sta}(Sens y-y)
Zone I	0,1	0,82325438	0,95408665
Zone IIa	0,15	0,83201037	0,9548884
Zone IIb	0,2	0,82928897	0,94704266
Zone III	0,25	0,8284774	0,94892075
Site3			
Zones	A	V_{dyn}/V_{sta}(Sens x-x)	V_{dyn}/V_{sta}(Sens y-y)
Zone I	0,1	0,80512569	0,92042803
Zone IIa	0,15	0,80473296	0,9291169
Zone IIb	0,2	0,80442245	0,92631629
Zone III	0,25	0,80487996	0,92546185
Site4			
Zones	A	V_{dyn}/V_{sta}(Sens x-x)	V_{dyn}/V_{sta}(Sens y-y)
Zone I	0,1	0,80653486	0,89545174
Zone IIa	0,15	0,80058452	0,89933921
Zone IIb	0,2	0,80213179	0,89536886
Zone III	0,25	0,8029564	0,89772039

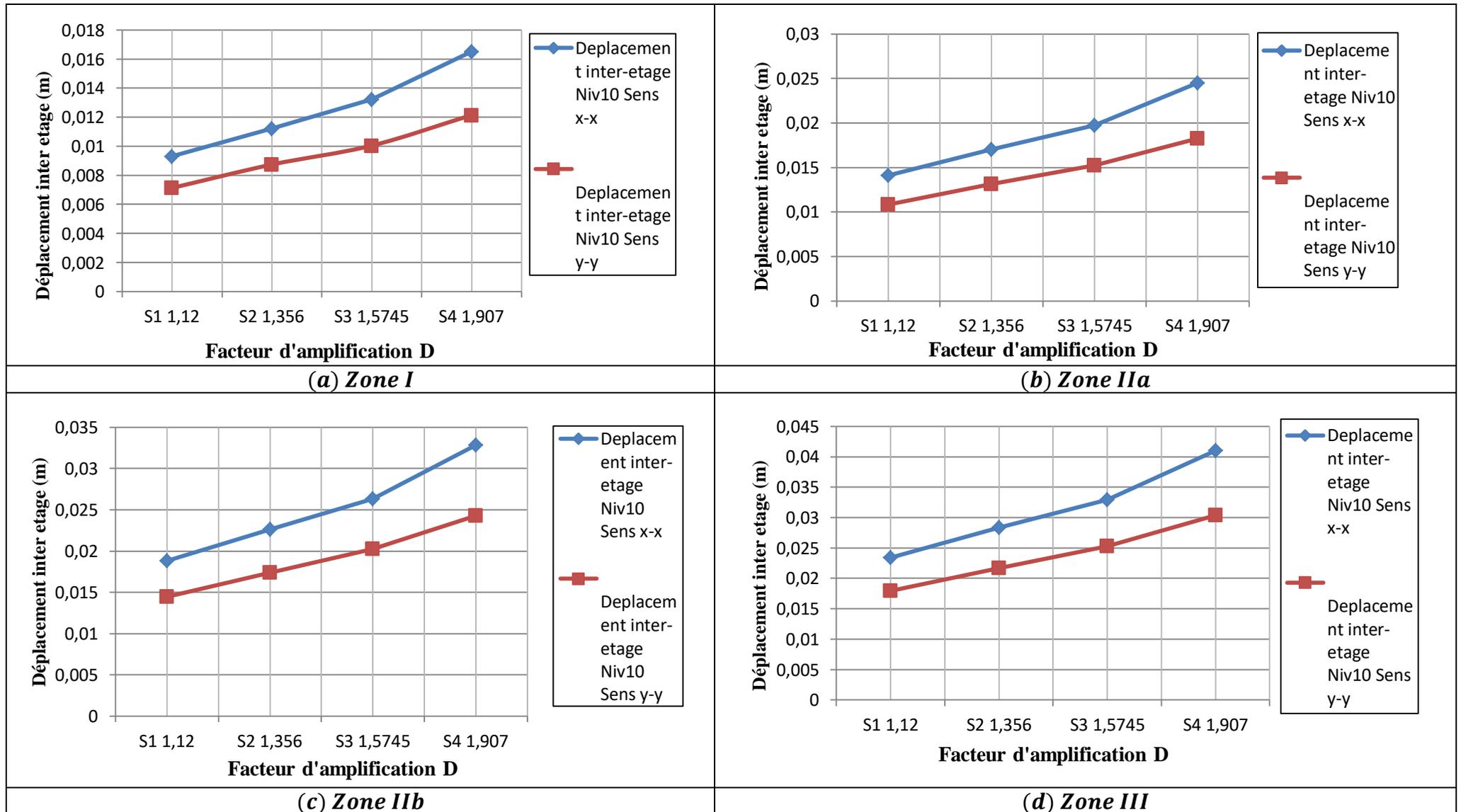


Figure IV.9 : La variation de déplacement inter-étage en fonction de facteur d'amplification pour les différentes zones.

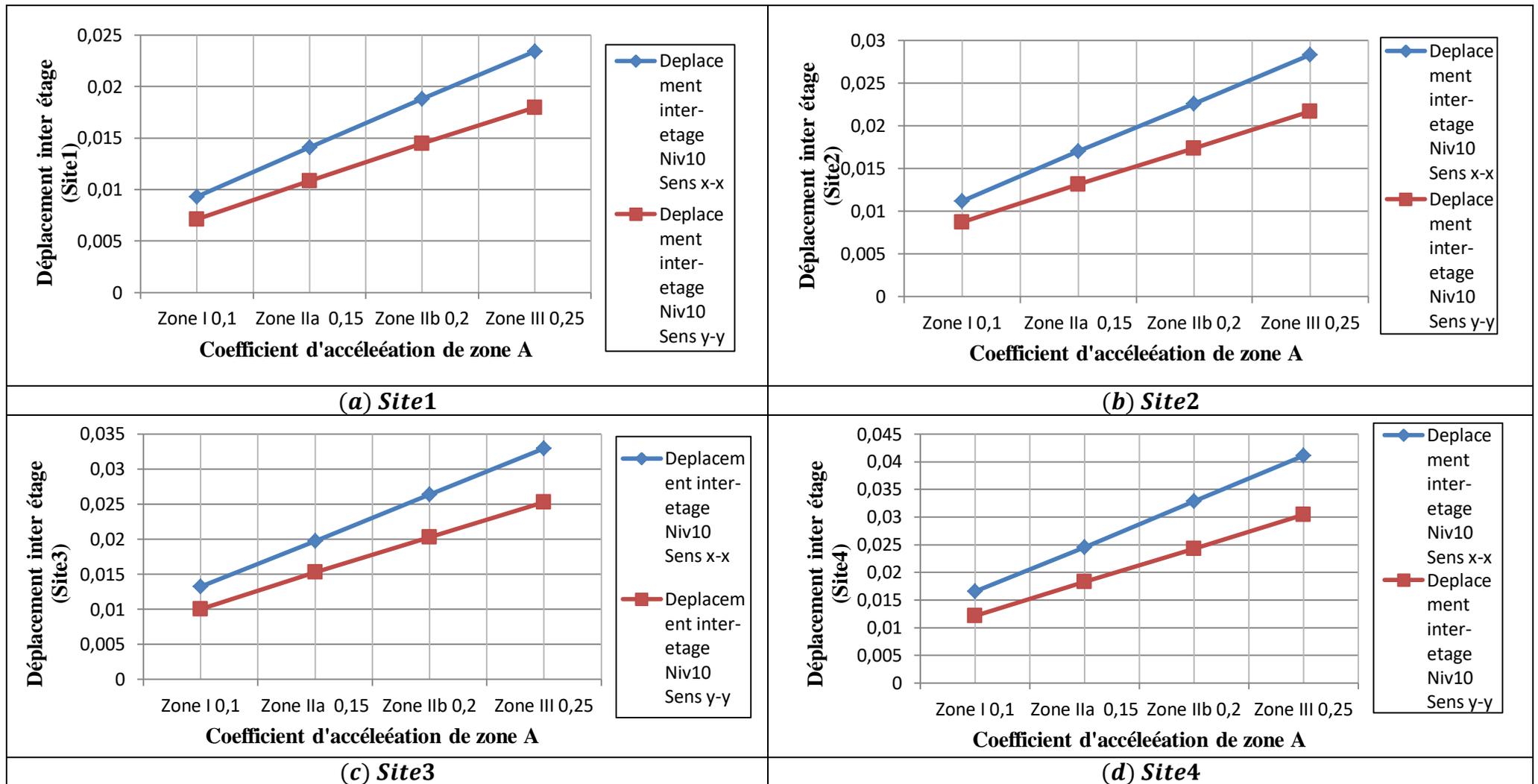


Figure IV.10 : La variation de déplacement inter-étage en fonction de facteur d'accélération pour les différents sites.

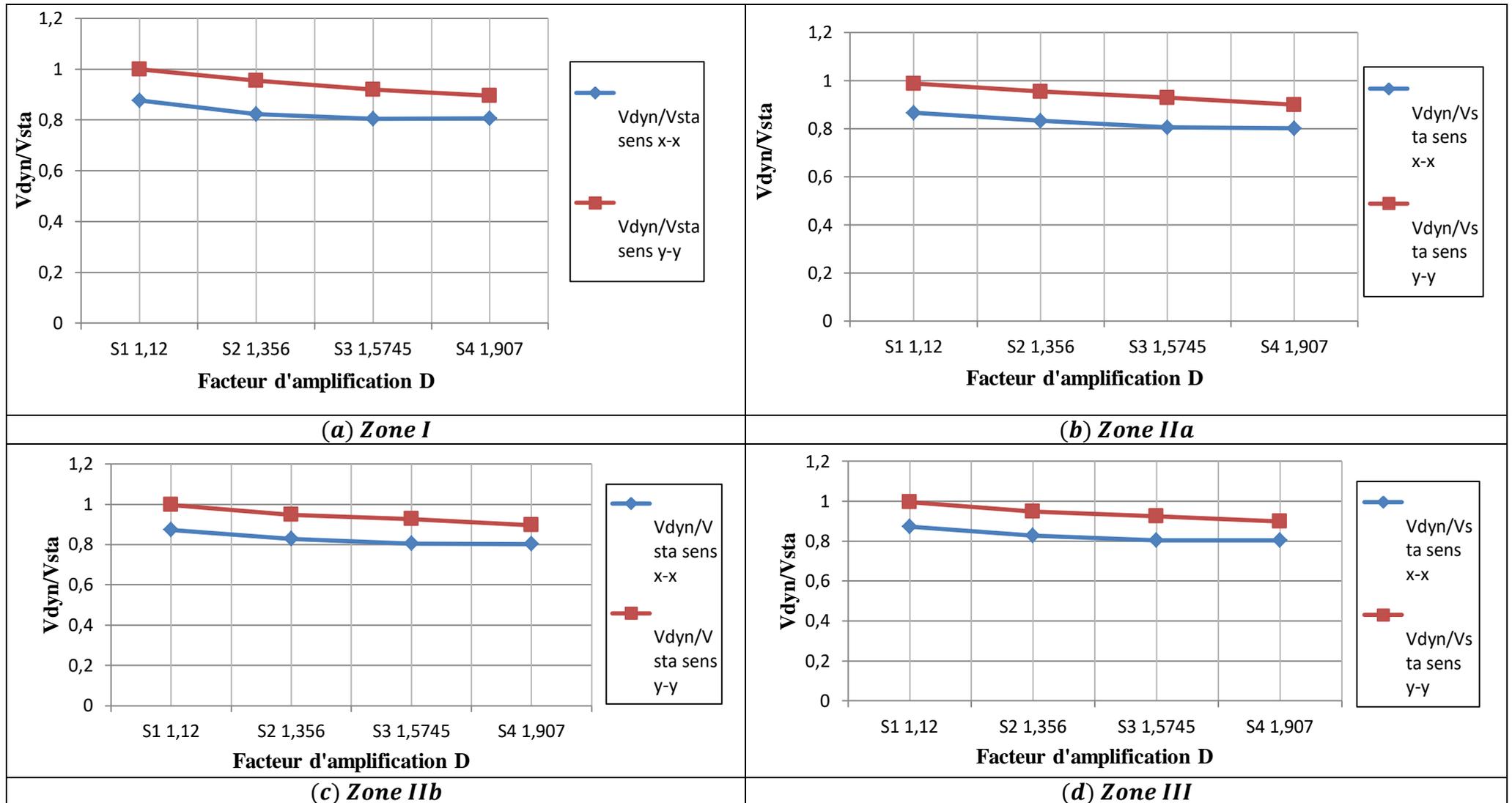


Figure IV.11 : La variation de V_{dyn}/V_{sta} en fonction de facteur d'amplification pour les différentes zones.

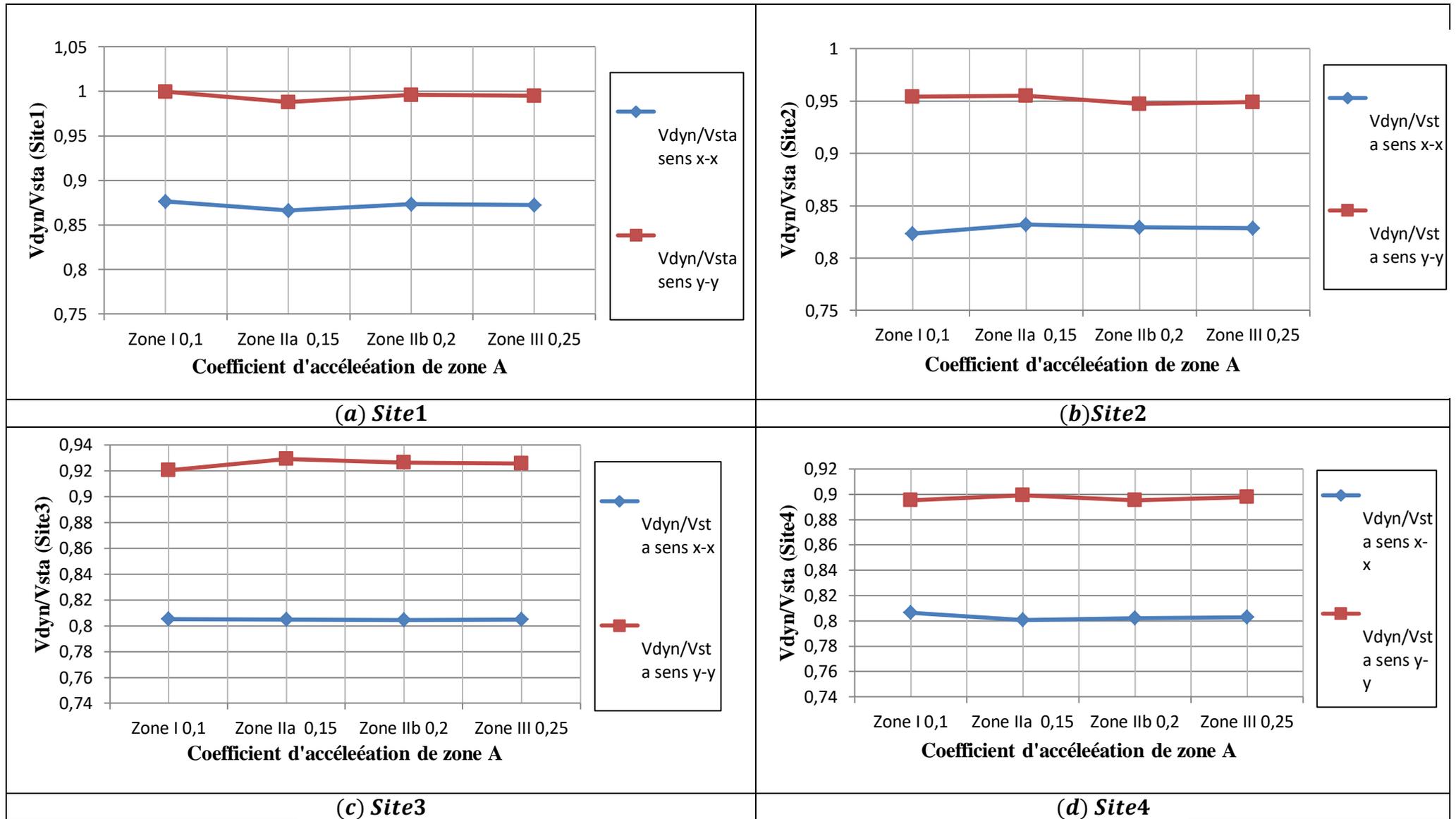


Figure IV.12 : La variation de V_{dyn}/V_{sta} en fonction de coefficient d'accélération pour les différents sites.

IV.4.4 La vérification de la stabilité au renversement de la structure $Mst/Mrvs > 1,5$

Le tableau IV.23 et la figure IV.13, montrent la variation du rapport $Mst/Mrvs$ pour les différents types de site, on constate que pour les différents types de sol en zone I le rapport est supérieur à 1,5, ce qui implique que le bâtiment est stable. La même chose en zone IIa sauf pour le site très meuble S4. En Zone IIb, en site S1 et S2 le rapport est bien supérieur à 1,5, par contre en site meuble et très meuble la condition est non vérifiée. En zone de forte sismicité zone III le bâtiment est instable (sens x-x).

Tableau IV.23 : Vérification $Mst/Mrvs > 1,5$ fonction de catégorie de site.

Zone I			
Sites	D	Mst/Mrvs(Sens x-x)	Mst/Mrvs(Sens y-y)
S1	1,12	3,62349381	9,46352283
S2	1,356	3,09377332	7,94901213
S3	1,5745	2,69196439	7,02741049
S4	1,907	2,19025266	5,90188328
Zone IIa			
Sites	D	Mst/Mrvs(Sens x-x)	Mst/Mrvs(Sens y-y)
S1	1,12	2,384617	6,228314
S2	1,356	2,039491	5,296323
S3	1,5745	1,79626	4,64
S4	1,907	1,471981	3,917448
Zone IIb			
Sites	D	Mst/Mrvs(Sens x-x)	Mst/Mrvs(Sens y-y)
S1	1,12	1,795246	4,689009
S2	1,356	1,534555	4,006674
S3	1,5745	1,347342	3,489487
S4	1,907	1,101512	2,951112
Zone III			
Sites	D	Mst/Mrvs(Sens x-x)	Mst/Mrvs(Sens y-y)
S1	1,12	1,438175	3,756585
S2	1,356	1,229219	3,199099
S3	1,5745	1,077375	2,794844
S4	1,907	0,880344	2,354665

Tableau IV.24 : Vérification $Mst/Mrvs > 1,5$ fonction de catégorie de la zone de sismicité.

