REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Etude d'un bâtiment en béton armée (Sous-sol +RDC+7 étages)
Réalisé avec le système coffrage tunnel

Présenté par

BEN AMEUR WISSAM

DOUMI RANIA

Dirigé par

Dr SETTARI Chafika

Promotion Juin 2025

Remerciements

Avant tout, nous exprimons notre profonde gratitude à Dieu le Tout-Puissant, source de force, de patience et de persévérance, qui nous a permis de mener à bien ce travail.

Nous adressons nos remerciements les plus sincères à notre promotrice, Dr SETTARI Chafika, pour sa précieuse disponibilité, son encadrement bienveillant, et ses conseils avisés qui ont largement contribué à la réalisation de ce projet.

Nous tenons également à exprimer notre reconnaissance à l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil, pour la qualité de l'enseignement dispensé tout au long de notre parcours et pour l'attention qu'ils portent à la formation de leurs étudiants.

Nos remerciements vont aussi aux honorables membres du jury, qui nous font l'honneur d'examiner ce travail et d'en évaluer la portée. Leur présence nous touche profondément.

Enfin, nous pensons avec reconnaissance à toutes les personnes — famille, amis, camarades — qui, de près ou de loin, nous ont soutenus durant cette aventure académique. À tous ceux et celles qui nous ont encouragés, réconfortés ou simplement cru en nous, nous disons : merci du fond du cœur.

Dédicaces

À ceux qui ont été mon soutien, mon refuge et mon inspiration…

***À mes chers parents**, pour votre amour inconditionnel, vos sacrifices silencieux et votre soutien indéfectible. Merci d'avoir toujours cru en moi.*

***À mes frères** : Nour Eddine, Raouf et Adam, merci pour votre énergie positive, vos sourires et votre présence constante à mes côtés.*

***À mes chères sœurs** : Fatima et Salsabil, pour votre douceur, vos paroles encourageantes et votre confiance inébranlable en moi.*

***À mes deux familles respectées** : DOUMI et BEN LARIBI, sans exception, toute ma gratitude pour votre affection et vos prières qui m'ont accompagné à chaque étape.*

***À mon cher oncle :** Amer, une salutation toute particulière pleine de reconnaissance pour son soutien constant et indéfectible tout au long de mon parcours.*

***Et à mes deux amies précieuses** : Wissam et Roumissa, merci pour votre présence fidèle, vos oreilles attentives, vos cœurs chaleureux et vos paroles qui ont toujours été un baume pour moi.*

***À l'âme de ma tante :** bien-aimée, partie trop tôt mais jamais oubliée, ta lumière continue de briller en moi, et ton souvenir m'accompagne à chaque pas.*

RANIA

Dédicaces

C'est avec une profonde gratitude et un immense respect que je dédie ce modeste travail :

À Dieu Tout-Puissant,

À Celui qui m'a accordé la force, la patience et la persévérance pour mener à bien ce parcours.

***À mes parents bien-aimés, Djamel Eddine et Fatima Zahra**,*

Pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices silencieux et leurs prières constantes, véritables piliers de ma réussite.

***À mes sœurs chéries, Lina, Radjaa et Meriem**,*

Pour leur tendresse, leurs encouragements et leur présence affectueuse qui m'ont toujours porté.

À mon frère Mohamed Djawad,

Pour son soutien discret mais précieux, sa bienveillance et sa foi en moi.

***À mes amies fidèles, Rania et Romissa**,*

Pour leur présence réconfortante, leur amitié sincère et leur soutien indéfectible tout au long de ce parcours.

***À la mémoire de mon oncle bien-aimé, ZERROUKI Said**,*

Que son âme repose en paix. Son absence laisse un vide immense, mais son souvenir vivra à jamais dans nos cœurs.

À toutes les personnes qui m'ont accompagné, encouragé ou simplement cru en moi,

Je vous dédie avec sincérité cette réussite.

WISSAM

ملخص

يهدف هذا المشروع الى دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من طابق ارضي + 07 طوابق ، يتم انجازها بولاية الجزائر دائرة سيدي عبد الله المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99-2003.

ان استقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمون بواسطة الجدران الخرسانة المسلحة ، دراسة و تحليل البناية بواسطة برنامج ROBOT 2021.

تحديد الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر2003 VERSION 99 RPA و BAEL 91.

تسليح العناصر المقاومة (الجدران و الاسقف الخرسانية المسلحة) تم يدويا و نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن أساس العام للبلاطة.

الكلمات المفتاحية: زلازل ,جدران خرسانية مسلحة , برنامج2021 ROBOT , الاسقف الخرسانية المسلحة, أساس العام.

Résumé

Ce projet vise à étudier un bâtiment à caractère résidentiel composé d'un rez-de-chaussée + 07 étages, à implanter dans la Wilayat, d'ALGER commune de SIDI-ABDALLAH qui est classée dans la zone sismique n°III selon les règles parasismiques algériennes 99 version 2003.

La stabilité du bâtiment pour toutes les charges verticales et horizontales est garantie par des murs en béton armé, étude et analyse du bâtiment par le programme ROBOT 2021.

Déterminer les dimensions et ferrailler tous les éléments résistants du bâtiment conçu selon les normes et lois en vigueur en Algérie RPA 99 version 2003, BAEL 91.

Le ferraillage des éléments de résistance (murs et planchers en béton armé) s'est fait manuellement. Le système d'infrastructure de ce bâtiment est un radier général.

Mots-clés : séisme, murs en béton armé, le programme ROBOT 2021, planchers en béton armé, Radier général.

Abstract

This project aims to study a residential building consisting of a ground floor + 07 floors, to be located in the Wilaya of ALGER city of SIDI-ABDALLAH, which is classified in seismic zone n ° III according to the Algerian seismic rules 99 version 2003.