Site1			
Zones	A	Mst/Mrvs(Sens x-x)	Mst/Mrvs(Sens y-y)
Zone I	0,1	3,62349381	9,46352283
Zone IIa	0,15	2,38461672	6,2283136
Zone IIb	0,2	1,7952462	4,68900917
Zone III	0,25	1,43817475	3,75658484
Site2			
Zones	A	Mst/Mrvs(Sens x-x)	Mst/Mrvs(Sens y-y)
Zone I	0,1	3,09377332	7,94901213
Zone IIa	0,15	2,03949056	5,29632301
Zone IIb	0,2	1,53455481	4,00667362
Zone III	0,25	1,22921876	3,19909867
Site3			
Zones	A	Mst/Mrvs(Sens x-x)	Mst/Mrvs(Sens y-y)
Zone I	0,1	2,69196439	7,02741049
Zone IIa	0,15	1,79626	4,64
Zone IIb	0,2	1,34734209	3,48948737
Zone III	0,25	1,07737537	2,79484398
Site4			
Zones	A	Mst/Mrvs(Sens x-x)	Mst/Mrvs(Sens y-y)
Zone I	0,1	2,19025266	5,90188328
Zone IIa	0,15	1,47198139	3,91744754
Zone IIb	0,2	1,10151203	2,95111163
Zone III	0,25	0,88034411	2,35466459

Le tableau IV.24 et la figure IV.14, donnent la variation du rapport $Mst/Mrvs$ pour les différentes zones, on remarque qu'au niveau de la zone I le rapport est toujours supérieur à 1,5 quel que soit le type de sol, ce qui implique que le bâtiment est stable. La même chose en zone IIa et IIb au niveau des sites rocheux et meuble, par contre on apprécie l'effet de la zone III sur la stabilité de la structure pour ces deux sites En Zone IIb, en site S3 (meuble) et S4(très meuble), le rapport est bien supérieur à 1,5, le bâtiment est instable. Est tout ça suivant le sens où la structure représente l'irrégularité en plan

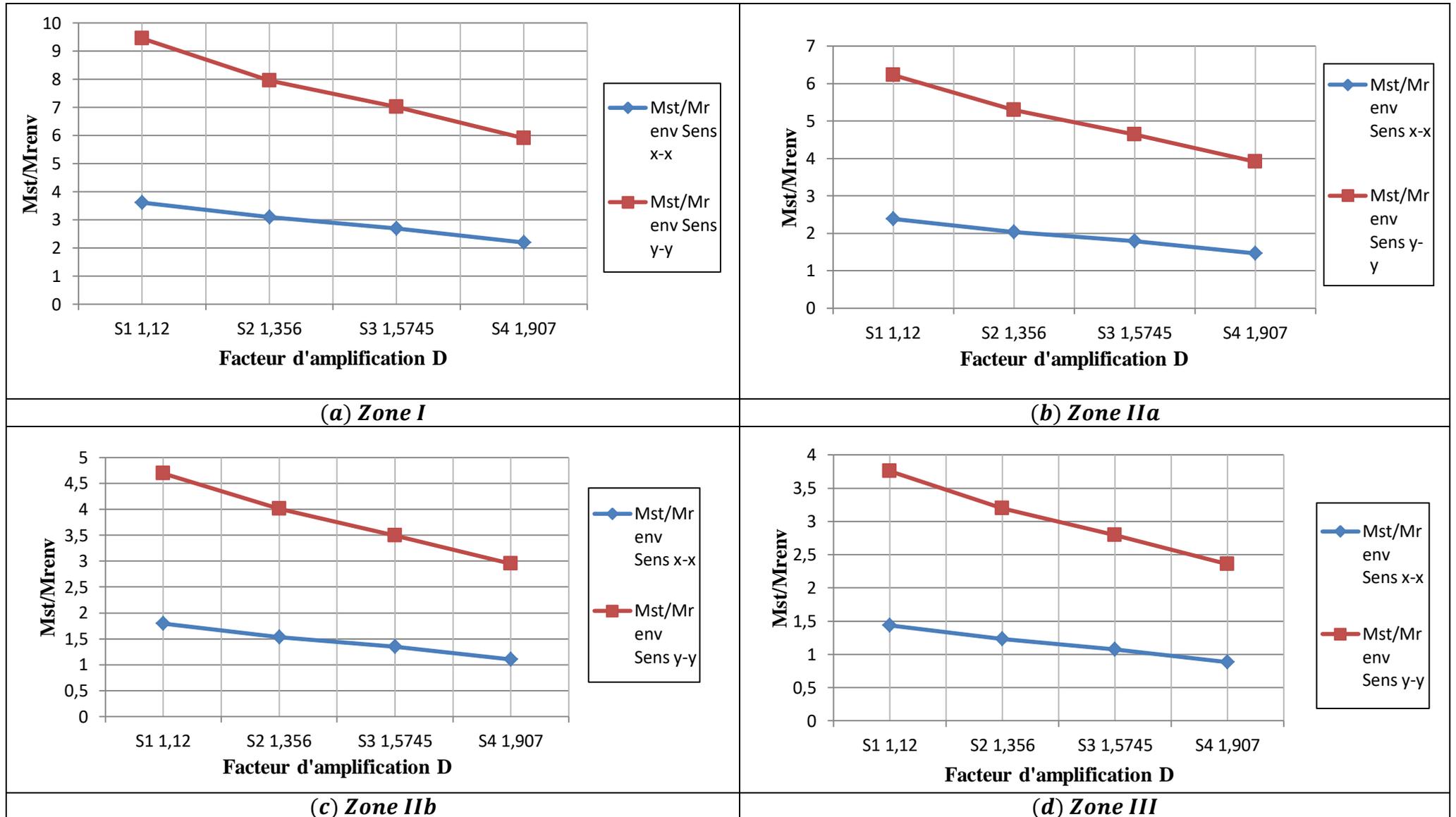


Figure IV.13 : La variation du rapport $Mst/Mrenv$ en fonction de facteur d'amplification pour les différentes zones

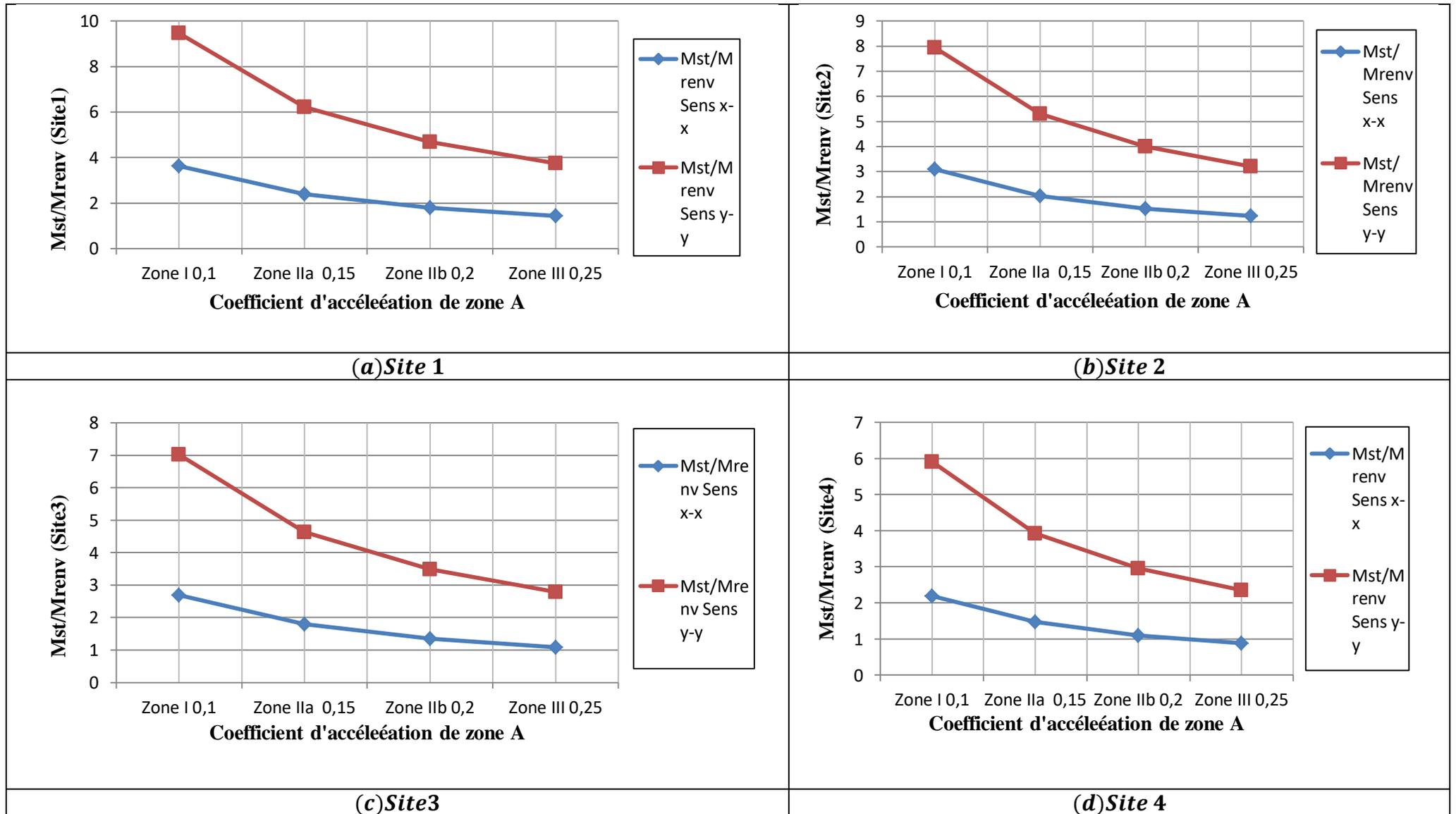


Figure IV.14 : La variation du rapport M_{st}/M_{renv} en fonction de coefficient d'accélération pour les différents sites.

IV.5 Conclusion

Dans ce chapitre, on a réalisé l'étude sismique de bâtiment irrégulier en zone de moyenne sismicité implantée en site meuble. Selon les résultats obtenus, il est observé que la valeur de la période n'est pas variable selon le site. de l'*RPA99/2003*. Alors le site n'influe pas sur la période fondamentale (T), car en générale elle est en fonction des caractéristiques mécaniques et géométriques de bâtiment quel que soit sa forme. Et l'effort tranchant à la base augmente proportionnellement avec le facteur d'amplification dynamique D pour suivant x-x et y-y.

D'après les résultats trouvés, le site à une grande influence sur les déplacements sont causés par l'augmentation de l'effort tranchant, qui fluctue en fonction du facteur d'amplification de chaque site.

Les résultats nous ont permet de faire une comparaison entre les différents type de sol (les quatre sites : Rocheux, Ferme, Meuble, Très meuble) on constate que lorsque la vitesse moyenne d'onde de cisaillement du sol augmente : les déplacements, les efforts tranchants et les forces sismiques diminuent. Pour les différentes zones définies par le règlement parasismique Algérien, chaque fois que la zone de sismicité augmente ces derniers paramètres accroître.

Chapitre V

Eléments Porteurs

Au cours de ce chapitre, on a procédé au ferrailage des divers éléments structuraux du bâtiment, tels que les poteaux, les voiles et les poutres. On élaborera les sections en se basant sur les règles de calcul du béton armé (*CBA93*, *BAEL91/99* et *RPA99/2003*). Étant donné que : les poutres sont soumises à une flexion simple, les poteaux à une flexion composée dans les deux plans et les voiles à une flexion composée dans un seul plan.

V.1 Ferrailage des poteaux

On calcule les armatures à leur état limite ultime en fonction des sollicitations les plus défavorables et dans les situations présentées dans le tableau V.1

Tableau V.1 : Valeurs des paramètres de calcul.

	γ_s	$f_{C28} (MPa)$	$f_{bu} (MPa)$	$F_e (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
Situation durable	1,15	25	14,17	400	348
Situation accidentelle	1	25	18,48	400	400

• **Combinaisons d'action**

Selon BAEL91/99, les actions à prendre en situation durable et en situations accidentelles sont :

- **ELU**: $1.35G + 1.5Q$, **ELS**: $G + Q$

- $G+Q+E, 0.8G\pm E$

On obtient trois cas :

$$N_{compression}^{max} = \text{Max}(N_{2-2}^{Corr}; N_{3-3}^{Corr}), \quad N_{traction}^{max} = \text{Max}(N_{2-2}^{Corr}; N_{3-3}^{Corr})$$

$$\text{Max}(N_{2-2}^{Corr}; N_{3-3}^{Corr}); N^{corr}$$

Chaque situation de sollicitation entraîne la création d'une section d'acier. La section finale est adaptée au cas défavorable. On effectuera le calcul en se conformant aux exigences de RPA pour la zone de notre bâtiment IIa, ainsi qu'aux exigences de BAEL. Le calcul du ferrailage utilise la méthode de flexion composée.

• **Armatures longitudinales**

Tableau V.2 : Calcul des armatures longitudinales

$eu = \frac{M_u}{N_u}, \text{Amin} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,445.d}{e_s - 0,185.d} \right], \text{es} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$		
$eu > (h/2 - c)$	$eu \leq (h/2 - c)$	
$N_u (d - c') - M_f > (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$		
1 – Section partiellement comprimée (S.P.C)		
$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$		
$\mu \leq \mu_1 = 0,392$ Section simplement armé	$\mu \geq \mu_1 = 0,39$ Section est doublement armée	
$Af = \frac{B_u \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s}$	$Mr = \mu_1 b d^2 f_{bu}$	$\Delta M = M_f - Mr$
$As = Af - \frac{N_u}{\sigma_s}$	$Af = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$	$A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$
	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$	$A's = A' ; As = Af - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Tableau V.3 : Calcul des armatures longitudinales (Suite)

$eu = \frac{M_u}{N_u}, Amin = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,445.d}{e_s - 0,185.d} \right], es = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$		
$eu > (h/2 - c)$	$eu \leq (h/2 - c)$	
$N_u (d - c') - M_f > (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$		
1 – Section entièrement comprimée (S.P.C)		
$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$		
$\mu \leq \mu_1 = 0,392$ Section simplement armée	$\mu \geq \mu_1 = 0,39$ Section est doublement armée	
$A_f = \frac{B_u b d \sigma_{bc}}{\sigma_s}$	$Mr = \mu_1 bd^2 f_{bu}$	$\Delta M = M_f - Mr$
$As = Af - \frac{N_u}{\sigma_s}$	$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$	$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$
	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$	$A's = A' ; As = Af - \frac{N_u}{\sigma_s}$
$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$		
$A_1 = \frac{N - 100 \rho b h f_{bu}}{100 \sigma_s} ; A_2 = 0$	$(0,337 - 0,81 c) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$	
$N_u (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$		
$A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bu}}{(d - c') \sigma_s}$	$A_2 = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_s} - A_1$	
Afc = max (AminBAEL ; AminRPA ; Acal)		

NB : Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle \Rightarrow compression pure), le calcul se fera à

l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$

La figure V.1 représente la disposition des poteaux de bâtiment

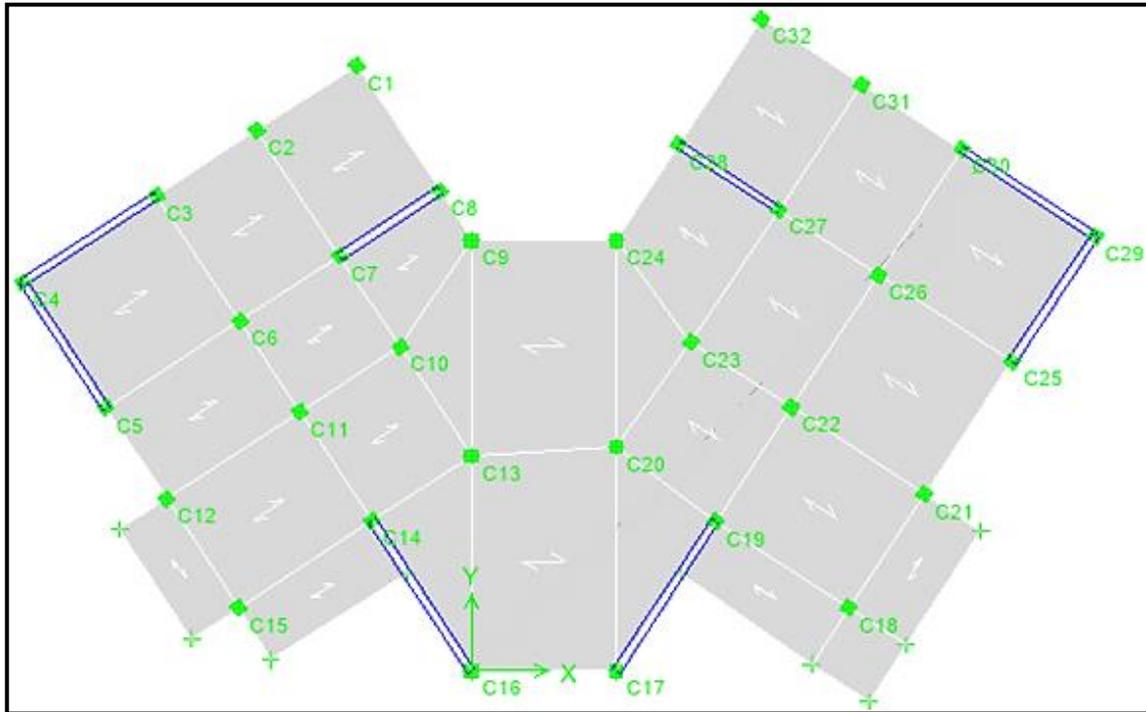


Figure V.1 : L'emplacement des poteaux

- **Armatures transversales**

On calcule les armatures transversales des poteaux en utilisant la formule suivante.

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

$\rho_a = 2,5$ Si l'élanement géométrique $\lambda g \geq 5$.

$\rho_a = 3,75$ Si l'élanement géométrique $g < 5$.

La limite de l'espacement est établie de la manière suivante.

- Dans la zone nodale : $t \leq \min \{10\phi, 15 \text{ cm}\}$ en zone **IIa**, on prend **$t = 10 \text{ cm}$**

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone **Ia**, on prend **$t = 15 \text{ cm}$** .