The stability of the building for all vertical and horizontal loads is guaranteed by reinforced concrete walls, study and analysis of the building by the ROBOT 2021 program.

Determine the dimensions and arm all the resistant elements of the building designed according to the standards and laws in force in Algeria RPA 99 version 2003, BAEL 91.

The steel reinforcement of the resistance elements (reinforced concrete walls and floors) was done manually. The infrastructure system of this building is a raft foundation.

Keywords: earthquake, reinforced concrete walls, ROBOT 2021 program, walls and floors
Raft foundation.

TABLE DE MATIERE

Remercîment

Dédicace

Résumé

Liste de tableau

Liste de figure

Liste des symboles

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I: **Présentation de l'ouvrage**

I.1- Introduction 1

I.2. Présentation de l'ouvrage 1

I.3.Caractéristiques géométriques du bâtiment 1

I.3.1. Dimensions en élévation 2

I.3.2.Dimensions en plan 2

I.4.Classification de l'ouvrage 2

I.4.1.Classification de la zones sismique 2

I.4.2.Classification du sol 2

I.5.Conception structurelle 2

I.5.1.Planchers 2

I.5.2.Les escaliers 3

I.5.3.Maçonnerie 3

I.5.4.Revêtement 3

I.5.5.L'acrotère 3

I.5.6.Ascenseur 4

I.5.7. Façades 4

I.6.Caractéristiques mécanique des matériaux 5

I.6.1.Le Béton 5

I.6.1.1.Module de déformation longitudinale 5

I.6.1.2.Module d'élasticité instantanée « Eij » 5

I.6.1. 3.Module d'élasticité différée «Evj » 5

I.6.1. 4.Les Contraintes limites de calcul 5

I.6.2.1.la limite d'élasticité garantie f_e: 6

I.6.2.2.Module d'élasticité des aciers 6

Chapitre II: **Présentation de la technique Coffrage tunnel**

II.1.Introduction 15

II.2. Le coffrage tunnel 15

II.2.1.Description 15
II.2.2.Fonctionnement 15
II.3.Domaine d'application 16
II.4.Les avantages et les inconvénients du coffrage tunnel 16
II.5.Les accessoires de coffrage tunnel 17
II.6- Etapes d'exécutions 23
Chapitre III: Pré dimensionnement des éléments structuraux
III.1.Introduction 29
III.2.Pré dimensionnement de la dalle 29
III.2.1.Plancher à dalle pleine 29
III.2.2.Calcule l'épaisseur 30
III.3.Evaluation des charges 31
III.3.1.Les charges permanentes 31
III.3.1.1.Plancher terrasse inaccessible 31
III.3.1.2.Plancher étage courant 31
III.3.1.3.Maçonnerie 32
III.3.2.Les charges exploitations 32
III.3.3.Calcul les sollicitations 33
III.4.Pré-dimensionnement des voiles 33
III.4.1.Voile porteur et de contreventement 33
III.5. Conclusion 34
Chapitre IV: Étude des planchers
IV.1. Introduction 35
IV.2.Principe de calcul 35
IV.3.Hypothèses de calcul 36
IV.3.1. Dalle portant dans un seul sens 36
IV.3.2. Dalle portant dans deux directions 36
IV.4.Calcul de l'enrobage 37
IV.4.1.Les hauteurs utiles 37
IV.5.Les conditions d'appuis 38
IV.5. 1.Panneau considéré continu au-delà de ses appuis 38
IV.5.2.Panneau de rive dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel 38
IV.6.Distribution des panneaux de dalle sur le plan 39
IV.7.Calcul des sollicitations 39
IV.7.1.Combinaisons fondamentales ..... 39_Toc200879121
IV.7.2. Calcul des moments fléchissant 40
IV.7.2.1.Pour le plancher terrasse 40

IV.7.2.2.Pour le Plancher des étages courants..... 40
IV.7.2.3.Pour le Plancher du 1er étage 41
IV.7.2.4.Pour le Plancher du RDC..... 41
IV.7.2.5.Pour le Plancher du sous-sol..... 41
IV.8.Détermination des armatures..... 42
IV.8.1.Principe de calcul..... 42
IV.8.2.Pour le plancher terrasse..... 44
IV.8.3.Pour le plancher des étages courants..... 45
IV.8.4.Pour le plancher du 1er étage..... 46
IV.8.5.Pour le plancher du RDC..... 47
IV.8.6.Pour le plancher du sous-sol..... 48
IV.9.Vérification des contraintes de cisaillement et détermination de l'effort tranchant..... 48
IV.9.1.Pour le plancher terrasse..... 49
IV.9.2.Pour le plancher des étages courants..... 49
IV.9.3.Pour le plancher du 1er étage..... 49
IV.9.4.Pour le Plancher du RDC 49
IV.9.5.Pour le plancher du sous-sol..... 50
IV.10.Vérification de la flèche 50
IV.10.1.Calcul de la flèche 51
Chapitre v: Étude des éléments non structuraux
V.1.Introduction..... 53
V.2.L'acrotère..... 53
V.2.1.Principe de calcul 53
V.2.2.Évaluation des charges et surcharges 54
V.2.3.Détermination des efforts..... 54
V.2.4.Calcul de ferraillage 54
V.2.4.1. E.L.U..... 55
V.2.4.2.Vérification à l'E.L.S 56
V.2.5. Vérification de l'effort tranchant 58
V.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton 58
V.2.7. Vérification de l'acrotère au séisme..... 58
V.3. Les escaliers 59
V.3.1.Terminologie..... 59
V.3.2. Les déférents types d'escaliers..... 60
V.3.2.1. Escalier droite à deux volets 60
V.3.2.2. Pré dimensionnement..... 60
V.3.2.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations 61