On adopte un espacement de **10 cm** en zone nodale et **15 cm** en zone courante

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est :

Si $\lambda g \geq 5$ 0,3%

Si $\lambda g \geq 3$ 0,8%

Si $3 < \lambda g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

$$\lambda g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Les tableaux V.1 Et V.2 , représentent les différents calculs des armatures longitudinales et transversales pour les différents niveaux.

Tableau V.4 : Ferraillage des poteaux armatures longitudinal

Niveau	Armatures longitudinales							Choix des barres	Longueur minimale de recouvrement zone IIa 40φ
	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm ²)	A cal (cm ²)	A max RPA (cm ²)	A min RPA (cm ²)	AAdopté (cm ²)		
1	N _{max} = 2450.49	M _{cor} = -17.919	50 x 50	0	150	20	24.12	12HA16	64
	N _{min} = -106.4	M _{cor} = 16.041		0					
	N _{cor} = 1868.66	M _{max} = 33.079		0					
2-3	N _{max} = 2159.14	M _{cor} = -47.405	45 x 45	0	121,5	16,2	18.46	12HA14	56
	N _{min} = -63.05	M _{cor} = 16.728		1,82					
	N _{cor} = 1452.98	M _{max} = 60.57		0					
4-5	N _{max} = 1627.18	M _{cor} = -43.492	40 x 40	0	96	12,8	18.46	12HA14	56
	N _{min} = -44.32	M _{cor} = 17.428		1,76					
	N _{cor} = 1061.16	M _{max} = 68.173		0					
6-7	N _{max} = 1123.88	M _{cor} = -44.659	35x35	0	73,5	9,8	12.31	8HA14	56
	N _{min} = -26.01	M _{cor} = 31.299		2,8					
	N _{cor} = 683.14	M _{max} = 67.185		0					
8-9-10	N _{max} = 638.21	M _{cor} = -42.175	30x30	0	54	7,2	10.68	4HA14 + 4HA12	48
	N _{min} = -8.71	M _{cor} = 24.987		2,46					
	N _{cor} = 126.88	M _{max} = 59.169		4,43					

Tableau V.5 : Ferraillage des poteaux armatures transversales

Effort tranchant		Armature transversales										At / (b.t) %	Obs	
Etages	Vu (MN)	h1(m)	Fe(MPa)	ρa	t(m)nod	At(m ²)nod	t(m)courant	At(m ²)cor	At(cm ²)cor	At(cm ²)	Choix			A _{adop} (cm ²)
1	0.01595	0.5	400	2.5	0.15	2.991E - 5	0.15	2.991E-5	0.299	0.299	4φ8	2,01	0.44	>0,3 C.V
2 - 3	0.04009	0.45	400	3.75	0.1	8.352E - 5	0.15	1.253E-4	1.253	0.835			0.5	
4 - 5	0.04607	0.4	400	2.5	0.1	7.198E - 5	0.15	1.080E-4	1.080	0.720			0.57	
6 - 7	0.04562	0.35	400	2.5	0.1	8.146E - 5	0.15	1.222E-4	1.222	0.815			0.67	
8-9-10	0.04121	0.3	400	2.5	0.1	8.585E - 5	0.15	1.288E-4	1.288	0.859				

V.1.2 Vérification à l'ELU

Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art 7.4.3.1) et la contrainte de cisaillement (BAEL 91 Art 7.4.3.2)

Tableau V. 6 : Vérification à l'ELU

Section (cm²)	Vu (KN)	τ_u (Mpa)	λg	τ_{bu} (MPa)	τ̄_u (MPa)	vérification
50x50	0.01595	0.07088889	5.71	1.875	3.33	VRAI
45x45	0.04009	0.21997257	4.76	1	3.33	VRAI
40x40	0.04607	0.31993056	5.35	1.875	3.33	VRAI
35x35	0.04562	0.41378685	6.12	1.875	3.33	VRAI
30x30	0.04121	0.50876543	7.14	1.875	3.33	VRAI

V.1.3 Vérifications à l'ELS

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa [BAEL 91A.4.5.2]}$$

a) Vérification d'une Section partiellement comprimée

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > h / 6$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{y \cdot N_{ser}}{I} y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

On résout l'équation du troisième degré : $y^3 + py + q = 0$ on obtient : y_1, y_2 et y_3

Avec :

$$c = \frac{h}{2} - e_{ser} \longrightarrow e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

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

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

Puis : $y_{ser} = y + c$ représente la distance de l'axe neutre à la fibre supérieur de la section.

On choisit parmi les trois solutions y_1, y_2 et y_3 celle qui donne : $0 \leq y_{ser} \leq d$.

b) Vérification d'une section entièrement comprimée

L'aire de la section homogène totale

$$S = b \times h + 15(A_s + A_s')$$

Le centre de gravité résistant se trouve à une distance X_G Au – dessus du centre de gravité géométrique.

$$X_G = 15 \frac{A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{b \times h + 15 \times (A_s + A_s')}$$

L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \left[A_s' \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

Calcul des contraintes

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{Sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{Sup} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Tableau V.7 : Vérification à l'Els

	Nser(kN)	Mser(kNxm)	As(cm2)	σsup(MPa)	σinf(MPa)	σbc(MPa)	obs
50X50	1772.82	12.925	24.12	5.86	5.14	15	CV
45X45	1562.04	34.193	18.46	7.42	4.69	15	CV
40X40	1177.52	31.359	18.46	7.1	3.83	15	CV
35X35	813.84	32.202	12.31	7.81	2.4	15	CV
30X30	463.05	30.42	10.68	7.68	0	15	CV

V.2 Ferraillage des poutres

Le ferraillage des poutres est en flexion simple, en respectant les exigences de l’RPA et le BAEL, sous l’effet des combinaisons suivantes :

$$1,35 G + 1,5 Q \text{ selon CBA93}$$

$$G + Q \pm E \text{ selon RPA99}$$

$$0,8 G \pm E \text{ selon RPA99}$$

Les différentes poutres présentes dans notre bâtiment sont illustrées dans la figure ci-dessous

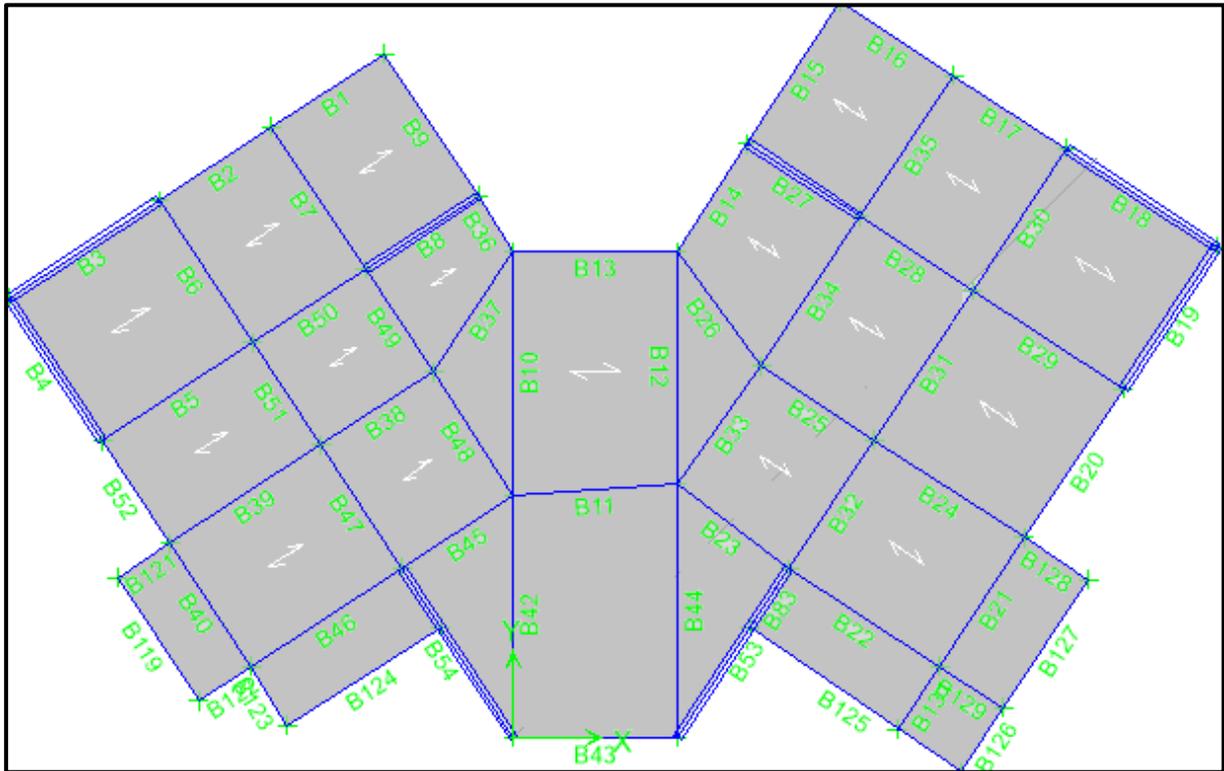


Figure V.2 :L'emplacement des poutres.

V. 2. 1Calcul des armatures longitudinales (BAEL – 91 et CBA – 93)

On va prendre comme exemple de calcul les poutres PP Escalier (30x35) du RDC jusqu'au dernier étage.

- *En travée*

$$\theta = 1; \quad \gamma_b = 1,5; \quad \gamma_s = 1,15 \quad M_u \text{ max} = 78.336 \text{KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,2 \text{MPa}$$

$$b = 30 \text{cm} \quad \text{et} \quad d = 31.5 \text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 F_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{78.336 \times 10^{-3}}{(0.3) \times (0.315)^2 \times 14,2} = 0,158 \mu_{bu} = 0,032 < 0.186 \text{ D'onc Pivot « A » armatures}$$

$$\text{tendus : } A_s' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,032 < \mu_l = 0.391$$

$$A_s = \frac{M_u}{z * f_{st}}$$

$$A_s = \frac{78.336 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.288 \times 348} = 7,8 \text{cm}^2 \longrightarrow A_s = 7,8 \text{cm}^2$$

- *En appuis*

$$\theta = 1; \gamma_b = 1,15; \quad \gamma_s = 1 \quad M_u \max = 140,285 \text{KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 18,48 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 F_{bu}} = \frac{140,285 \times 10^{-3}}{(0,3) \times (0,315)^2 \times 18,48} = 0,255 > 0,186 \dots \dots \dots \text{Pivot « B »}$$

$$\mu_{bu} = 0,255 < \mu_l = 0,379 \quad \text{armatures tendues : } A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}} = \frac{140,285 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,268 \times 400} = 13,1 \text{cm}^2 \quad A_s = 13,1 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (BAEL91)**

$$b = 30 \text{cm}, h = 35 \text{cm}, d = 31,5 \text{cm}$$

$$A_{\text{mine}} = \frac{0,23 b d F_{t28}}{F_e} = 1,141 \text{cm}^2$$

- **Pourcentage exigé par RPA99/v2003**

$$A_s \text{ RPA min} = 0,005 * 30 * 35 = 5,25 \text{cm}^2 \dots \text{Section min}$$

$$A_s \text{ RPA max} = 0,04 * 30 * 35 = 42 \text{cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_s \text{ RPA max} = 0,06 * 30 * 35 = 63 \text{cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

- **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\phi$ zone IIa

Diamètre ϕ(mm)	Longueur L (cm) = 40ϕ
14	56
16	64

Le ferraillage des poutres est donné dans le tableau V.8.

P, P Escalier	Appuis	As Sup	As inf	Adopte	$A_{adob}cm^2$	Amine	Vu (KN)	Mu (KN * m)
			Travée	13.1cm2	6HA16 CHAP + 3HA16 FILANTE	18.1	5.25 cm ²	122.85
P, S Escalier	Appuis	0	As inf	Adopte	$A_{adob}cm^2$	Amine	Vu	Mu (KN * m)
			7.8	3H14 FILANTE + 3HA14 CHAP	9.23	5.25 cm ²	122.85	78.336
P, P	Travée	0	As inf	Adopte	$A_{adob}cm^2$	Amine	Vu (KN)	Mu (KN * m)
			7.03	3H14 FILANTE + 3HA14 CHAP	9.23	5.25 cm ²	-68.31	84.057
P, S	Appuis	0	As inf	Adopte	$A_{adob}cm^2$	Amine	Vu	Mu (KN * m)
			6.25	3H14 FILANTE + 3HA14 CHAP	9.23	5.25 cm ²	-68.31	64.902
P, P	Travée	0	As inf	Adopte	$A_{adob}cm^2$	Amine	Vu (KN)	Mu (KN * m)
			6.07	3H14 FILANTE + 3HA14 CHAP	9.23	5.25 cm ²	-82.85	73.413
P, S	Appuis	0	As inf	Adopte	$A_{adob}cm^2$	Amine	Vu	Mu (KN * m)
			10.11	3H14 FILANTE + 3HA14 CHAP	12.06	5.25 cm ²	-82.85	99.293
P, S	Travée	0	As inf	Adopte	$A_{adob}cm^2$	Amine	Vu (KN)	Mu (KN * m)
			5.71	3H14 FILANTE + 3HA14 CHAP	9.23	5.25 cm ²	49.91	69.418
P, Voile	Appuis	0	As inf	Adopte	$A_{adob}cm^2$	Amine	Vu	Mu (KN * m)
			4.56	3H14 FILANTE + 3HA14 CHAP	9.23	5.25 cm ²	49.91	48.477
P, Voile	Travée	0	As inf	Adopte	$A_{adob}cm^2$	Amine	Vu	Mu (KN * m)
			2.44	3H14 FILANTE + 3HA14 CHAP	9.23	5.25 cm ²	-44.7	30.867
P, Voile	Appuis	0	As inf	Adopte	$A_{adob}cm^2$	Amine	Vu	Mu (KN * m)
			2.17	3H14 FILANTE + 3HA14 CHAP	9.23	5.25 cm ²	-44.7	23.889

Tableau V.8 : Le ferraillage des poutres.

V. 2. 2 Calcul des armatures transversales

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0,4b \times S_t}{f_e}$

$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) ; S_t = 15 \text{ cm} ;$

Donc : $A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2$

Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{tmin} \right\} = 10 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 8 \text{ mm}$. (cadre + étrier) soit : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

Selon le RPA99/version 2003 : la section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

On adopte les espacements suivants :

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$. En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 > 0,45 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : $4\Phi 8 : A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 15 \text{ cm}$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\Phi 8$ ».

V.2.3 Vérifications

- **Vérification des contraintes dans le béton**

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

Tableau V.9 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Les poutres	Localisation	Mser(kN.m)	As(cm2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
						$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
PP, esca	En appuis (sup)	88.655	18.1	14.160451	15	CV
	Travée (inf)	56.997	9.23	10.724968	15	CV
PS, esca	En appuis (sup)	14.852	9.23	2.7946597	15	CV
	Travée (inf)	14.154	9.23	2.663319	15	CV
PP	En appuis (sup)	50.473	9.23	9.4973646	15	CV
	Travée (inf)	71.387	12.06	12.395802	15	CV
PS	En appuis	11.441	9.23	2.1528213	15	CV
	Travée (inf)	36.896	9.23	6.9426181	15	CV
P, voile	En appuis (sup)	22.328	2.44	6.7348235	15	CV
	Travée (inf)	17.254	2.17	5.4500839	15	CV

- Vérification de la contrainte de cisaillement du béton $\tau_u = \frac{V_u}{b d} < \bar{\tau}_u$

$$\tau = \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 F_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} = 3,33MPa \text{ (fissuration peu préjudiciable).}$$

Tableau V. 10 : vérification de la contrainte de cisaillement

Les poutres	Section(cm2)	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
PP, esca	30x35	122.85	1.3	3.33	CV
PS, esca	30x35	68.31	0.72285714	3.33	
PP	30x35	82.85	0.87671958	3.33	
PS	30x35	49.91	0.52814815	3.33	
P, voile	30x35	44.7	0.47301587	3.33	

- Influence de l'effort tranchant (BAEL91 art 7-6-3)

Vérification de la compression du béton :

$$V_u \leq 0.4ab \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = v \text{ Avec } a = 0.9d$$

Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su} = \psi_{se} Ft28.$$

ψ_{se} : Coefficient de scellement = 1,5 (acier de haute adhérence).

$$Ft28 = 2,1 MPa, \bar{\tau}_{se} = 0,15 \times 2,1 = 3,15$$

Tableau V.11 : vérification de l'effet de l'effort tranchant

Poutre	VU(KN)	v(kN)	Obs	$\sum u_i$ (cm)	τ_{se} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	Obs
PP, ESCA	122.85	567	CV	45.24	0.95785441	3,15	CV
PS, ESCA	68.31	567		26.39	0.91304426	3,15	
PP	82.85	567		26.39	1.10738863	3,15	
PS	49.91	567		26.39	0.66710641	3,15	
P, voile	44.7	567		26.39	0.59746858	3,15	

V.2.4 Calcul de la flèche

$$\text{Condition No01: } \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\text{Condition No02: } \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\text{Condition No03: } \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 12 : Vérification de la flèche.

<i>Poutres</i>	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
<i>PP, Escalier</i>	$0.00976 \leq 0.0105$	$0.067 \geq 0.0625$	$0.067 \geq 0.039$	<i>C.V</i>
<i>PS, Escalier</i>	$0.00976 \leq 0.0105$	$0.111 \geq 0.0625$	$0.111 \geq 0.048$	<i>C.V</i>
<i>P, P</i>	$0.0127 \leq 0.0105$	$0.134 \geq 0.0625$	$0.137 \geq 0.058$	<i>C.V</i>
<i>P, S</i>	$0.00976 \leq 0.0105$	$0.10 \geq 0.0625$	$0.10 \geq 0.076$	<i>C.V</i>
<i>P, voile</i>	$0.00976 \leq 0.0105$	$0.086 \geq 0.0625$	$0.086 \geq 0.0435$	<i>C.V</i>

V.3 Ferraillage des voiles

V.3.1 Les combinaisons d'action

Les réglementations en vigueur *BAEL et RPA99/ V2003* exigent les combinaisons suivantes :

État limite ultime

- *Situation durable* : $1,35 G + 1,5 Q$
- *Situation accidentelle* : $G + Q \pm E$ et $0,8G \pm E$

État limite de service

$$G + Q$$

Le ferraillage des voiles s'effectuera en respectant les exigences de l'RPA, et à l'aide de BAEL. Et en utilisant la méthode des contraintes. La détermination des diagrammes des contraintes se fait à partir des sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M v}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M v}{I}$$

v et v' sont les bras de levier du voile ($v = v' = L/2$)

V.4 Exemple de calcul

- **Ferraillage du voile V2 des étages 4-5**

Caractéristiques géométriques : $L = 3.4 m$ $e = 0,20 m$ $B = 0,68m^2$ $I = 0,66m^4$

Sollicitations : $N_{max} = -309.8 \text{ ton}$ $M = -260.203 \text{ ton.m}$

Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M v}{I} = 219.69 (\text{ton}/m^2)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M v}{I} = -1130.86 (\text{ton}/m^2)$$

La section est partiellement comprimée :

$$L_t = L \left(\frac{-\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2.85m$$

Calcul de la sollicitation équivalente :

$$Nu = \frac{\sigma_2 \times Lt}{2} \times e = 321.95 \text{ ton}$$

Détermination des armatures :

➤ **Armatures verticales :**

$$Av = \frac{Nu}{fe} \times 100 = 80.49 \text{ cm}^2$$

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99V2003**

- **Zone d'about:** $(L/10) = 34 \text{ cm}$, Avec : $St = 10 \text{ cm}$
 - **Zone courante :** $L - (L/10)$ il a une seule zone d'about, Avec : $St = 10 \text{ cm}$
- On adopte comme ferraillage verticale **27T16** par nappe sur toute la longueur du voile

Armatures horizontales :

- **Selon RPA :**

Globalement dans la section du voile : $A_H = 0,15\% \times 2.71 \times 0,2 = 8.13 \text{ cm}^2$

- **Selon le BAEL :**

$A_H = A_v / 4 = 27.12 \text{ cm}^2$

Armature transversale :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : **4HA8**

- **Vérification de contrainte de cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA99 [art 7.7.2] à :

$$\bar{\tau} = 0,2 ft28 = 5 \text{ MPa}$$

$$V_{max} = 48.5 \text{ tonnes}$$

$$\tau = 1,4 \frac{V}{b.d} = 1,4 \times \frac{48.5 \times 10^{-2}}{0,2 \times 2.439} = 1.392 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

- **Vérification de contrainte à l'ELS**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 fC28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{1.345}{0.68 + (15 \times 0.011)} = 1,6 \text{ MPa}$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ condition vérifiée.

Les résultats de calcul du ferraillage, ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

Zones	N, M	N (ton)	M3 (ton/m)	Long(m)	σ_1	σ_2	Sect	Lt	Lc	F	As	Aa	Choix de ferraillage
Z 01 RDC	Nmax	-444.92	-251.632	3.5	-19.36	-1251.84	SET	3.5	0	444.92	111.3	144.7	72HA16
	Mcorr												
	Nmin	204.06	100.238		537	46.03	SEC	0	3.5	1.51	0		
	Mcorr												
	Mmax	-77.94	368.119		790.19	-1012.86	SPC	2	1.5	199.14	49.79		
	Ncorr												
Z 02 2, 3	Nmax	-379.52	-211.242	3.55	-31.68	1037.39	SET	3.55	0	379.52	94.88	110.8	72HA14
	Mcorr												
	Nmin	161.66	85.895		432.16	23.26	SEC	0	3.55	0.47	0		
	Mcorr												
	Mmax	-73.5	281.339		566.2	-773.24	SPC	2.1	1.45	158.47	39.62		
	Ncorr												
Z 03 ET4, 5	Nmax	-263.39	-151.934	3.6	-14.12	-717.52	SET	3.6	0	263.39	65.84	81.38	72HA12
	Mcorr												
	Nmin	90.42	40.673		219.73	31.43	SEC	0	3.6	1.89	0		
	Mcorr												
	Mmax	57.47	195.03		531.28	-371.64	SPC	1.5	2.1	55.07	13.77		
	Ncorr												

Tableau V.13 : Ferraillage de voile 1 sens longitudinal des différentes zones.

Tableau V.14 : Ferraillage de voile 1 sens longitudinal des différentes zones (Suite)

Zones	N, M	N (ton)	M3 (ton/m)	Long(m)	σ_1	σ_2	Sect	Lt	Lc	F	As	Aa	Choix de ferraillage
Z 04 ET6,7	Nmax	-161.47	-95.534	3.65	-6.07	-436.32	SET	3.65	0	161.47	40.37	56.5	72HA10
	Mcorr												
	Nmin	35.59	21.052	96.16	1.35	SEC	0	3.65	0.01	0			
	Mcorr												
	Mmax	9.87	131.1	308.74	-281.69	SPC	1.75	1.9	49.05	12.26			
Ncorr													
Z 05 ET8,9,10	Nmax	-78.06	-47.674	3.7	-1.01	-209.96	SET	3.7	0	78.058	19.51	56.5	72HA10
	Mcorr												
	Nmin	2	23.256	53.67	-48.26	SEC	1.7	2	8.45	2.11			
	Mcorr												
	Mmax	-15.92	74.569	141.9	-184.92	SPC	2.1	1.6	38.71	9.68			
Ncorr													

Tableau V.15: Vérification des contraintes de cisaillement au niveau du voileV1.

	b0	d	$\tilde{\nu}$	$\bar{\tau}_b(MPa)$	H	$\tau_b(MPa)$	Condition
RDC	0.2	3.357	0.65002	5	3.73	0.9682	CV
2 – 3	0.2	2.439	0.70924	5	2.71	1.4540	CV
4 – 5	0.2	2.439	0.62468	5	2.71	1.2806	CV
6 – 7	0.2	2.439	0.48636	5	2.71	0.9970	CV
8 – 9 – 10	0.2	2.439	0.31276	5	2.71	0.6412	CV

Ferrailage Des Eléments Porteurs

Tableau V.16 : Vérification des contraintes de béton à l'ELS

Etages	N _{ser} (Mn)	B(m2)	A _{adobe} (cm ²)	A _{dobe} (m ²)	0.6*F _{c28}	σ _b	Condition
RDC	1.298	0.70	144.70	0.014	15	1.42	CV
2_3	1.186	0.71	110.78	0.011	15	1.35	CV
4_5	0.936	0.72	81.38	0.008	15	1.11	CV
6_7	0.673	0.73	56.52	0.006	15	0.83	CV
8_9_10	0.393	0.74	56.52	0.006	15	0.48	CV

Tableau V.17 : Les armatures minimales selon le BAEL

Etages	Section	A _{adobe} (cm ²)	B(cm ²)	A _{mine} (cm ²)	P(NU)(MN)	Choix
RDC	SET	144.7	7000	63.925	44492	Aadopte
2 – 3	SET	110.78	7100	54.5287	37952	Aadopte
4 – 5	SET	81.38	7200	37.843	26339	Aadopte
6 – 7	SET	56.52	7300	38.325	16147	Aadopte
8 – 9 – 10	SET	56.52	7400	38.35	7806	Aadopte

Tableau V.18 : Les armatures horizontale de voile V1

	AV/4	0.15%b * h	Choix	Adoptè
AH1	36.18	11.19	36.18	36HA12 ST 15 CM
AH2	27.70	8.13	27.70	AS = 40.7cm ²
AH3	20.35	8.13	20.35	36HA10 ST 15 CM
AH4	14.13	8.13	14.13	AS = 28.26cm ²
AH5	14.13	8.13	14.13	36 HA 8 AS = 18.08 CM ²

L'a suite de ferrailage des voiles voire Annexe.

CHAPITRE VI

Etude Des Fondations

Dans ce chapitre l'étude des fondations a été effectuée, tel que le rôle principal des fondations est la transmission des efforts au sol. Il existe différents types tel que les fondations superficielles, semi profondes et profondes, leurs choix dépend de plusieurs paramètres: les charges transmises de la superstructure, type de sol...etc. Notre bâtiment est réalisé sur un sol meuble, à une profondeur de 1,5 m et une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2.2$ bars. Notre ouvrage étant réalisé en voiles porteurs, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type: semelles filantes ou un radier général.

VI.1 Choix de type fondation

On premier on choisit des semelles filantes vue l'importance et le poids de l'ouvrage, on procède à la vérification suivante.

Tableau VI.1 : Choix de type de fondation

$S_s / S_b < 50 \%$		
$N = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$	S_b	$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{Sol}}$
50584,07 KN	266 m ²	$S_s \geq 229.92m^2$
Vérification	$S_s / S_b = 86\% > 50\% \dots \dots \dots$ CNV Le chevauchement de ces semelles	

NB : vu qu'on a un problème de chevauchement, on opte pour un radier général.

VI.2 Prédimensionnement du radier

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le

radier est rigide si : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$. Ce qui conduit à : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

L_e : Longueur élastique ; K : Module de raideur du sol, $K = 40 MPa$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ; $E = 32164.19MPa$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures égale à 5m

D'où : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32164.19}} = 0,726m$

- **Selon la condition forfaitaire $L_{max} = 5m$**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$0.625m \leq h \leq 1m$$

- **Vérification de la longueur élastique**

$$L_e = 3,738m \geq 3,18 \dots \dots \dots (C.V)$$

On prend : $h_r = 90 cm$. La hauteur est importante , on opte pour un radier avec nervure.

Tableau VI.2 : Les dimensions de la dalle et la nervure.

La dalle		La nervure	
L'épaisseur		La hauteur	La largeur
$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$	<i>hd adopté</i>	$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$	$bn \geq \frac{h_n}{2}$
0,25m	30cm	100cm	45cm Soit $b_n = 60cm$
La hauteur de débord		Surface du radier	
$h_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = 45cm$		$S_{radier} = S_{bâtiment} + S_{débord} = 302,4m^2$	
Vérification de la surface minimale			
A l'ELU		A l'ELS	
$S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = 172,87m^2$		$S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = 167,84m^2$	
$S_{nrad} = \max(S_{rad}; S_{rad}) = 172,87m^2$		$S_{radier} = 302,4m^2 > S_{nrad} = 172,87m^2 \dots CV$	

VI.3 Vérification de radier sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification est nécessaire afin d'éviter le soulèvement de bâtiment sous l'effet de cette pression. tel que :

$$W \geq Fs \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

- $W = W_{radié} + W_{bâtiment} = 32383,803 + 7560 = 39943,803 \text{ KN}$
 - Fs : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $Fs = 1,5$.
 - γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / m^3$).
 - Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1,5 \text{ m}$).
 - S : surface du radier ($S = 302,4m^2$).
- $Fs \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 1,5 \times 302,4 = 6804 \text{ KN} > 6804 \text{ KN} \dots$ **Condition vérifiée**

VI.4 Vérification au poinçonnement

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

La vérification au poinçonnement se fait pour le poteau et le voile le plus sollicité.

Tableau VI.3 : La vérification au poinçonnement pour les poteaux et les voiles.

Poteaux			Voiles (L = 4,54m)		
Nu	$\mu_c = 4 \times (a + b + 2h_r)$	fc28	Nu	$\mu_c = 4 \times (a + b + 2h_r)$	fc28
2450,49KN	5.6m	25MPa	683,455 KN / ml	6m	25
Vérification	Nu = 2,45Mn ≤ 3,78 MN CV		Nu = 0,683455Mn ≤ 4,05 MN CV		

VI.5 Condition de résistance au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis a vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$\gamma_b = 1.5$; $d = 0.9 h$; $b = 1m$.

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 6.08m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} ; d = 0,9h_r. \\ V_u = \frac{q L_{max}}{2} ; \\ q = \frac{N}{S_{radier}} . \end{array} \right.$$

Donc : $V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$hr = 0.9 m \geq 0,46m$ Condition vérifiée

$V_u = 0,4181MN$

$\tau_u = \frac{0,4181}{1 \times 0,81} = 0,516MN/m^2 \leq \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,16 MN/m^2$ Condition vérifiée

VI.6 Caractéristique géométriques du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

Si : Aire du panneau considéré ;

(Xi , Yi) : Centre de gravité du panneau considéré.

Tableau VI.4 : Le centre de gravité de radier.

	Centre de gravité du radier	Centre de gravité du bâtiment	Ex	Ey
X _G	2.9492	2.5091	0.4401	/
Y _G	8.6919	8.2243	/	0.4676

VI.6 Évaluation et vérification des contraintes sous le radier

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,5\sigma_{\text{adm}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M V}{I}; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M V}{I}$$

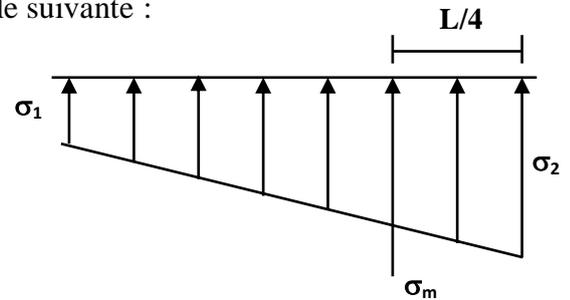


Diagramme des contraintes

Tableau VI.5 : La vérification des contraintes.

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	36925.6	36925.6	50584.07	50584.07
M (KN.m)	16250.96	17266.41	22262.05	23653.11
e (m)	0.4401	0.4676	0.4401	0.4676
V(m)	2.9492	8.6919	2.9492	8.6919
I (m4)	27442.08	16527.36	27442.08	16527.36
σ ₁ (KN / m ²)	122.37	122.60	167.63	167.94
σ ₂ (KN / m ²)	121.85	121.62	166.92	166.61
σ _{moy} (MPa)	0.12	0.12	0.17	0.17
σ _{adm} (MPa)	0.33	0.33	0.33	0.33
La condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

VI.7 Vérification de la stabilité au renversement et soulèvement

$$M = M0 + T0 \times h$$

Avec :

M0 : Moment sismique a la base de RDC.

T0 : L'effort tranchant a la base de RDC.

h:profondeur de l'infrastructure.....*h* = 1,5 m

a) Vérification de soulèvement $0,8 G \pm E$

Tableau VI.6 : La vérification de soulèvement du radier.

	0,8 G ± E	
	Longitudinal	Transversal
<i>N</i> (KN)	46049.21	46049.21
<i>M</i> (KN.m)	681330.878	114057.577
<i>V</i>(m)	2.9492	8.6919
<i>I</i> (m4)	27442.0799	16527.3649
σ_1 (KN / m2)	225.50	212.26
σ_2 (KN / m2)	79.06	92.30
σ_{moy} (MPa)	0.189	0.182
σ_{adm} (MPa)	0.33	0.33
<i>La condition</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

b) Vérification de renversement $G + Q + E$

Tableau VI.7 : La vérification de renversement du radier.

	G + Q + E	
	Longitudinal	Transversal
<i>N</i> (KN)	57351.7	57351.7
<i>M</i> (KN.m)	881381.641	132690.406
<i>V</i>(m)	2.9492	8.6919
<i>I</i> (m4)	27442.0799	16527.3649
σ_1 (KN / m2)	284.38	259.44
σ_2 (KN / m2)	94.93	119.87
σ_{moy} (MPa)	0.237	0.225
σ_{adm} (MPa)	0.33	0.33
<i>La condition</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

VI.8 Ferrailage du radier

• Détermination des moments isostatiques

Le calcul sera effectué pour le panneau le plus sollicité. Le rapport entre la plus petite dimension du panneau et la plus grande dimension doit dépasser 0,40

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$$

- Evaluation des charges et surcharges

ELU : $q_u = \sigma_{\text{moy}(u)\text{max}} = 170 \text{ KN/m}^2$

ELS : $q_{\text{ser}} = \sigma_{\text{moy}(\text{ser})\text{max}} = 120 \text{ KN/m}^2$

- Calcul du ferrailage longitudinal

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.3}{5} = 0.65 \quad \alpha > 0,4$$

Tableau VI.8 :Calcul des moments à l'ELU.

ELU			
$\alpha = 0.65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{cases}$			
Sens x - x		Sens y - y	
$\mu_x = 0,0751$		$\mu_y = 0.3613$	
$M_x = \mu_x \times q_{ul} \times l_x^2 = 139.032 \text{KN.m}$		$M_y = \mu_y \times M_x = 50.24 \text{KN.m}$	
En travée	En appuis	En travée	En appuis
$M_{tx} = 0,75 \times M_x$	$M_{ax} = 0,5 \times M_x$	$M_{ty} = 0,75 \times M_y$	$M_{ay} = 0,5 \times M_x$
104.274KN.m	69.516KN.m	37.68KN.m	69.516KN.m
Vérification	<i>Sens x - x</i>	$173.79 \text{KN.m} \geq 1.25 M_0 = 173.79 \text{KN.m} \dots \text{CV}$	
	<i>Sens y - y</i>	$107.196 \text{KN.m} \geq 1.25 M_0 = 62.8 \text{KN.m} \dots \text{C.V}$	

Tableau VI.9 : Vérification à l'ELS.

ELU			
$\alpha = 0.65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0805 \\ \mu_y = 0.5235 \end{cases}$			
Sens x - x		Sens y - y	
$\mu_x = 0,0805$		$\mu_y = 0.5235$	
$M_x = \mu_x \times q_{ul} \times l_x^2 = 105.187 \text{KN.m}$		$M_y = \mu_y \times M_x = 55.07 \text{KN.m}$	
En travée	En appuis	En travée	En appuis
$M_{tx} = 0,75 \times M_x$	$M_{ax} = 0,5 \times M_x$	$M_{ty} = 0,75 \times M_y$	$M_{ay} = 0,5 \times M_x$
78.9KN.m	52.6KN.m	41.30KN.m	52.6KN.m
Vérification	<i>Sens x - x</i>	$131.5 \text{KN.m} \geq 1.25 M_0 = 131.5 \text{KN.m} \dots \text{CV}$	
	<i>Sens y - y</i>	$93.9 \text{KN.m} \geq 1.25 M_0 = 68.84 \text{KN.m} \dots \text{C.V}$	

- **Calcul de ferrailage**

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 9,78 \text{ cm}^2$

- **Espacement maximal**

$$Stx \leq \min(33 \text{ cm} ; 3hr) ; Sty \leq \min(45 \text{ cm} ; 4hr) \Rightarrow Sty = 15 \text{ cm}$$

Tableau VI.10 : Calcul des armatures à l'ELU sens x-x.