V.3.2.4. Combinaison des charges 61
V.3.2.5. Détermination des efforts 61
V.3.3.Calcul de ferraillage à l'ELU 62
V.3.3.1.Armatures longitudinales 62
V.3.3.2. Condition de non fragilité 62
V.3.3.3.Les armatures de répartition 63
V.3.3.4.Vérification de l'espacement 63
V.3.3.5.Vérification des contraintes normales à l'ELS 63
V.3.3.6.Vérification de l'effort tranchant 63
V.3.3.7.Vérification de la flèche 64
V.3.3.8.Calcul de la flèche 64
V.3.4. Calcul de la Poutre palière 65
V.3.4.1. Pré dimensionnement 65
V.3.4.2. des prescriptions Vérification du RPA 99 V 2003 65
V.3.4.3. Evaluation des charges 66
V.3.4.4. Calcul des efforts 66
V.3.4.5. Ferraillage de la poutre palière 66
V.3.4.5.1.Armatures longitudinales 66
V.3.4.5.2.Vérifications L'ELS 66
V.3.4.5.3.RPA99Version2003 67
V.3.4.5.4.Vérification de l'effort tranchant 67
V.3.4.5.5. Vérification des armatures longitudinales 67
V.3.4.5.6.Vérification de compression dans la bielle de béton 67
V.3.4.5.7.Armatures transversales 67
V.3.4.5.8.Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 68
V.3.4.5.9.Vérification de la flèche: 68
V.4.La dalle machine de l'ascenseur 69
V.4.1.Introduction 69
V.4.2. Pré dimensionnement 69
V.4.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation 70
V.4.3.1. Charges permanentes G 70
V.4.3.2. Poids de la machine supportée 70
V.4.3.3. La charge d'exploitation 70
V.4.4. Calcul des sollicitations 71
V.4.4.1. Méthode de calcul 71
IV.4.5. Calcul du ferraillage 71
V.4.6. Vérification de l'effort tranchant 72

V.4.7. Vérification à l'E.L.S 72
V.4.8. Vérification de la flèche 73
V.4.9.Vérification de non poinçonnement 73
Chapitre VI: **Etude dynamique**
VI.1. Introduction 74
VI.2.Caractéristiques géométriques de la structure 74
VI.2.1.Centre de masse 74
VI.2.2. Centre de torsion 77
VI.2.3. Excentricité 78
VI.2.3.1. Excentricité statique 78
VI.2.3.2. Excentricité accidentelle 79
VI.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle 80
VI.3.Choix de la méthode de calcul 81
VI.3.1.Introduction 81
VI.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente 81
VI.3.3. Méthode dynamique modale spectrale 82
VI.3.3.1. Principe 82
VI.3.3.2.Modélisation 82
VI.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul 82
VI.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique 84
VI.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes 85
VI.4.2.Vérification de participation massique 86
VI.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 86
VI.4.4. Vérification de la stabilité au renversement 88
VI.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 88
..... 88
VI.4.4.2. Moment de renversement 90
VI.4.4.3. Moment stabilisant 90
VI.4.5.Vérification des déplacements 91
VI.4.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 92
Chapitre VII: **Ferraillage des voiles**
VII.1.Introduction 94
VII.2.Ferraillage des voiles 94
VII.2.1.Introduction 94
VII.2.2. Combinaison 94
VII.2.2.1.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 94
VII.2.3. Calcul du ferraillage vertical 95

VII.2.4.Armatures transversales 101
VII.2.6.Ferraillage horizontal 104
Chapitre VIII: **Etude de l'infrastructure**
VIII.1.Introduction 109
VIII.2. Pré-dimensionnement du radier général 111
VIII.2.1. détermination de Nu et Nser 111
VIII.2.2.surface nécessaire du radier 111
VIII.2.3.épaisseur du radier 111
VIII.3.Ferraillage du radier 113
VIII.3.1.Calcul des efforts 113
VIII.3.2.Ferraillage des panneaux 113
VIII.3.3.Vérification à l'E.L.U 114
VIII.3.3.1.Vérification de la contrainte de cisaillement 114
CONCLUSION GÉNÉRALE
Bibliographique
Annexe

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I :

Tableau I. 1. Hypothèses de calcul béton 5

Tableau I. 2. Caractéristique de l'acier 6

Tableau I. 3. Autres caractéristiques de l'acier 7

Chapitre III :

Tableau III. 1. charge permanentes du plancher terrasse 31

Tableau III. 2. Charge permanentes du plancher étage courant et RDC 31

Tableau III. 3. Charge permanente des murs intérieurs 32

Tableau III. 4. Charge permanente des murs extérieurs 32

Tableau III. 5. Les sollicitations à L'ELU et à L'ELS dans les déférents planchers 33

Chapitre IV :

Tableau IV.1.Calcul des sollicitations 39

Tableau IV.2.Les moments pour le plancher terrasse 40

Tableau IV.3. Les moments pour le plancher des étages courants 40

Tableau IV.4.Les moments pour le Plancher du 1er étage 41

Tableau IV.5. Les moments pour le Plancher du RDC 41

Tableau IV.6.Les moments pour le Plancher du sous-sol 42

Tableau IV.7.Calcul la section des armatures à l'ELU pour le plancher terrasse 44

Tableau IV.8.Vérification à l'ELS pour le plancher terrasse 44

Tableau IV.9.Calcul section des armatures à l'ELU pour le plancher étages courants 45

Tableau IV.10.Vérification à l'ELS pour le plancher des étages courants 45

Tableau IV.11.Calcul section des armatures à l'ELU pour le plancher du 1er étage 46