ELU Sens x – x				
$f_{bu} 14,16 \text{ MPa}$	$\alpha_l = 0.667$	$\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} 1,74 \times 10^{-3}$	$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$	$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0,391$
En travée			En appuis	
$\mu = 0.0112 < \mu_l = 0.391 \dots \dots \dots A'_s = 0$			$\mu = 0.00748 < \mu_l = 0.391 \dots \dots A'_s = 0$	
$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}}$	$3,72 \text{ cm}^2$	$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0,805m$	$A = 2,48 \text{ cm}^2$	$z = 0,805m$
		$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,014$		$\alpha = 0,00938$
		$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ MPa}$		$f_{st} = 347,82 \text{ MPa}$
6 HA 16 $\Rightarrow A_t = 12,06 \text{ cm}^2$			6 HA 16 $\Rightarrow A_t = 12,06 \text{ cm}^2$	

Tableau VI.11 : Vérification à l'ELS (fissuration préjudiciable) sens x-x.

ELS			
Vérification des contraintes de compression dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$		
	$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} \times y$	y	$15,4 \times 10^{-2} m$
		I	$9,002 \times 10^{-3} m^4$
	$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$		
	$\bar{\sigma}_{st} = \min[\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}]$		$201,63 \text{ MPa}$
	En travée		En appuis
	$\sigma_{bc} = 1,35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} = 0,89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$
	$\sigma_{st} = 86,24 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$		$\sigma_{st} = 57,5 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

Pour le sens y-y les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableau VI.12 : Calcul des armatures à l'ELU sens y – y.

	Sens y – y	
	En travée	En appuis
Mu (KN.m)	37.68	69.516
μ	4.055×10^{-3}	0.00748
μ < 0.392	OUI	OUI
As(cm²/ml)	1.34	2.48
Asmin(cm²/ml)	9.78	9.78
Choix	6T16	6T16
As adopté	12.06	12.06

Tableau VI.13 : Vérification à l'ELS (fissuration préjudiciable) sens y-y.

ELS			
Vérification des contraintes de Compression dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$		
	$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} \times y$	y	$15,4 \times 10^{-2}m$
		I	$9,002 \times 10^{-3}m^4$
	$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$		
	$\bar{\sigma}_{st} = \min[\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}]$		201,63 MPa
		En travée	En appuis
	$\sigma_{bc} = 0,706MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$		$\sigma_{bc} = 0,89MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$
	$\sigma_{st} = 45,14MPa \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 MPa$		$\sigma_{st} = 57,5MPa \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 MPa$

- **Débord**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $l = 0.45m$;

le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b = 1m$

Ferrailage du débord

$$b = 1m$$

$$hr = 90cm$$

$$d = 81cm$$

$$L = 0,45m$$

$$q_u = 170KN/m^2 \times 1ml$$

$$q_{ser} = 120KN/m^2 \times 1ml$$

$$f_{bu} = 14,16MPa$$

Calcul à L'ELU

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = 17.21KN.m$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{17,21 \times 10^{-3}}{1 \times 0,81^2 \times 14,16} = 0,001807 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{donc: } A'_s = 0 \text{ N'existe pas}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{17,21 \times 10^{-3}}{0,809 \times 347,82} = 0,61 \text{ cm}^2$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,81 (1 - 0,4 \times 2,26 \times 10^{-3}) \Rightarrow z = 0,809 \text{ m}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,001807}) = 2,26 \times 10^{-3}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

Le ferrailage du débord sera fait par prolongement des armatures adoptées pour les panneaux

Ferrailage transversal

Les armatures transversales ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

- La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

- $\tau_b = \frac{Vu}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 1,5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$ BAE 91 Page (161)

V_u : effort tranchant maximum à L'ELU

$$V_u = q_u \times L = 170 \times 0,45 = 76,5 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

$$\tau_b = \frac{76,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,81} = 0,094 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

N.B : Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

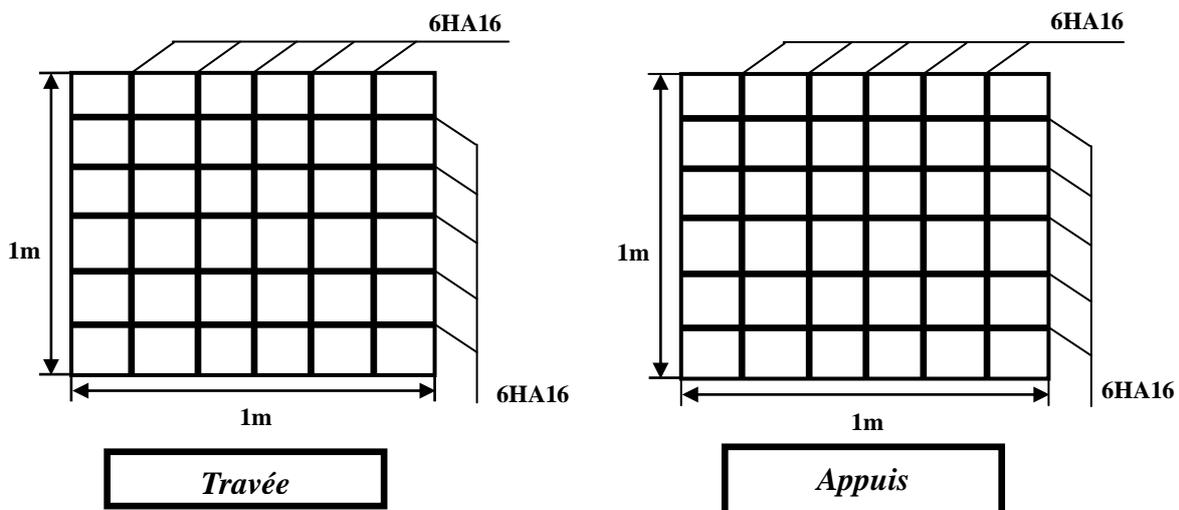


Figure VI.1 : Schéma de ferrailage du radier

VI.9 Ferrailage des nervures

Les nervures sont calculées comme une poutre continue repose sur plusieurs appuis.

VI.9.1 Evaluation des charges et surcharges

Les débords de 45 cm sont pris en considération dans la longueur totale (17,19m).

$$ELU : q_u = 584.908KN/M$$

$$ELS : q_{ser} = 427.08KN/M$$

A partir de logiciel *RDM 6* on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

$$M_{a,u} = 1075KN.m , M_{t,u} = 927.4KN.m , M_{a,ser} = 784.8KN.m , M_{t,ser} = 677,2KN.m , T_{,u} = 1530KN$$

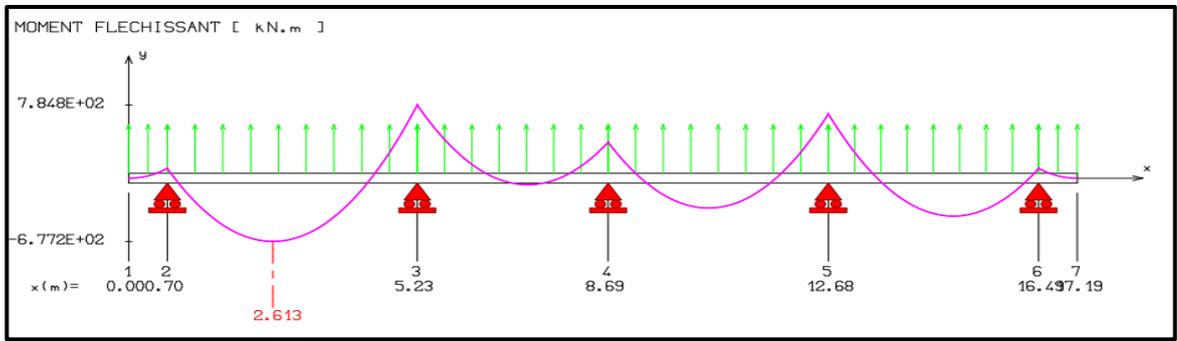


Figure VI.2 : Moment fléchissant à l'ELS.

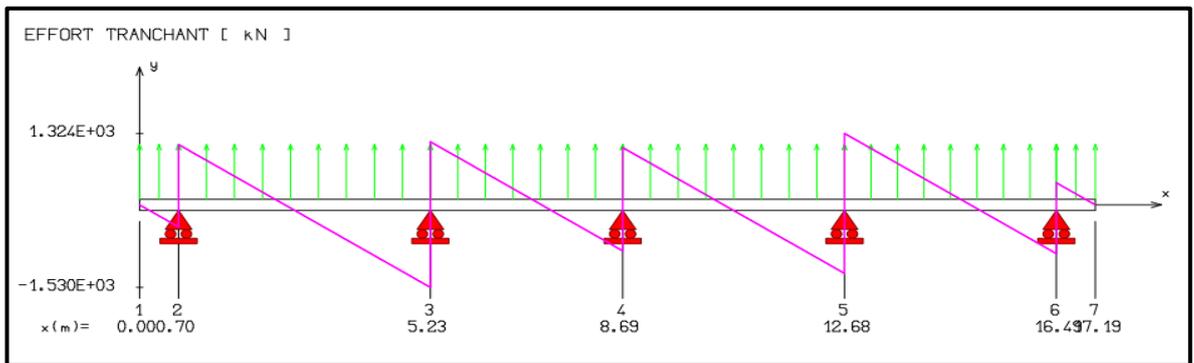


Figure VI.3 : Efforts tranchants à l'ELU.

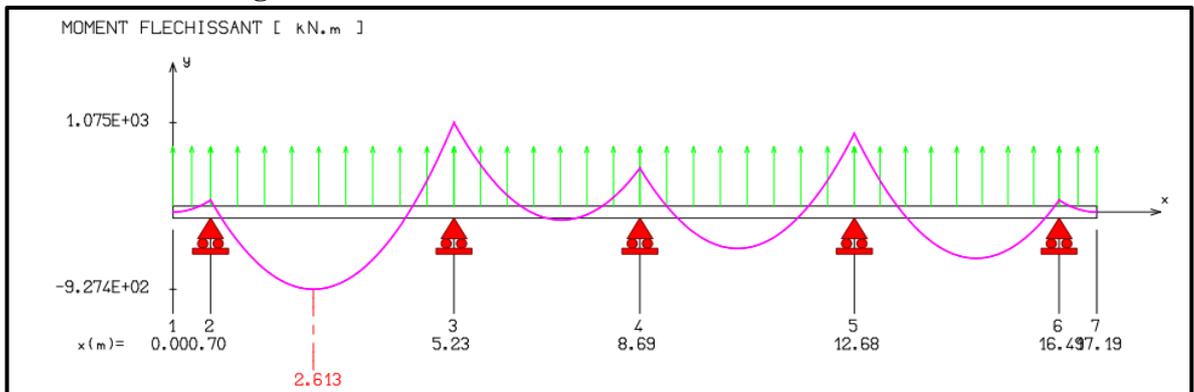


Figure VI.4 : Moment fléchissant à l'ELU

Le ferrailage est calculé entravée et en appuis à la flexion simple en prenant en compte les Sollicitations les plus défavorables, ce sont des poutres disposées le long d'un radier de section (100 x 60) cm.

Tableau VI.14 : Calcul des armatures de la nervure

	Mu	μ	μ_l	As(cm2)	Amin(cm2)	Choix	As, adp
Appuis	1075	0.156	0.391	35.29	6.52	8HA25+4HA20	45.55cm ²
Travée	927.4	0.1347	0.391	30.07	6.52	8HA25+4HA20	45.55cm ²

Vue la grande importance de la hauteur des nervures on prévoit des armatures de peau

$$AP = 3 \text{ cm} \times \text{périmètre de la retombée en mètre. } AP = 3 \times (0.5 + 0.6 + 0.5) = 4.8 \text{ cm},$$

$$AP = 4HA14$$

VI.9.2 Vérification à l'ELS (fissuration préjudiciable)

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} \times y$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left[\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left[\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = \min\left[\frac{2}{3} \times 400 = 266,66; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

- **En appuis et en travée**

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

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

$$y = 0,3529 \text{ m}$$

$$I = 0,035m^4$$

- **En travée**

$$M_{tser} = 677.2KN.m$$

$$\sigma_{bc} = \frac{677.2 \times 10^{-3}}{0,035} \times 0,3529 = 6,82MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \dots \dots \dots (C.V)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{677,2 \times 10^{-3}}{0,035} (0,9 - 0,3529) = 158,78MPa \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$$

- **En appuis**

$$M_a = 784.8KN.m$$

$$\sigma_{bc} = \frac{784,8 \times 10^{-3}}{0,035} \times 0,3529 = 7,91MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \dots \dots \dots (C.V)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{784,8 \times 10^{-3}}{0,035} (0,9 - 0,3529) = 184,013MPa \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 MPa \dots \dots \dots (C.V)$$

VI.9.3 Calcul de la flèche

Tableau VI.15 : Vérification de la flèche de la nervure.

Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	C.V
0.008 ≤ 0.0105	0.22 ≥ 0.0625	0.22 ≥ 0.046	

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

- **Schéma de ferrailage voir annexe A**

CONCLUSION GENERALE

Le travail présenté dans ce mémoire a été consacré à l'étude d'un bâtiment d'une forme irrégulière en plan tel qu'on a remarqué en plus que l'élaboration d'un projet ne se base pas que sur des calculs théorique mais de même sur la création de lien entre le côté pratique et l'expérience acquise sur terrain. A noter aussi que lors de l'étude sismique d'un ouvrage, se base toujours par la prise en compte de la catégorie de site et l'intensité sismique est exigée par le règlement parasismique Algérien R. P. A 99/03. Dans ce travail, On a traité l'influence de type de sol et de la zone sismique sur la réponse sismique, sollicitations, capacité en résistance, sur le bâtiment, en variant la catégorie de site et la zone sismique. Afin d'analyser l'influence de ces derniers sur le comportement de la structure irrégulière vis-à-vis des actions sismiques, tous à l'aide des méthodes définies dans le règlement parasismique Algérien (RPA2003), la méthode statique équivalente par effort tranchant à la base et dynamique par spectre de réponse élastique.

A la lumière des résultats obtenus, on peut tirer conclure que :

La modification de la zone sismique et la catégorie de site ne change pas la valeur de la période. Donc la Zone sismique et le site n'ont aucune effet sur la période ;

L'augmentation de l'effort sismique à la base et le déplacement au dernier étage de la structure font diminuer sa rigidité. On peut apprécier cet accroissement en Zone III et pour le site S4 (site très meuble) , car la vitesse moyenne d'onde S du sol augmente : les déplacements, les efforts tranchants et les forces sismiques diminuent. Les sols meubles et très meubles présentent des amplifications qui sont dû à la diminution de la vitesse de propagation d'onde de cisaillement au sein des sols meubles.

Lorsque on change la zone sismique (zone IIa en Zone III); les différentes sollicitations s'accroîtront à cause de l'augmentation du coefficient d'accélération de zone A, ce qui conduit aux sections de ferrailage importantes; Nous avons constatés beaucoup plus ces variations en zone sismique III par rapport aux autres zones ;

Pour les différentes conditions exigées par le règlement parasismique Algérien,

Les conditions sur les déplacements inter étage, on constate que les déplacements en site S4 ont les valeurs maximales quel que soit la zone de sismicité, et la condition est non vérifiée pour la zone III en même site, on peut conclure que la catégorie de site et la zone ont une grande influence sur les déplacements inter-étage à cause de l'augmentation de l'effort tranchant et qui varie en fonction de facteur d'amplification D, et le coefficient d'accélération A.

L'effort tranchant réduit, pour les sites S3 et S4 le rapport V_{dyn}/V_{sta} est à la limite presque égale à 0,8 suivant le sens x-x, on apprécie ce rapprochement à la limite à partir de la zone IIa pour le site très meuble et cela est due aux prescriptions des RPA sont basées sur l'approche statique équivalente avec l'analyse dynamique autorisée pour obtenir une distribution améliorée de l'effort tranchant à la base sur la hauteur du bâtiment. C'est particulièrement favorable pour les bâtiments avec des irrégularités significatives en plan et en élévation, ou avec des variations significatives de rigidité ou de masse.

La stabilité au renversement exprimé par la variation du rapport M_{st}/M_{rvs} pour les différentes zones, on apprécie l'effet de la zone III le bâtiment est instable quel que soit le type de sol sauf pour le site S1 (site rocheux). Est tout ça suivant le sens où la structure représente l'irrégularité en plan.

Dans ce travail on a traité le cas d'une structure irrégulière en plan. Nous suggérons d'élargir cette étude en traitant d'autres cas de structure avec irrégularité en élévation.

Bibliographie

Bibliographie

Bibliographie :

- Les principes du béton armé conformes au B.A.E.L. 91 révisé selon les directives du 99, accompagnés des DTU pertinents (ouvrage de Jean-Pierre Mouglin, publié par Eyrolles en 2000).
- Un document technique réglementaire, le DTR BC 2 48, relatif aux normes parasismiques en Algérie, en accord avec les RPA 99, version 2003, émanant du Centre National de Recherche Parasismique Appliquée en Génie Parasismique, C.G.S (2002, Houssen Day Alger).
- Le CBA93 pour l'évaluation des structures en béton armé.
- Directives Techniques de Référence concernant les charges permanentes et d'exploitation.
- Le DTR C 2-47 portant sur les règlements relatifs à la neige et au vent, conformément au R.N.V.1999.
- Ouvrage de Jean-Marie Paillé sur le calcul des structures en béton.
- Le Fascicule No 62, Titre V : Normes techniques pour la conception et le calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- Les publications du LCPC SETRA, notamment le FOND. 72 (Fascicule 5 : Dimensionnement des fondations).
- Les travaux de Roger Frank sur le calcul des fondations superficielles et profondes.
- Les cours de Philippe Reiffsteck sur les fondations des ouvrages.

➤ **Logiciel :**

- AUTOCAD 2017
- ETABS
- EXCEL 2019
- WORD 2019

LISTE DES SYMBOLES

LA LISTE DES SYMBOLES

▪ A : Aire d'une section
▪ A_s : section d'acier comprimée.
▪ A'_s : section d'acier tendu.
▪ A_{vj}: Armatures de coutures
▪ A_v : Armatures verticale
▪ A_H: Armatures horizontales
▪ A_t : section d'armatures transversales
▪ E_s : Module de Young de l'acier
▪ E_{ij} : Module de Young instantané a l'age de j jours
▪ E_{vj} : Module de Young diffère à l'age de j jours
▪ $E.L.U$: Etat limite ultime.
▪ $E.L.S$: Etat limite service.
▪ G : Action permanente
▪ Q : Action d'exploitation
▪ N_{ser} : Effort normal de calcul de service
▪ N_u : Effort normal de calcul ultime
▪ V_u : Effort tranchant de calcul ultime
▪ M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service
▪ M_u : Moment fléchissant de calcul ultime
▪ M_t : Moment en travée.
▪ M_a : Moment sur appuis.
▪ M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
▪ a : Largeur d'un poteau ou d'un voile
▪ i : rayon de giration
▪ Br : section réduite d'un poteau
▪ L : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
▪ L_f : Longueur de flambement.
▪ b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
▪ h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation
▪ d : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus

LISTE DES SYMBOLES

comprimée de la section de béton
▪ f : Flèche.
▪ \bar{f} : Flèche admissible.
▪ 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.
▪ e : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
▪ I : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
▪ f_e : Limite d'élasticité de l'acier
▪ f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
▪ f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
▪ h_l : Hauteur du hourdis d'une poutre
▪ j : Nombre de jours de maturité du béton
▪ n : Coefficient d'équivalence acier-béton.
▪ q : Charge permanente unitaire.
▪ St : Espacement des armatures.
▪ y : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
▪ ϵ_{bcmax} : Déformations maximale du béton comprime (epsilon).
▪ ϵ_{st} : Déformations des armatures tendues.
▪ λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda).
▪ μ_{lu} : Moment ultime réduit à l'ELU.
▪ ν : Coefficient de poisson (nu).
▪ ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).
▪ σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprime.
▪ σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
▪ τ : Contrainte tangente (tau).
▪ τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.
▪ τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.
▪ Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.
▪ Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.
▪ ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (psi).

LISTE DES SYMBOLES

▪ C_T : coefficient qui est fonction du système
▪ β : Coefficient de pondération.
▪ A : Coefficient d'accélération de zone.
▪ D : facture d'amplification dynamique moyen.
▪ W : Poids total .
▪ R : coefficient de comportement.
▪ ξ : Pourcentage d'amortissement critique
▪ δ_{eK} : Déplacement horizontal dû aux forces sismique
▪ δ_k : Le déplacement relatif
▪ XG, YG : coordonné de centre de gravité
▪ V_0 : Effort tranchant a la base.
▪ M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.
▪ M_r : moment de renversement.
▪ ΔK : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"
▪ K : Coefficient de raideur de sol.
▪ K_0 : Coefficient de poussée de terres au repos.
▪ N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
▪ σ_{sol} : Contrainte du sol.
▪ σ_m : Contrainte moyenne..
▪ φ : Angle de frottement.
▪ C : Cohésion.

LISTE DES SYMBOLES

β	coefficient dépend de l'élanement mécanique des poteaux
f_{bu}	La contrainte limite de béton en compression
Bc	l'air brut de la section de béton
Θ	coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement
γ_b	Le coefficient de sécurité de béton
γ_s	coefficient de sécurité de l'acier
N _G	La charge permanente
N _Q	La charge d'exploitation
ρ	Le poids volumique du béton
V_e	Les efforts tranchant East
V_w	Les efforts tranchant West
M_e	Moments aux appuis East
M_w	Moments aux appuis West
St	Espacement des armatures
τ_u	Contrainte tangentielle
σ_{bc}	Contrainte de béton
σ_{st}	Contrainte de l'acier
y	Position de l'axe neutre
g	Giron
μ	Moment réduit
e_u	l'excentricité
Ψ_{se}	Coefficient de scellement
cp	Facteur des forces horizontales
wp	Poids propre de l'élément
ν	coefficient de poisson
μ_c	périmètre de contour

LISTE DES SYMBOLES

D	facteur d'amplification dynamique
R	facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure
Q	facteur de qualité
η	Facteur de correction d'amortissement
F_i	force horizontale au niveau i
N_{rd}	l'effort normal réduit
Δ_k	Déplacement relatif de niveau " k " par rapport un niveau " k-1 ".
V_k	l'effort tranchant d'étage au niveau " k ".
P_k	poids total de la structure et des charges d'exploitation situés au dessus du niveau K.
M_s	moment stabilisant
M_r	moment de renversement
A_{vj}	Armature de couture
d	hauteur utile qui égale 0,9h.
$\bar{\tau}$	La contrainte de cisaillement dans le béton de l'état limitée
S_s	La surface de la semelle
L_e	Longueur élastique
K	Module de raideur du sol
E	Module de déformation longitudinale déferée
h_{deb}	débord
F_s	coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement

ANNEXE

Annexe suite calcul des voiles de contreventement

Tableau : Ferrailage de voile 3 sens longitudinal des différentes zones

Voile 3													
Zones	N, M	N (Ton)	M3 (Ton.m)	Long (m)	σ_1 (Ton/m ²)	σ_2 (Ton/m ²)	Sect	L _t	F	As(cm2)	Lc	Aa(cm2)	choix de ferrailage
Zone 01 RDC	N _{max} M _{corr}	-267.12	-198.653	2.5	419.51	-1487.77	spc	2	290	72.54	0.5	80.38	40HA16
	N _{min} M _{corr}	-148.67	148.093		413.51	-1008.19	spc	1.2	179	44.68	1.3		
	M _{max} N _{corr}	-232.87	327.756		1107.49	-2038.97	spc	1.6	330	82.58	0.9		
Zone 02 Etage 2,3	N _{max} M _{corr}	-239.57	-123.885	2.55	101.81	-1041.3	spc	2.3	242	60.47	0.25	61.54	40HA14
	N _{min} M _{corr}	-117.91	85.816		164.73	-627.12	spc	2	127	31.66	0.55		
	M _{max} N _{corr}	-206.97	224.395		629.45	-1441.09	spc	1.8	256	63.94	0.75		
Zone 03 Etage 4,5	N _{max} M _{corr}	-188.67	-74.441	2.6	-32.47	-693.19	set	2.6	189	47.17	0	61.54	40HA14
	N _{min} M _{corr}	-88.16	44.827		29.4	-368.47	spc	2.4	89	22.18	0.2		
	M _{max} N _{corr}	-161.9	124.36		240.055	-863.24	spc	2	176	43.88	0.6		
Zone 04 Etage 6,7	N _{max} M _{corr}	-135.91	-41.425	2.65	-79.47	-433.4	set	2.65	141	35.16	0	45.21	40HA12
	N _{min} M _{corr}	-58.42	19.005		-29.04	-191.42	set	2.65	60	14.95	0		
	M _{max} N _{corr}	-116.87	61.324		41.47	-482.48	spc	2.4	118	29.43	0.25		
Zone 05 Etage 8,9,10	N _{max} M _{corr}	-82.05	-19.95	2.7	-69.85	-234.04	set	2.7	82	20.51	0	31.4	40HA10
	N _{min} M _{corr}	-12.39	17.482		49	-94.89	spc	1.8	17	4.22	0.9		
	M _{max} N _{corr}	-65.05	32.377		12.78	-253.7	spc	2.6	65	16.3	0.1		

Annexe suite calcul des voiles de contreventement

Tableau : Ferrailage de voile 5 sens longitudinal des différentes zones

Voile 5													
Zones	N, M	N (Ton)	M3 (Ton.m)	Long (m)	σ_1 (Ton/m ²)	σ_2 (Ton/m ²)	Sect	L _t (m)	F (T)	As (cm ²)	Lc (m)	Aa (cm ²)	choix de ferrailage
Zone 01 RDC	N _{max} M _{corr}	-416.01	-222.489	3.5	-49.43	-1139.17	set	3.5	416	104	0	140.7	70HA16
	N _{min} M _{corr}	173.42	61.268		379.79	97.7	sec	0	11	0	3.5		
	M _{max} N _{corr}	-207.63	-364.358		595.69	-1188.92	spc	2.3	277	69.31	1.2		
Zone 02 Etage 2,3	N _{max} M _{corr}	-355.27	-195.87	3.55	-32.12	-966.64	set	3.55	356	88.93	0	107.7	70HA14
	N _{min} M _{corr}	136.8	56.875		328.07	57.29	sec	0	4.3	0	3.55		
	M _{max} N _{corr}	-44.3	266.025		570.87	-695.66	spc	2	136	33.91	1.55		
Zone 03 Etage 4,5	N _{max} M _{corr}	-247.11	-147.91	3.6	0.82	-685.59	set	3.6	247	61.778	0	79.13	70HA12
	N _{min} M _{corr}	74.83	29.489		172.19	35.67	sec	0	3.4	0	3.6		
	M _{max} N _{corr}	-138.11	-171.069		204.17	-587.81	spc	2.7	157	39.26	0.9		
Zone 04 Etage 6,7	N _{max} M _{corr}	-152.31	-99.463	3.65	15.33	-432.62	spc	3.5	153	38.13	0.15	79.13	70HA12
	N _{min} M _{corr}	27.6	23.973		91.79	-16.17	spc	0.55	0.9	0.22	3.1		
	M _{max} N _{corr}	21.85	89.679		231.87	-172.01	spc	1.55	27	6.68	2.1		
Zone 05 Etage 8,9,10	N _{max} M _{corr}	-74.48	-57.267	3.7	24.85	-226.14	spc	3.3	75	18.85	0.4	54.95	70HA10
	N _{min} M _{corr}	-0.57	26.886		58.15	-59.69	spc	1.9	11	2.8	1.8		
	M _{max} N _{corr}	-6.12	47.974		96.86	-113.4	spc	2	23	5.66	1.7		

Annexe suite calcul des voiles de contreventement

Tableau : Ferrailage de voile 4 sens longitudinal des différentes zones

Voile 4													
Zones	N, M	N (Ton)	M3 (Ton.m)	Long (m)	σ_1 (Ton/m ²)	σ_2 (Ton/m ²)	Sect	L _t (m)	F (T)	As (cm ²)	Lc (m)	Aa (cm ²)	choix de ferrailage
Zone 01 RDC	N _{max} M _{corr}	-265.73	-184.308	2.5	353.52	-1416.14	spc	2	283	70.84	0.5	84.4	42HA16
	N _{min} M _{corr}	-138.46	105.609		230	-783.84	spc	1.9	152	37.88	0.6		
	M _{max} N _{corr}	-247.79	-327.1		1074.5	-2065.66	spc	1.6	340	84.93	0.9		
Zone 02 Etagé 2,3	N _{max} M _{corr}	-239.65	-112.227	2.55	47.87	987.67	spc	2.4	240	60.05	0.15	84.4	42HA16
	N _{min} M _{corr}	-111.6	58.857		52.72	-490.37	spc	2.3	113	28.33	0.25		
	M _{max} N _{corr}	-212.67	224.152		617.15	-1451.15	spc	1.8	260	64.91	0.75		
Zone 03 Etagé 4,5	N _{max} M _{corr}	-189.52	-64.077	2.6	-80.1	-643.83	set	2.6	188	47.055	0	64.62	42HA14
	N _{min} M _{corr}	-84.87	27.508		27.508	-84.87	spc	2	17	4.17	0.6		
	M _{max} N _{corr}	-170.37	130.577		251.85	-907.12	spc	2	185	46.15	0.6		
Zone 04 Etagé 6,7	N _{max} M _{corr}	-136.22	-32.516	2.65	-1181.1	-395.93	set	2.65	150	37.38	0	47.45	42HA12
	N _{min} M _{corr}	-57	8.012		-73.32	-141.77	set	2.65	78	19.45	0		
	M _{max} N _{corr}	-121.3	69.855		63.55	-527.29	spc	2.3	123	30.86	0.35		
Zone 05 Etagé 8,9,10	N _{max} M _{corr}	-81.57	-10.401	2.7	-108.53	-193.86	set	2.7	82	20.39	0	32.98	42HA10
	N _{min} M _{corr}	-11.57	3.507		-6.99	-35.86	set	2.7	12	2.89	0		
	M _{max} N _{corr}	-71.99	34.195		7.41	-274.03	spc	2.6	72	18.01	0.1		

Annexe suite calcul des voiles de contreventement

Tableau : Ferrailage de voile 2 sens longitudinal des différentes zones

Voile 2													
Zones	N, M	N (Ton)	M3 (Ton.m)	Long (m)	σ_1 (Ton/m ²)	σ_2 (Ton/m ²)	Sect	L _t (m)	F (T)	As (cm ²)	Lc (m)	Aa (cm ²)	choix de ferrailage
Zone 01 RDC	N _{max} M _{corr}	-523.63	-524.347	3.3	651.1	-2237.86	spc	2.6	572	143.01	0.7	169.6	54HA20
	N _{min} M _{corr}	161.27	274.793		1001.35	-512.66	spc	1.1	57	14.32	2.2		
	M _{max} N _{corr}	-311.09	-575.025		1112.74	-2055.44	spc	2.1	441	110.02	1.2		
Zone 02 Etagé 2,3	N _{max} M _{corr}	-445.67	-402.057	3.35	409.6	-1739.96	spc	2.7	472	117.95	0.65	169.6	54HA20
	N _{min} M _{corr}	126.67	209.263		748.46	-370.34	spc	1.1	41	10.27	2.25		
	M _{max} N _{corr}	-265.02	-404.095		684.67	-1475.78	spc	2.3	338	84.43	1.05		
Zone 03 Etagé 4,5	N _{max} M _{corr}	-309.8	-260.203	3.4	219.69	-1130.86	spc	2.85	322	80.49	0.55	108.5	54HA16
	N _{min} M _{corr}	67.03	101.579		362.19	-1650.04	spc	1.1	18	4.39	2.3		
	M _{max} N _{corr}	60.3	250.157		737.87	-560.52	spc	1.5	82	20.57	1.9		
Zone 04 Etagé 6,7	N _{max} M _{corr}	-190.06	-148.63	3.45	99.17	-650.07	spc	3	195	48.65	0.45	83.08	54HA14
	N _{min} M _{corr}	21.74	31.967		112.08	-49.06	spc	1.1	5.2	1.29	2.35		
	M _{max} N _{corr}	-190.06	-148.63		396.56	-57.03	spc	1.6	57	14.26	1.85		
Zone 05 Etagé 8,9,10	N _{max} M _{corr}	-91.92	-65.553	3.5	29.22	-291.185	spc	3.2	93	23.21	0.3	61.04	54HA12
	N _{min} M _{corr}	-4.66	16.271		33.19	-46.5	spc	2	9.5	2.37	1.5		
	M _{max} N _{corr}	-27.31	66		143.68	-221.71	spc	2.1	47	11.77	1.4		

Annexe suite calcul des voiles de contreventement

Tableau : Ferrailage de voile 7 sens longitudinal des différentes zones

Voile 7													
Zones	N, M	N (Ton)	M3 (Ton.m)	Long (m)	σ_1 (Ton/m ²)	σ_2 (Ton/m ²)	Sect	L _t (m)	F (T)	As (cm ²)	Lc (m)	Aa (cm ²)	choix de ferrailage
Zone 01 RDC	N _{max} M _{corr}	-488.9	-730.337	4.03	742.49	-1955.65	spc	2.9	571	142.81	1.13	188.4	60HA20
	N _{min} M _{corr}	-267.56	497.132		586.34	-1250.26	spc	2.7	343	85.75	1.33		
	M _{max} N _{corr}	-279.26	694.949		937.23	-1630.18	spc	2.6	471	104.28	1.43		
Zone 02 Etage 2,3	N _{max} M _{corr}	-440.69	-536.505	4.08	426.82	-1506.95	spc	3.2	479	119.78	0.88	120.6	60HA16
	N _{min} M _{corr}	-212.89	295.091		270.92	-792.71	spc	3	241	60.26	1.08		
	M _{max} N _{corr}	-408.7	-550.126		490.57	-1492.29	spc	3.1	458	114.55	0.98		
Zone 03 Etage 4,5	N _{max} M _{corr}	-346.78	-331.371	4.13	162.99	-1002.65	spc	3.6	356	89.05	0.53	120.6	60HA16
	N _{min} M _{corr}	-159.43	155.503		80.49	-466.52	spc	3.5	164	41.08	0.63		
	M _{max} N _{corr}	-193.92	294.141		282.57	-752.11	spc	3	226	56.45	1.13		
Zone 03 Etage 6,7	N _{max} M _{corr}	-248.18	-185.149	4.18	21.03	-614.77	spc	4	248	62.12	0.18	92.4	60HA14
	N _{min} M _{corr}	-105.47	62.976		-18.03	-234.29	set	4.18	105	26.367	0		
	M _{max} N _{corr}	-139.92	153.805		96.71	-431.45	spc	3.4	147	36.83	0.78		
Zone 03 Etage 8,9,10	N _{max} M _{corr}	-147.29	-82.686	4.23	-35.47	-312.74	set	4.23	147	36.822	0	47.1	60HA10
	N _{min} M _{corr}	-21.47	36.92		36.52	-87.28	spc	3	26	6.51	1.23		
	M _{max} N _{corr}	-137.66	-83.638		-22.49	-302.95	set	4.23	138	34.415	0		

Annexe suite calcul des voiles de contreventement

Tableau : Ferrailage de voile 6 sens longitudinal des différentes zones

Voile 6													
Zones	N, M	N (Ton)	M3 (Ton.m)	Long (m)	σ_1 (Ton/m ²)	σ_2 (Ton/m ²)	Sect	L _t (m)	F (T)	As (cm ²)	Lc (m)	Aa (cm ²)	choix de ferrailage
Zone 01 RDC	N _{max} M _{corr}	-459.69	451.5	3.3	574.3	-1940.3	spc	2.6	499	124.86	0.7	163.3	52HA20
	N _{min} M _{corr}	116.83	296.39		933.52	-639.49	spc	1.3	83	20.66	2		
	M _{max} N _{corr}	-94.89	583.057		1462.44	-1749.99	spc	1.8	315	78.65	1.5		
Zone 02 Etagé 2,3	N _{max} M _{corr}	-389.96	-334.415	3.35	311.93	-1475.99	spc	2.8	408	102.05	0.55	104.5	52HA16
	N _{min} M _{corr}	87.54	226.761		736.83	-475.52	spc	1.3	62	15.62	2.05		
	M _{max} N _{corr}	-91.04	411.749		964.81	-1236.57	spc	1.9	233	58.17	1.45		
Zone 03 Etagé 4,5	N _{max} M _{corr}	-270.2	-214.648	3.4	159.69	-954.4	spc	2.9	278	69.5	0.5	80.08	52HA14
	N _{min} M _{corr}	38.98	114.64		354.83	-240.19	spc	1.4	33	8.24	2		
	M _{max} N _{corr}	-6.76	258.615		661.21	-681.09	spc	1.7	118	29.37	1.7		
Zone 04 Etagé 6,7	N _{max} M _{corr}	-166.22	-123.683	3.45	70.84	-552.64	spc	3.1	169	42.55	0.35	80.08	52HA14
	N _{min} M _{corr}	5.2	45.437		122.06	-106.99	spc	1.6	17	4.31	1.85		
	M _{max} N _{corr}	-28.49	148.475		392.94	-415.52	spc	1.9	80	19.9	1.55		
Zone 05 Etagé 8,9,10	N _{max} M _{corr}	-81.79	-59.806	3.5	29.62	-263.31	spc	3.2	83	20.71	0.3	40.82	52HA10
	N _{min} M _{corr}	-3.95	25.025		55.64	-66.93	spc	1.9	13	3.2	1.6		
	M _{max} N _{corr}	-32.8	66.592		116.23	-209.94	spc	2.3	47	11.82	1.2		