Tableau IV.12.Vérification à l'ELS pour le plancher du 1er étage 46

Tableau IV. 13. Calcul section des armatures à l'ELU pour le plancher du RDC 47

Tableau IV.14.Vérification à l'ELS pour le plancher du RDC 47

Tableau IV. 15. Calcul section des armatures à l'ELU pour plancher sous-sol 48

Tableau IV.16.Vérification à l'ELS pour le plancher du sous-sol. 48

Tableau IV. 17: Récapitulation des résultats de la flèche 52

Chapitre V :

Tableau V. 1. Évaluation des charges et surcharges 54

Tableau V. 2. les efforts 54

Tableau V. 3. Les données 54

Tableau V. 4. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier 61

Tableau V. 5. Charge permanente du palier de repos de l'escalier 61

Tableau V. 6. Combinaison des charges de l'escalier 61

Tableau V. 7. Tableau des sollicitations des escaliers 62
Tableau V. 8. Les données 62
Tableau V. 9. Calcul des sections d'acier de l'escalier 62
Tableau V. 10. Les armatures de répartition 63
Tableau V. 11. Vérification de l'espacement des armatures 63
Tableau V. 12. Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S 63
Tableau V. 13. Récapitulation des résultats de la fleche d'escamier 65
Tableau V. 14. Les résultats des efforts 66
Tableau V. 15. Ferraillage de la poutre palière 66
Tableau V. 16. Vérification à l'ELS de la poutre palière 66
Tableau V. 17. Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière 67
Tableau V. 18. Charges permanentes 70
Tableau V. 19. Les charges concentrées 70
Tableau V. 20. Détermination des chargements de la dalle 70
Tableau V. 21. Les données 71
Tableau V. 22. Calcul des sections d'acier de la dalle 72
Tableau V. 23. Calcul de M_{ser} 72
Tableau V. 24. Vérification à l'ELS 73

Chapitre VI :

Tableau VI. 1. Calcul de centre de masse. 77
Tableau VI. 2. Calcul du centre de torsion. 78
Tableau VI. 3. Calcul de l'excentricité statique. 79
Tableau VI. 4. Calcul d'excentricité accidentelle 79
Tableau VI. 5. Calcul de l'excentricité totale. 80
Tableau VI. 6. Coefficient d'accélération de zone A 82
Tableau VI. 7. Détermination du facteur de qualité Q 83
Tableau VI. 8. Le comportement des trois premiers modes. 86
Tableau VI. 9. Coefficient de participation massique 86
Tableau VI. 10. Calcul de la force sismique 88
Tableau VI. 11. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 88
Tableau VI. 12. Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y 89
Tableau VI. 13. Calcul du moment de renversement 90
Tableau VI. 14. Calcul du moment stabilisant. 90
Tableau VI. 15. Vérification de stabilisation 91
Tableau VI. 16. Vérification des déplacements inter-étage sens X. 91
Tableau VI. 17. Vérification des déplacements inter-étage sens Y. 92
Tableau VI. 18. Vérification l'effet P-Δ sens X. 93

Tableau VI. 19. Vérification l'effet P-Δ sens Y. 93

Chapitre VII :

Tableau VII 1. Les armatures verticales des voiles d'épaisseur 15 cm (RDC+1er étage)..... 97

Tableau VII 2. Les armatures verticales des voiles d'épaisseur 15 cm (2ème étage+3ème étage)..... 99

Tableau VII 3. Les armatures verticales des voiles d'épaisseur 15 cm (4ème étage+5ème étage)..... 100

Tableau VII 4. Les armatures verticales des voiles d'épaisseur 15 cm (6ème étage+7ème étage)..... 101

Tableau VII 5. Vérification à l'effort tranchant des voiles d'épaisseur 15 cm (RDC+1er étage)..... 102

Tableau VII 6. Vérification à l'effort tranchant des voiles d'épaisseur 15 cm (2ème étage+3ème étage). 103

Tableau VII 7. Vérification à l'effort tranchant des voiles d'épaisseur 15 cm (4ème étage+5ème étage). 103

Tableau VII 8. Vérification à l'effort tranchant des voiles d'épaisseur 15 cm (6ème étage+7ème étage). 103

Tableau VII 9. Détermination des armatures horizontales des voiles d'épaisseur 15 cm (RDC+1er étage)..... 104

Tableau VII 10. Détermination des armatures horizontales des voiles d'épaisseur 15 cm (2ème étage+3ème étage). 105

Tableau VII 11. Détermination des armatures horizontales des voiles d'épaisseur 15 cm (4ème étage+5ème étage) 105

Tableau VII 12. Détermination des armatures horizontales des voiles d'épaisseur 15 cm (6ème étage+7ème étage) 106

Chapitre VIII :

Tableau VIII. 1. Les moments pour le panneau du radier..... 113

Tableau VIII. 2. Calcul du ferraillage. 114

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Figure I. 1.Vue en plan du bloc 1
Figure I.2.Plancher à dalle pleine 2
Figure I.3.L'acrotère. 3
Figure I.4.Schéma et dimensions de la dalle machine. 4
Figure I.5.Coupe transversale d'un mur de façade 4
Figure I.6.Plan du sous-sol 8
Figure I.7.Plan du RDC 9
Figure I.8.Plan 1er étage 10
Figure I.9.Plan 2ème jusqu'à 7ème étage 11
Figure I.10.Plan de la terrasse 12
Figure I.11.Plan de la façade principale 13
Figure I.12.Plan de la coupe 14

Chapitre II :

Figure II.1.Schéma du système coffrage tunnel 16
Figure II.2.Assemblage de deux demi-coquilles 17
Figure II.3.ensemble roulette de translation et verin de lise à niveau 18
Figure II.4.Roulette de triangulation et verin de mise à l'aplimb 18
Figure II.5.Contrefiche articulée facilitant le décoffrage 18
Figure II.6.Bande additionnelle. 18
Figure II.7.Coffrage d'amorce du voile supérieur Figure II.8.Tige de liaison entre panneaux 18
Figure II.9.Abouts de voile 19
Figure II.10.Cadre de réservation 19
Figure II.11.Schéma de passerelle de décoffrage 20
Figure II. 12. Cônes d'entretoise. 20
Figure II.13.Les talonnettes de banches 21
Figure II.14.Les écarteurs de nappes d'armature 21
Figure II. 15. Ecarteurs pour armatures verticales 22
Figure II.16.Les sabots de coffrage 22
Figure II. 17. Les tiges de coffrage 22
Figure II.18.Les aimants de mannequin 23
Figure II.19.Mise en œuvre des fondations (radier général) 23
Figure II.20.Ferraillage des voiles 23
Figure II.21.La mise en place des demi-coquilles 24
Figure II.22.Mise en place des divers réserves 24

Figure II.23. Solidarisé les deux demi coquilles 25
Figure II.24.Mise en place de la 3ème demi coquille 25
Figure II.25.Coulage du béton de plancher 26
Figure II.26.Mise en place du ferraillage des dalles et Coulage du béton de plancher et des voiles 26
Figure II.27.Le décoffrage 27
Figure II.28.La mise en place des passerelles de sécurité 27
Figure II.29.Exemple des bâtiments réalisés en coffrage tunnel 28

Chapitre III :

Figure III. 1. Démentions d'une dalle pleine 29
Figure III. 2. coupe de voile en élévation 33

Chapitre IV :

Figure IV. 1. Enrobage 37
Figure IV. 2. Schéma d'un panneau continu Au-delà de ses appuis 38
Figure IV. 3. Schéma des panneaux de rive. 39
Figure IV. 4. Distribution du panneau le plus sollicité. 39
Figure IV. 5. section de calcule. 42

Chapitre V :

Figure V. 1. L'acrotère 54
Figure V. 2. Dimension de L'acrotère 54
Figure V. 3. Section de B.A à l'ELU 55
Figure V. 4. Représentation d'un escalier 59
Figure V. 5. Schéma statique de l'escalier. 60
Figure V. 6. Schéma de l'escalier 60
Figure V. 7. Chargement dans l'escalier à l'ELU et à l'ELS 62
Figure V. 8. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU et à l'ELS. 62
Figure V. 9. Dimensionnement de la poutre palière 65
Figure V. 10. Dimensions de la dalle machine 69
Figure V. 11. Différentes charges agissantes sur la dalle 70

Chapitre VI :

Figure VI. 1. Disposition 3D 75
Figure VI. 2. Disposition des voiles aux Sous-sol. 75
Figure VI. 3. Disposition des voiles aux RDC 76
Figure VI. 4. Disposition des voiles au 1er étage 76
Figure VI. 5. Disposition des voiles aux autres étages. 76
Figure VI. 6. Vue en plan (G /R) 77
Figure VI. 7. Dimension des voiles. 78

Figure VI. 8. Position du centre de masse 80
Figure VI. 9. Spectre de réponse 84
Figure VI. 10. Le comportement des trois premiers modes 85
Figure VI. 11. Les forces agissent sur la stabilité au renversement 88
Figure VI. 12. Distribution des forces sismiques 89
Figure VI. 13. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X et Y. 90

Chapitre VII :

Figure VII.1.Disposition des armatures verticales 95
Figure VII.2.Notation des voiles 96
Figure VII.3.Section entièrement tendue 97
Figure VII.4.Section entièrement comprimée 97
Figure VII.5.Section partiellement comprimée 97
Figure VII.6.Les armatures transversales et les épingles 101
Figure VII.7.La zone de recouvrement des voiles 102
Figure VII.8.Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15 cm (V1) 106
Figure VII. 9. Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15 cm (V2) 106
Figure VII.10.Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15 cm (V3) 107
Figure VII.11.Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15 cm (V4) 107
Figure VII.12.Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15 cm (V5) 107
Figure VII.13.Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15 cm (V6) 107
Figure VII.14.Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15 cm (V7) 108
Figure VII.15.Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15 cm (V8) 108
Figure VII.16.Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15 cm (V9) 108

Chapitre VIII:

Figure VIII. 1. Représentation du radier général. 110
Figure VIII. 2. le panneau le plus sollicité 113

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : : Aire d'une section de béton.
- $\emptyset$: Diamètre des armatures, mode propre.
- C : Cohésion.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- β: Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- G : Charge permanente.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- S_t : Espacement.
- T : Effort tranchant, Période.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- P : Force concentrée.
- f : Flèche.
- $\overline{f}$: Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- d : Hauteur utile.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.

- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- ρ : Poids volumique.
- $\boldsymbol{\eta}$: Coefficients de fissuration.
- h_e : hauteur libre d'étage.
- Cp : facteur de force horizontale.
- Wp : poids de l'acrotère.
- Fp : l'action de la force sismique applique sur l'acrotère.
- $_v$: Coefficient de Poisson.
- $\boldsymbol{\xi}$: pourcentage d'amortissement critique.
- E : charges sismiques.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : facteur de qualité.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- H_N : c'est la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N)
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.
- X_i : l'abscisse du centre de torsion.
- Y_i : l'abscisse du centre de torsion.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie fait face à un besoin croissant en logements pour répondre à la demande toujours plus importante. Les méthodes de construction traditionnelles, bien que robustes, ne suffisent plus à elles seules pour satisfaire cette demande. C'est pourquoi l'Algérie a adopté de nouvelles techniques de construction axées sur la rapidité d'exécution, comme les systèmes de coffrage tunnel, les banches et les coffrages tables. Ces procédés utilisent des systèmes de construction en voiles et dalles pleines en béton armé, permettant une exécution plus rapide et une qualité de construction améliorée.