Annexe suite calcul des voiles de contreventement

Tableau : Ferrailage de voile 8 sens longitudinal des différentes zones

Voile 8													
Zones	N, M	N (Ton)	M3 (Ton.m)	Long (m)	σ_1 (Ton/m ²)	σ_2 (Ton/m ²)	Sect	L _t (m)	F (T)	As (cm ²)	Lc (m)	Aa (cm ²)	choix de ferrailage
Zone 01 RDC	N _{max} M _{corr}	-370.36	-653.074	4.04	742.02	-1658.75	spc	2.8	463	115.75	1.24	116.6	58HA16
	N _{min} M _{corr}	-180.9	521.743		753.11	-1182.88	spc	2.5	295	73.68	1.54		
	M _{max} N _{corr}	-293.16	752.918		1021.08	-1746.73	spc	2.6	445	111.34	1.44		
Zone 02 Etagé 2,3	N _{max} M _{corr}	-333.55	-451.401	4.09	401.78	-1270.3	spc	3.1	374	93.58	0.99	116.6	58HA16
	N _{min} M _{corr}	-142.56	303.053		369.21	-717.77	spc	2.7	194	48.46	1.39		
	M _{max} N _{corr}	-292.8	559.267		645.04	-1360.93	spc	2.8	378	94.41	1.29		
Zone 03 Etagé 4,5	N _{max} M _{corr}	-262.58	-256.438	4.13	131.73	-765.98	spc	3.5	271	67.65	0.63	89.32	58HA14
	N _{min} M _{corr}	-105.84	150.825		136.17	391.82	spc	3.1	120	30.09	1.03		
	M _{max} N _{corr}	-202.93	341.194		352.12	842.29	spc	2.6	246	61.48	1.53		
Zone 04 Etagé 6,7	N _{max} M _{corr}	-187.2	-124.252	4.18	-25.32	-387.02	spc	4.18	172	43.089	0	89.32	58HA14
	N _{min} M _{corr}	-69.01	50.513		-2.48	-149.52	spc	4.18	64	15.884	0		
	M _{max} N _{corr}	-145.42	190.244		116.74	-437.05	spc	3.6	157	39.15	0.58		
Zone 05 Etagé 8,9,10	N _{max} M _{corr}	-109.93	-37.518	4.23	-67.03	-192.24	spc	4.23	110	27.41	0	65.53	58HA12
	N _{min} M _{corr}	-11.26	-3.765		-7	-19.56	spc	4.23	11	2.808	0		
	M _{max} N _{corr}	-96.49	89.074		34.86	-262.43	spc	3.7	98	24.56	0.53		

Annexe suite calcul des voiles de contreventement

Vérification des contraintes de cisaillement :

Tableau : Vérification des contraintes de cisaillement au niveau du voile 3

Voile 3							
	b0	d	$\tilde{\nu}$	$\bar{\tau}_b(Mpa)$	H	$\tau_b(Mpa)$	Vérification
RDC	0.2	3.357	0.30716	5	3.73	0.4575	CV
2,3	0.2	2.439	0.20356	5	2.71	0.4173	CV
4,5	0.2	2.439	0.17794	5	2.71	0.3648	CV
6,7	0.2	2.439	0.16072	5	2.71	0.3295	CV
8,9,10	0.2	2.439	0.14028	5	2.71	0.2876	CV

Voile 5							
	b0	d	$\tilde{\nu}$	$\bar{\tau}_b(Mpa)$	H	$\tau_b(Mpa)$	Vérification
RDC	0.2	3.357	0.59052	5	3.73	0.8795	CV
2,3	0.2	2.439	0.70882	5	2.71	1.4531	CV
4,5	0.2	2.439	0.65296	5	2.71	1.3386	CV
6,7	0.2	2.439	0.53914	5	2.71	1.1052	CV
8,9,10	0.2	2.439	0.38976	5	2.71	0.7990	CV

Tableau : Vérification des contraintes de cisaillement au niveau du voile 5

Tableau : Vérification des contraintes de cisaillement au niveau du voile 4

Voile 4							
	b0	d	$\tilde{\nu}$	$\bar{\tau}_b(Mpa)$	H	$\tau_b(Mpa)$	Vérification
RDC	0.2	3.357	0.23996	5	3.73	0.3574	CV
2,3	0.2	2.439	0.12236	5	2.71	0.2508	CV
4,5	0.2	2.439	0.08288	5	2.71	0.1699	CV
6,7	0.2	2.439	0.0595	5	2.71	0.1220	CV
8,9,10	0.2	2.439	0.03066	5	2.71	0.0629	CV

Annexe suite calcul des voiles de contreventement

Voile 2							
	b0	d	$\bar{\nu}$	$\bar{\tau}_b(Mpa)$	H	$\tau_b(Mpa)$	Vérification
RDC	0.2	3.357	0.78736	5	3.73	1.1727	CV
2,3	0.2	2.439	0.72464	5	2.71	1.4855	CV
4,5	0.2	2.439	0.679	5	2.71	1.3920	CV
6,7	0.2	2.439	0.52206	5	2.71	1.0702	CV
8,9,10	0.2	2.439	0.32774	5	2.71	0.6719	CV

Tableau : Vérification des contraintes de cisaillement au niveau du voile 2

Voile 7							
	b0	d	$\bar{\nu}$	$\bar{\tau}_b(Mpa)$	H	$\tau_b(Mpa)$	Vérification
RDC	0.2	3.357	0.7735	5	3.73	1.1521	CV
2,3	0.2	2.439	0.68474	5	2.71	1.4037	CV
4,5	0.2	2.439	0.5761	5	2.71	1.1810	CV
6,7	0.2	2.439	0.49588	5	2.71	1.0166	CV
8,9,10	0.2	2.439	0.40166	5	2.71	0.8234	CV

Tableau : Vérification des contraintes de cisaillement au niveau du voile 7

Voile 6							
	b0	d	$\bar{\nu}$	$\bar{\tau}_b(Mpa)$	H	$\tau_b(Mpa)$	Vérification
RDC	0.2	3.357	0.76174	5	3.73	1.1346	CV
2,3	0.2	2.439	0.7791	5	2.71	1.5972	CV
4,5	0.2	2.439	0.70014	5	2.71	1.4353	CV
6,7	0.2	2.439	0.57736	5	2.71	1.1836	CV
8,9,10	0.2	2.439	0.42294	5	2.71	0.8670	CV

Tableau : Vérification des contraintes de cisaillement au niveau du voile 6

Annexe suite calcul des voiles de contreventement

Voile 8							
	b0	d	$\tilde{\nu}$	$\bar{\tau}_b(Mpa)$	H	$\tau_b(Mpa)$	Vérification
RDC	0.2	3.357	0.7063	5	3.73	1.0520	CV
2,3	0.2	2.439	0.52346	5	2.71	1.0731	CV
4,5	0.2	2.439	0.3682	5	2.71	0.7548	CV
6,7	0.2	2.439	0.2506	5	2.71	0.5137	CV
8,9,10	0.2	2.439	1.2992	5	2.71	2.6634	CV

Tableau : Vérification des contraintes de cisaillement au niveau du voile 8

Vérification des contraintes de béton à l'ELS :

Tableau : Vérification des contraintes de béton à l'ELS au niveau du voile 3

Voile 3							
Etage	N_{ser}(Mn)	B(m2)	A_{adobte}(cm2)	A_{adobte}(m2)	0.6*F_{c28}	σ_b	Vérification
RDC	2.331	0.50	80.38	0.008	15	3.76	CV
2,3	2.105	0.51	61.54	0.006	15	3.50	CV
4,5	1.643	0.52	61.54	0.006	15	2.68	CV
6,7	1.171	0.53	45.21	0.005	15	1.96	CV
8,9,10	0.690	0.54	31.40	0.003	15	1.17	CV

Tableau : Vérification des contraintes de béton à l'ELS au niveau du voile 5

Voile 5							
Etage	N_{ser}(Mn)	B(m2)	A_{adobte}(cm2)	A_{adobte}(m2)	0.6*F_{c28}	σ_b	Vérification
RDC	1.310	0.70	140.67	0.014	15	1.44	CV
2,3	1.191	0.71	107.70	0.011	15	1.37	CV
4,5	0.933	0.72	79.13	0.008	15	1.11	CV
6,7	0.667	0.73	79.13	0.008	15	0.79	CV
8,9,10	0.387	0.74	54.95	0.005	15	0.47	CV

Annexe suite calcul des voiles de contreventement

Tableau : Vérification des contraintes de béton à l'ELS au niveau du voile 4

Voile 4							
Etage	$N_{ser}(Mn)$	B(m2)	A_{adobte} (cm2)	A_{adobte} (m2)	$0.6 * F_{c28}$	σ_b	Vérification
RDC	2.259	0.50	84.40	0.008	15	3.60	CV
2,3	2.054	0.51	84.40	0.008	15	3.23	CV
4,5	1.617	0.52	64.62	0.006	15	2.62	CV
6,7	1.158	0.53	47.45	0.005	15	1.93	CV
8,9,10	0.681	0.54	32.98	0.003	15	1.15	CV

Tableau : Vérification des contraintes de béton à l'ELS au niveau du voile 2

Voile 2							
Etage	$N_{ser}(Mn)$	B(m2)	A_{adobte} (cm2)	A_{adobte} (m2)	$0.6 * F_{c28}$	σ_b	Vérification
RDC	2.000	0.66	169.56	0.017	15	2.19	CV
2,3	1.776	0.67	169.56	0.017	15	1.92	CV
4,5	1.345	0.68	108.51	0.011	15	1.60	CV
6,7	0.922	0.69	83.08	0.008	15	1.13	CV
8,9,10	0.513	0.7	61.04	0.006	15	0.65	CV

Tableau : Vérification des contraintes de béton à l'ELS au niveau du voile 7

Voile 7							
Etage	$N_{ser}(Mn)$	B(m2)	A_{adobte} (cm2)	A_{adobte} (m2)	$0.6 * F_{c28}$	σ_b	Vérification
RDC	4.301	0.81	188.40	0.019	15	3.95	CV
2,3	3.889	0.816	120.58	0.012	15	3.90	CV
4,5	3.037	0.826	120.58	0.012	15	3.02	CV
6,7	2.157	0.836	92.40	0.009	15	2.21	CV
8,9,10	1.256	0.846	47.10	0.005	15	1.37	CV

Annexe suite calcul des voiles de contreventement

Tableau : Vérification des contraintes de béton à l'ELS au niveau du voile 6

Voile 6							
Etage	$N_{ser}(Mn)$	B(m2)	A_{adobte} (cm2)	A_{adobte} (m2)	$0.6 * F_{c28}$	σ_b	Vérification
RDC	1.883	0.66	163.28	0.016	15	2.08	CV
2,3	1.677	0.67	104.50	0.010	15	2.03	CV
4,5	1.275	0.68	80.08	0.008	15	1.59	CV
6,7	0.878	0.69	80.08	0.008	15	1.08	CV
8,9,10	0.490	0.7	40.82	0.004	15	0.64	CV

Tableau : Vérification des contraintes de béton à l'ELS au niveau du voile 8

Voile 8							
Etage	$N_{ser}(Mn)$	B(m2)	A_{adobte} (cm2)	A_{adobte} (m2)	$0.6 * F_{c28}$	σ_b	Vérification
RDC	3.110	0.81	116.56	0.012	15	3.16	CV
2,3	2.811	0.818	116.56	0.012	15	2.83	CV
4,5	2.189	0.828	89.32	0.009	15	2.28	CV
6,7	1.543	0.838	89.32	0.009	15	1.59	CV
8,9,10	0.880	0.848	65.53	0.007	15	0.93	CV

Les armatures minimales selon le BAEL :

Tableau : Les armatures minimales selon le BAEL au niveau du voile 3

Voile 3						
NIVEAU	Section	A_{adobte} (cm2)	B (cm2)	A_{min} (cm2)	P(NU) (MN)	choix
RDC	SPC	80.38	5000	25	/	Aadopté
2,3	SPC	61.54	5100	25.5	/	Aadopté
4,5	SET	61.54	5200	27.3	18867	Aadopté
6,7	SET	45.21	5300	27.825	13591	Aadopté
8,9,10	SET	31.4	5400	28.35	8205	Aadopté

Annexe suite calcul des voiles de contreventement

Tableau : Les armatures minimales selon le BAEL au niveau du voile 5

Voile 5						
NIVEAU	Section	A_{adobte} (cm²)	B (cm²)	A_{min} (cm²)	P(NU) (MN)	choix
RDC	SET	140.67	7000	59.7715	41601	Aadopté
2,3	SET	107.7	7100	51.0445	35527	Aadopté
4,5	SET	79.13	7200	37.8	24711	Aadopté
6,7	SPC	79.13	7300	36.5	/	Aadopté
8,9,10	SPC	54.95	7400	37	/	Aadopté

Tableau : Les armatures minimales selon le BAEL au niveau du voile 4

Voile 4						
NIVEAU	Section	A_{adobte} (cm²)	B (cm²)	A_{min} (cm²)	P(NU) (MN)	choix
RDC	SPC	84.4	5000	25	/	Aadopté
2,3	SPC	84.4	5100	25.5	/	Aadopté
4,5	SET	64.62	5200	27.3	18952	Aadopté
6,7	SET	47.45	5300	27.825	13622	Aadopté
8,9,10	SET	32.98	5400	28.35	8157	Aadopté

Tableau : Les armatures minimales selon le BAEL au niveau du voile 2

Voile 2						
NIVEAU	Section	A_{adobte} (cm²)	B (cm²)	A_{min} (cm²)	P(NU) (MN)	choix
RDC	SPC	169.56	6600	33	/	Aadopté
2,3	SPC	169.56	6700	33.5	/	Aadopté
4,5	SPC	108.51	6800	34	/	Aadopté
6,7	SPC	83.08	6900	34.5	/	Aadopté
8,9,10	SET	61.04	7000	36.75	9192	Aadopté

Annexe suite calcul des voiles de contreventement

Tableau : Les armatures minimales selon le BAEL au niveau du voile 7

Voile 7						
NIVEAU	Section	A_{adobte} (cm²)	B (cm²)	A_{min} (cm²)	P(NU) (MN)	choix
RDC	SPC	154.49	8060	40.3	/	Aadopté
2,3	SPC	120.58	8160	40.8	/	Aadopté
4,5	SPC	106.44	8260	41.3	/	Aadopté
6,7	SET	80.09	8360	43.89	10547	Aadopté
8,9,10	SET	47.1	8460	44.415	14729	Aadopté

Tableau : Les armatures minimales selon le BAEL au niveau du voile 6

Voile 6						
NIVEAU	Section	A_{adobte} (cm²)	B (cm²)	A_{min} (cm²)	P(NU) (MN)	choix
RDC	SPC	133.89	6600	33	/	Aadopté
2,3	SPC	104.5	6700	33.5	/	Aadopté
4,5	SPC	80.08	6800	34	/	Aadopté
6,7	SPC	80.08	6900	34.5	/	Aadopté
8,9,10	SPC	40.82	7000	35	/	Aadopté

Tableau : Les armatures minimales selon le BAEL au niveau du voile 8

Voile 8						
NIVEAU	Section	A_{adobte} (cm²)	B (cm²)	A_{min} (cm²)	P(NU) (MN)	choix
RDC	SPC	116.56	8080	40.4	/	Aadopté
2,3	SPC	116.56	8180	40.9	/	Aadopté
4,5	SPC	89.32	8280	41.4	/	Aadopté
6,7	SET	89.32	8380	43.995	18720	Aadopté
8,9,10	SPC	116.56	8080	40.4	/	Aadopté

Les armatures horizontale :

Annexe suite calcul des voiles de contreventement

Tableau : Les armatures horizontale de voile V3

Voile 3				
	AV/4	0.15%b*h	CHOISIR	Adobte
AH1	20.10	11.19	20.10	28HA12 ST 20 CM AS=31.65cm ²
AH2	15.39	8.13	15.39	
AH3	15.39	8.13	15.39	28HA10 ST 20 CM AS=21.98cm ²
AH4	11.30	8.13	11.30	
AH5	7.85	8.13	8.13	28 HA 8 AS=14.06 cm ²

Tableau : Les armatures horizontale de voile 5

Voile 5				
	AV/4	0.15%b*h	CHOISIR	Adobte
AH1	35.17	11.19	35.17	36HA12 ST 15 CM AS=40.7cm ²
AH2	26.93	8.13	26.93	
AH3	19.78	8.13	19.78	36HA10 ST 15 CM AS=28.26cm ²
AH4	19.78	8.13	19.78	
AH5	13.74	8.13	13.74	36 HA 8 AS=18.08 CM ²

Tableau : Les armatures horizontale de voile 4

Voile 4				
	AV/4	0.15%b*h	CHOISIR	Adobte
AH1	21.10	11.19	21.10	28HA12 ST 20 CM AS=31.65cm ²
AH2	21.10	8.13	21.10	
AH3	16.16	8.13	16.16	28HA10 ST 20 CM AS=31.65cm ²
AH4	11.86	8.13	11.86	
AH5	8.25	8.13	8.25	28 HA 8 AS=14.06 CM ²

Tableau : Les armatures horizontale de voile 2

Voile 2				
	AV/4	0.15%b*h	CHOISIR	Adobte
AH1	42.39	11.19	42.39	40HA12 ST 14 CM AS=45.21cm ²
AH2	42.39	8.13	42.39	
AH3	27.13	8.13	27.13	40HA10 ST 14 CM AS=31.4cm ²
AH4	20.77	8.13	20.77	
AH5	15.26	8.13	15.26	40HA 8 AS=20.09 CM ²

Annexe suite calcul des voiles de contreventement

Tableau : Les armatures horizontale de voile 7

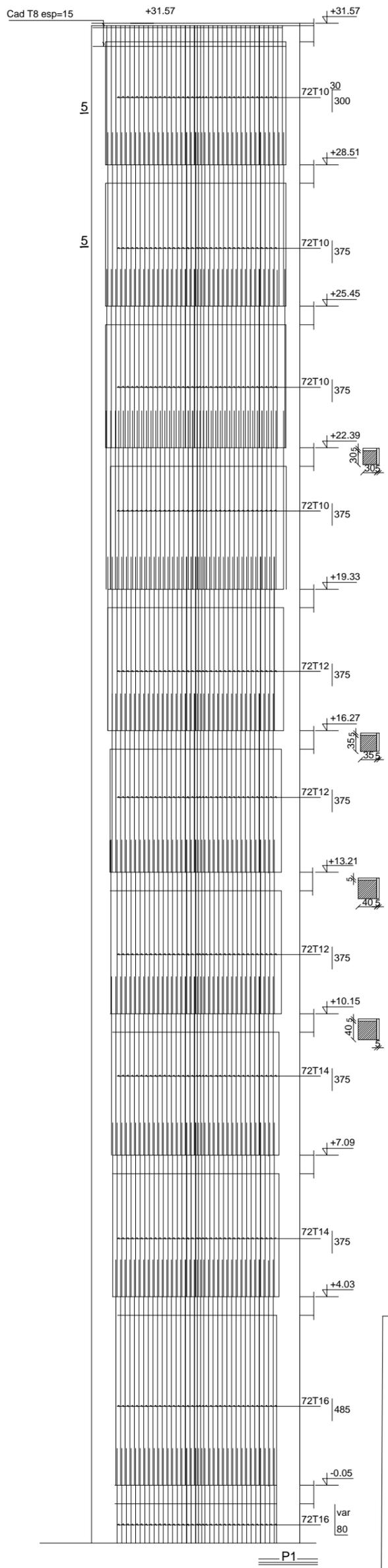
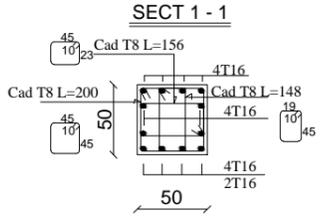
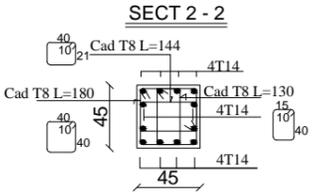
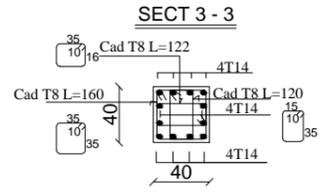
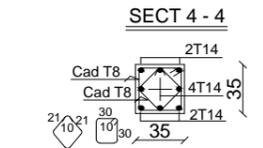
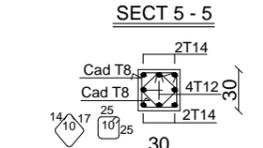
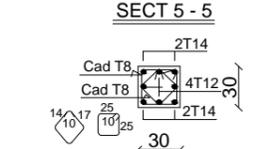
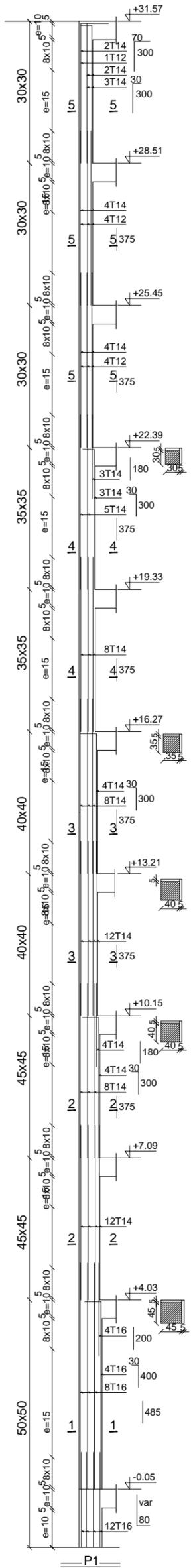
Voile 7				
	AV/4	0.15%b*h	CHOISIR	Adobtè
AH1	47.10	11.19	47.10	42HA12 ST 13 CM AS=47.47cm ²
AH2	30.15	8.13	30.15	
AH3	30.15	8.13	30.15	42HA10 ST 13 CM AS=32.97cm ²
AH4	23.10	8.13	23.10	
AH5	11.78	8.13	11.78	42 HA 8 AS=21.10 CM ²

Tableau : Les armatures horizontale de voile 6

Voile 6				
	AV/4	0.15%b*h	CHOISIR	Adobtè
AH1	40.82	11.19	40.82	40HA12 ST 14 CM AS=45.2cm ²
AH2	26.13	8.13	26.13	
AH3	20.02	8.13	20.02	40HA10 ST 14 CM AS=31.4cm ²
AH4	20.02	8.13	20.02	
AH5	10.21	8.13	10.21	40 HA 8 AS=20.096 CM ²

Tableau : Les armatures horizontale de voile 8

Voile 8				
	AV/4	0.15%b*h	CHOISIR	Adobtè
AH1	29.14	11.19	29.14	36HA12 ST 15 CM AS=40.7cm ²
AH2	29.14	8.13	29.14	
AH3	22.33	8.13	22.33	36HA10 ST 15 CM AS=28.26cm ²
AH4	22.33	8.13	22.33	
AH5	16.38	8.13	16.38	36 HA 8 AS=18.08 CM ²



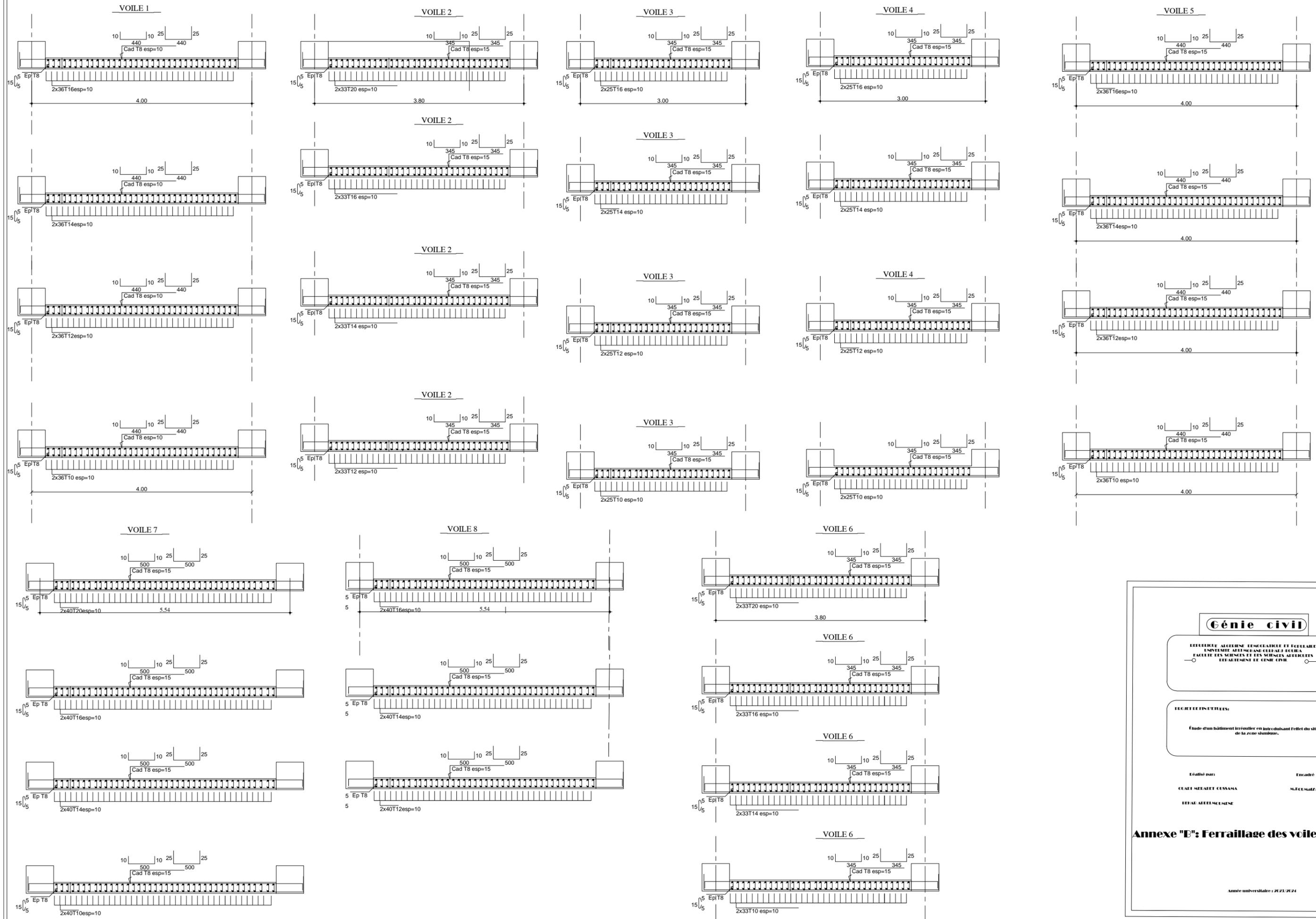
Génie civil

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET SOCIALE
UNIVERSITE ALGERIENNE CHERAGUEL BOUCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUEES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE DE L'ETUDE:
Étude d'un bâtiment irrégulier en introduisant l'effet du site et de la zone sismique.

Réalisé par: CHAÏB MEDAÏET CUSSAMA
Encadré par: M. ELKOUZA
REBAÏ ABDELMOUMINE

Annexe "A": Ferrailage des poteaux et voile en élévation



Génie civil

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET SOCIALISTE
UNIVERSITE ALGERIENNE CHERAGUEL EL KHRA
FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES AFFILIEES
LE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

RECHERCHES PRATIQUES :

Etude d'un bâtiment industriel en introduisant l'effet du site et de la zone sismique.

Elaboré par :

CHADI MEHREZ GUSSAMA

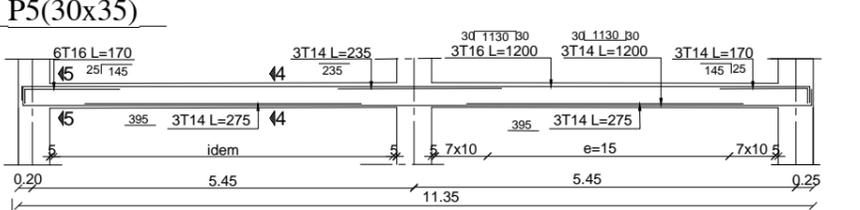
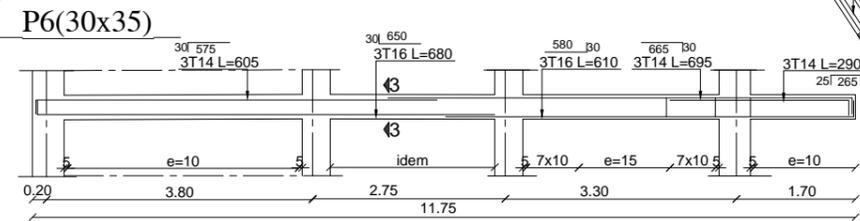
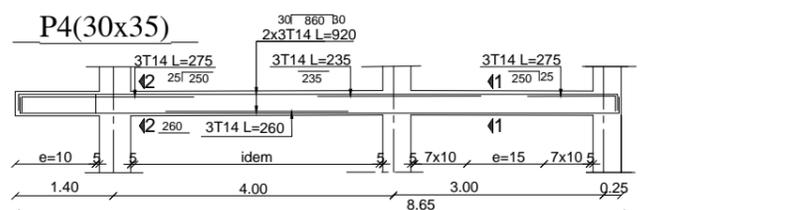
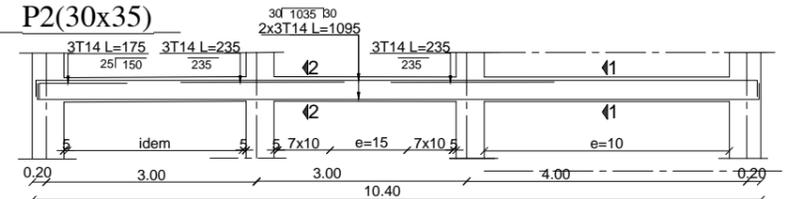
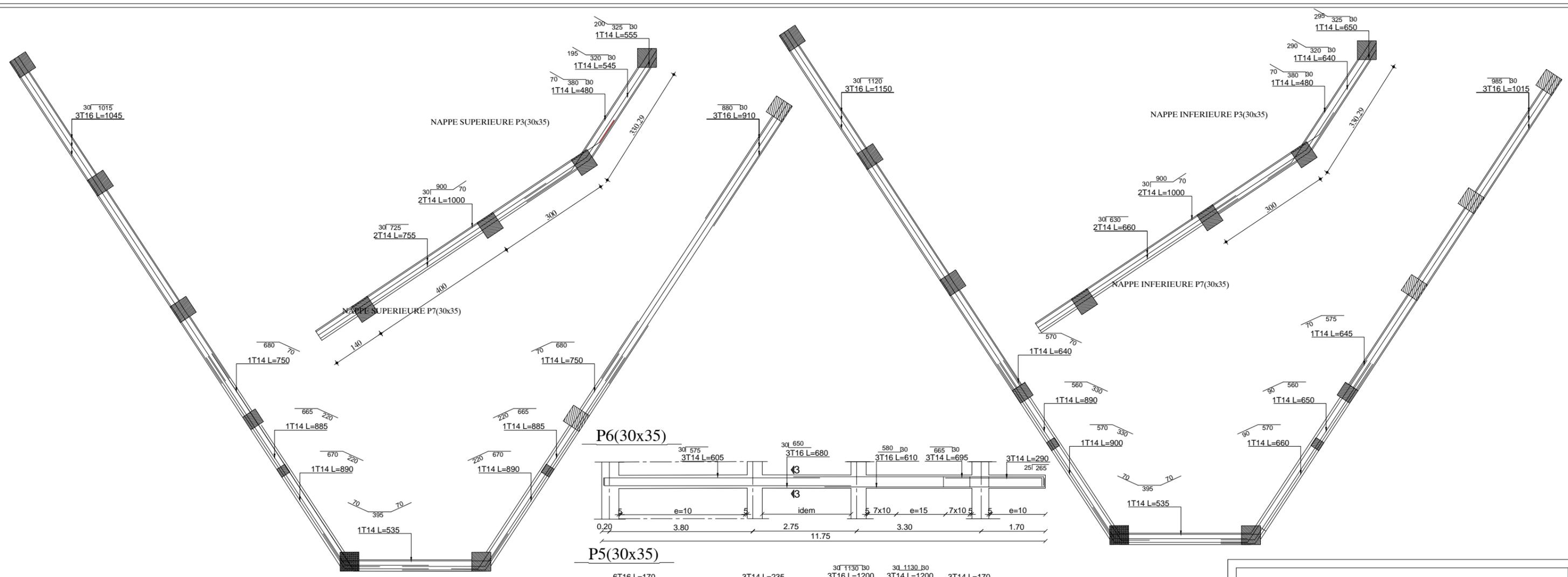
REDA ABDELMOUMEN

Encadré par :

M. EL MOUNAZA

Annexe "E": Ferrailage des voiles

Année universitaire : 2021/2024



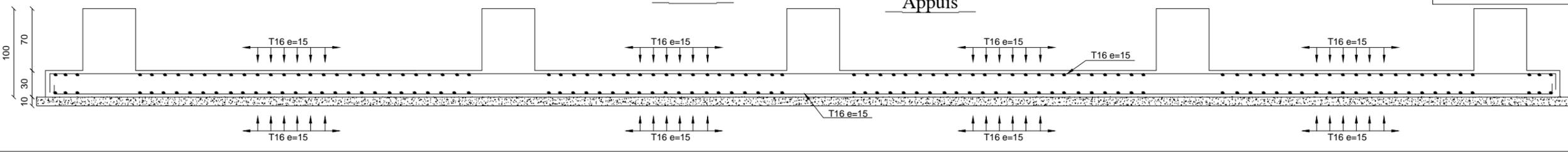
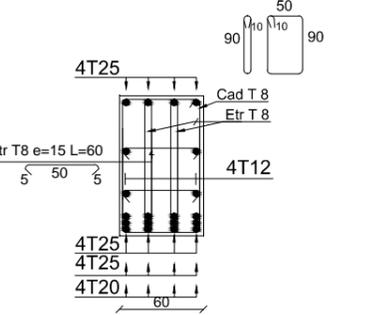
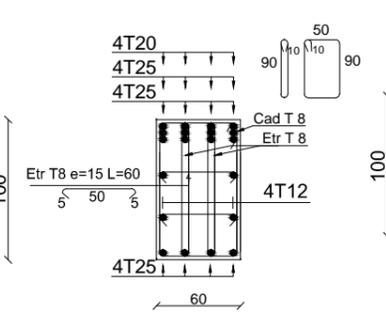
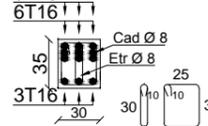
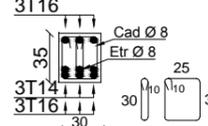
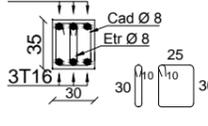
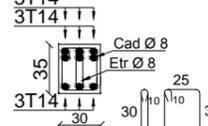
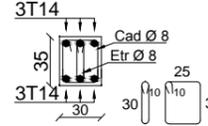
Section 1-1

Section 2-2

Section 3-3

Section 4-4

Section 5-5



Génie civil

UNIVERSITÉ ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET ÉQUILIBRÉE
UNIVERSITE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET ÉQUILIBRÉE
FACULTÉ DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUÉES
ÉTABLISSEMENT DE GÉNIE CIVIL

RECHERCHES ETUDES:

Étude d'un bâtiment irrégulier en introduisant l'effet du site et de la zone sismique.

Établi par:

CHAI MEEAR ET CUSAMA

ÉTABLISSEMENT

Encadré par:

M. ELGHAZZA

Annexe "A": Poutres, Radier nervuré

Année universitaire: 2023/2024