Dans ce contexte, nous avons orienté notre projet de fin de cycle universitaire vers l'étude d'un projet de réalisation de logements en coffrage tunnel, situé à **SIDI-ABDALLAH.** Ce système permet de réaliser en moyenne deux logements par jour, tout en garantissant une qualité élevée grâce à l'automatisation et à la répétitivité des tâches sur le chantier.

L'objectif principal de cette étude est de répondre à trois critères essentiels pour tout projet de construction :

1. Conformité aux normes et règlements en vigueur.

2. Faisabilité pratique et réalisation dans des délais serrés, grâce au choix du système constructif approprié.

3. Coûts acceptables, nécessitant une optimisation des dimensions des éléments structurels.

Dans ce contexte, notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage résidentiel de type **sous-sol + rez de chaussée +07étages**, utilisant un système de contreventement par voiles porteurs et une technique de coffrage tunnel. Cette étude doit se conformer aux normes et règlements en vigueur, notamment :

RPA99/2003 : Règles Parasismiques Algériennes

BAEL91/99 : Règles Techniques pour le Béton Armé

CBA93 : Règles du Béton Armé

D.T.R. BC2.2 : Documents Techniques Règlementaires

Pour atteindre cet objectif, notre travail est organisé en huit chapitres, commençant par une introduction générale et se terminant par une conclusion générale et le plan du travail est structuré comme suit :

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage.

Chapitre 2 : Présentation de la technique du coffrage tunnel.

Chapitre 3 : Pré-dimensionnement des éléments structuraux.

Chapitre 4 : Étude des planchers.

Chapitre 5 : Étude des éléments non structuraux.

Chapitre 6 : Étude dynamique.

Chapitre 7 : Ferraillage des voiles.

Chapitre 8 : Étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1- Introduction

Avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans notre structure. À cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confiée, est un bâtiment en sous-sol + rez de chaussée +07étages à usage habitation. L'ouvrage est d'une importance moyenne (groupe d'usage 2), implanté à la wilaya d'ALGER commune de SIDI-ABDALLAH.

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements Algériens en vigueur à savoir :

Règle de conception et de calcul de structures [CBA93] et [DTR.BC.2.41].

Charges permanentes et surcharges d'exploitations [DTR.BC.22].

Le règlement parasismique [RPA99 version 2003].

Règle de calcul des semelles superficielles [DTR-BC 2.331].

I.3.Caractéristiques géométriques du bâtiment

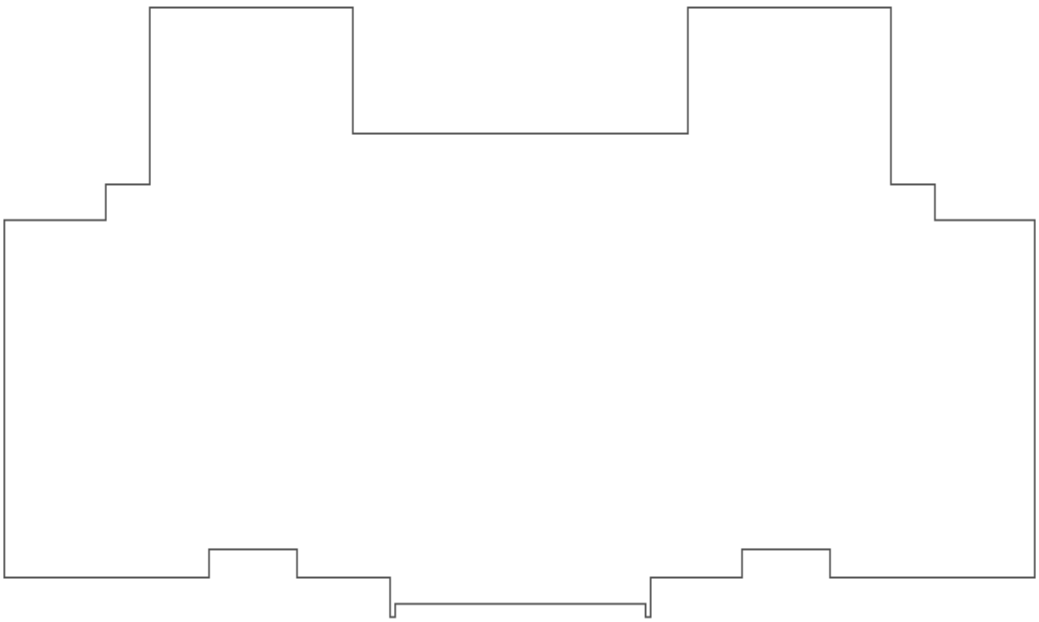


Figure I. 1. Vue en plan du bloc

I.3.1. Dimensions en élévation

Hauteur totale du bâtiment : H_T= 24.48 m

Hauteur d'étage courant : H_{Etage}= 3.06 m.

Hauteur du RDC : H_{RDC}=3.06 m.

Hauteur du sous-sol : $H_{sous-sol}$= 3.06 m.

I.3.2.Dimensions en plan

Longueur totale du bâtiment: Lx= 30.74 m.

Largeur totale du bâtiment: Ly= 16.71 m.

I.4.Classification de l'ouvrage

I.4.1.Classification de la zones sismique

Le bâtiment sera implanté à SIDI-ABDALLAH - ALGER zone classée par le règlement parasismique Algérien [RPA99V2003] comme une zone de sismicité élevée « Zone III».

I.4.2.Classification du sol

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme meuble (S3).

Contrainte admissible du sol σ_{sol} = 2,00 bars.

I.5.Conception structurelle

I.5.1.Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Notre bâtiment comporte uniquement des planchers à dalle pleine

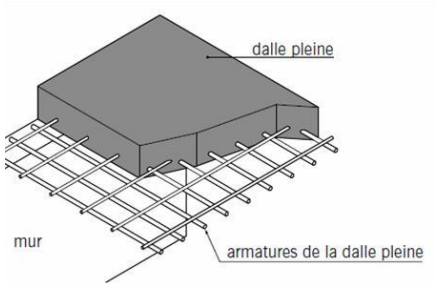


Figure I.2. Plancher à dalle pleine

I.5.2.Les escaliers

La cage d'escalier permet l'accès du niveau RDC aux sept étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

I.5.3.Maçonnerie

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

Murs extérieurs : ils sont constitués de deux parois :

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

L'âme d'air de 10 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

Murs intérieurs: ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.5.4.Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs et intérieurs.

I.5.5.L'acrotère

Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité.

Dans notre bâtiment, la terrasse étant inaccessible, donc on adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur la figure ci-dessous :

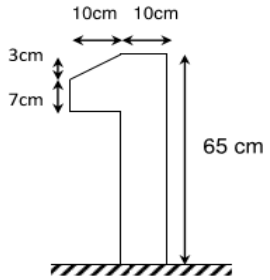


Figure I.3.L'acrotère.

I.5.6.Ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

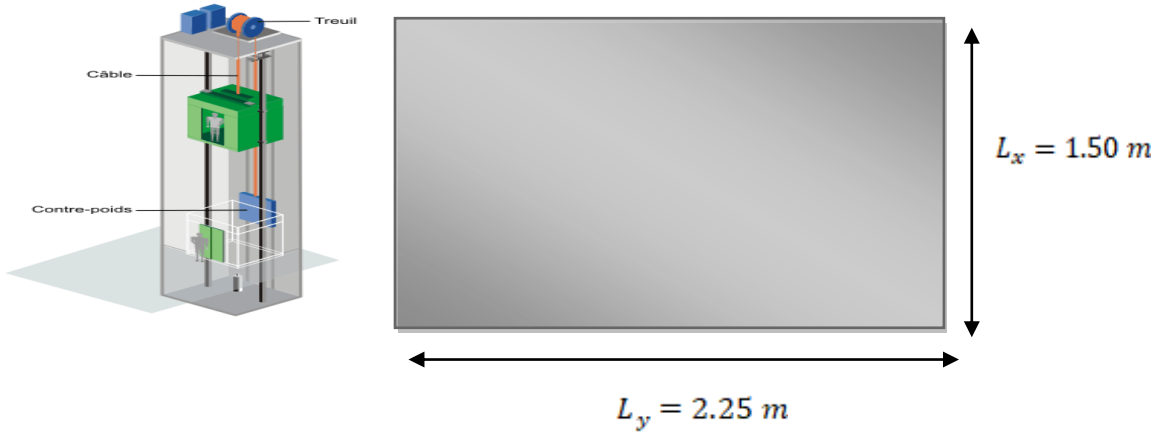


Figure I.4. Schéma et dimensions de la dalle machine.

I.5.7. Façades

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits.

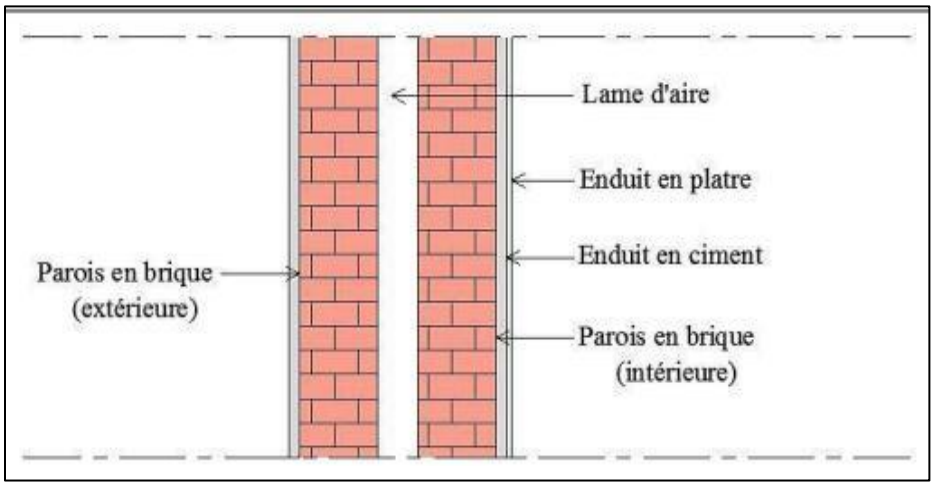


Figure I.5. Coupe transversale d'un mur de façade

I.6.Caractéristiques mécanique des matériaux

I.6.1.Le Béton

Résistance du béton [2] ►►Art [A.2.1.1.1 et A .2.1.1.2] ◄◄

$f_{c28} = 40\ MPa$

D'après les regelés du [2] ►►Art [A2.1.1.2] ◄◄, la valeur conventionnelle notéeftj (en MPa) par la relation suivante :

Pour $fcj \leq 60\ MPa$ $ft28 = 0{,}6 + 0{,}06fc28$

$ft28 = 3\ MPa$

I.6.1.1.Déformation longitudinale du béton

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformations longitudinales » ; il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

I.6.1.2.Module d'élasticité instantanée « Eij »

$E_{i28} = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 37619.47\ MPa$. Module instantané

I.6.1. 3.Module d'élasticité différée «Evj »

$E_{v28} = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 12653.82\ MPa$. Module différé

I.6.1. 4.Les Contraintes limites de calcul [2] Art[A.4.3.4.]

Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ $\begin{cases} \theta = 1 & situation\ durable \\ \theta = 0.85 & situation\ accidentelle \end{cases}$

$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & situation\ durable \\ \gamma_s = 1.15 & situation\ accidentelle \end{cases}$

Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

σ_{bc}= 0,6 f c28 on trouve : $\sigma_{bc} = 24\ MPa$

Tableau I.1. Hypothèses de calcul béton

Résistance à la traction «f_{t28}»		3 MPa
Module d'élasticité « E »	Instantanée	37619.47 MPa
	Différée	12653.82 MPa
Coefficient de poisson « υ »	Sollicitations	0
	Déformations	0.2
Contrainte en compression σ_{bc} (ELU)	Situation durable	22.67 MPa
	Situation accidentelle	29.57 MPa
Contrainte en compression σ_{bc} (ELS)	/	24 MPa

I.6.2. Acier

I.6.2.1.la limite d'élasticité garantief_e:

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Tableau I. 2. Caractéristique de l'acier

Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité (MPa)	Utilisations
Acier HA	FeE500	500	Tous les travaux en béton armé

I.6.2.2.Module d'élasticité des aciers

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier «E_S » est pris égal à :

E_S=2× 10^5 MPa [2] ►►Art [A2.2.1] ◄◄

I.6.2.3. Contraintes limites:

Etat limite ultime "ELU " [2] ►►Art [A.4.3.2] ◄◄

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \qquad avec \begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \textbf{situation durables} \\ \gamma_s = 1 & \textbf{sitution accentelle} \end{cases}$$

Etat limite de service "ELS " [2] ► ►Art [A.4.5] ◄◄

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = min\left(\frac{1}{2} \times f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$

η: Coefficient de fissuration $\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les aciers ronds lisse} \\ \eta = 1.60 & \text{pour les aciers à haute adhérence} \end{cases}$

Tableau I. 3. Autres caractéristiques de l'acier

Module d'élasticité longitudinale (Es)				2×10^5 MPa
Contraintes limites (σ_s)	ELU	Situation durable σ_s		435MPa
		Situation accidentelle σ_s		500MPa
	ELS	Fissuration préjudiciable	Armatures à HA σ_s	241MPa
		Fissuration très préjudiciable	Armatures à HA σ_s	197.18MPa
		Fissuration peu nuisible		Aucune vérification

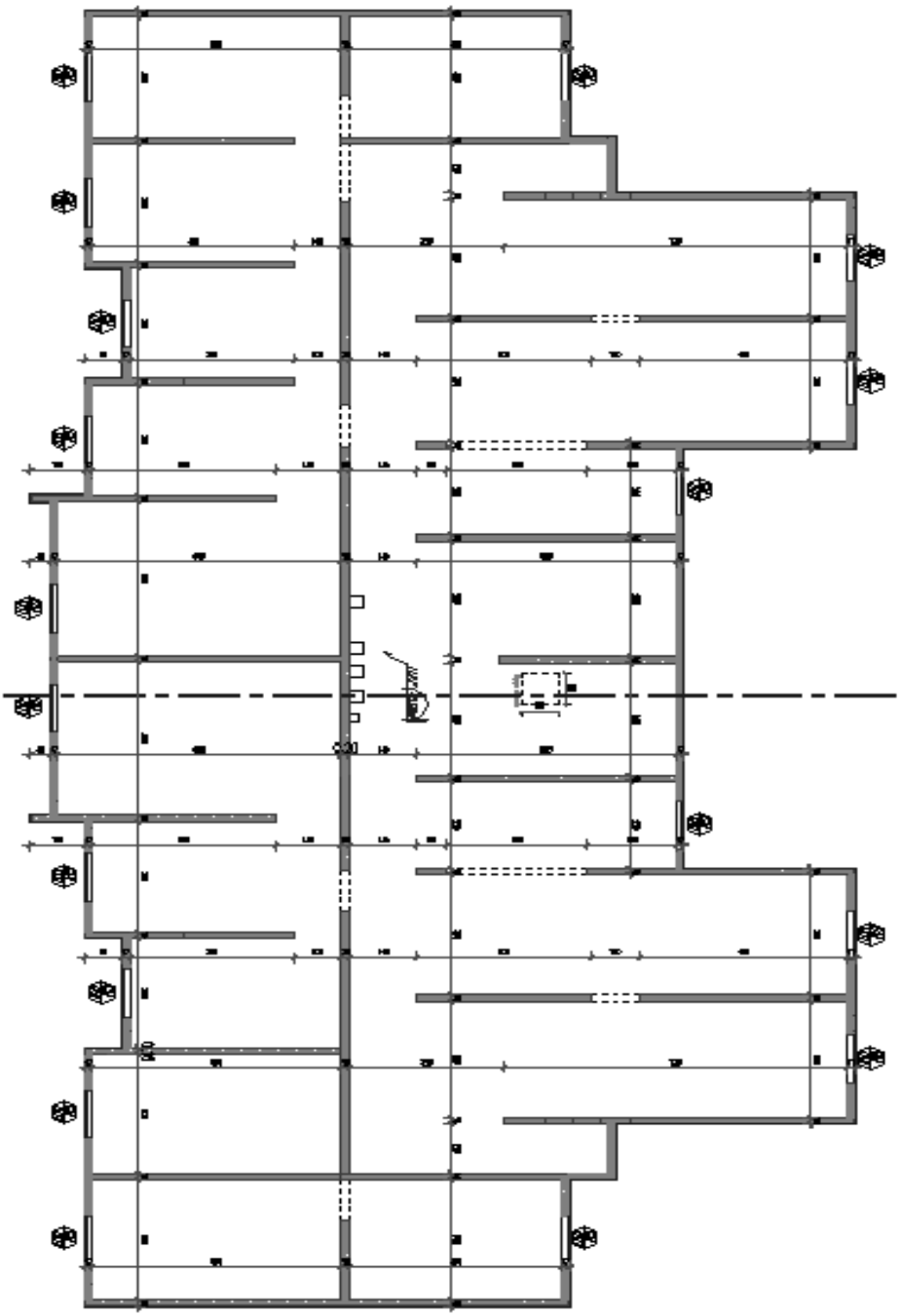


Figure I.6. Plan du sous-sol

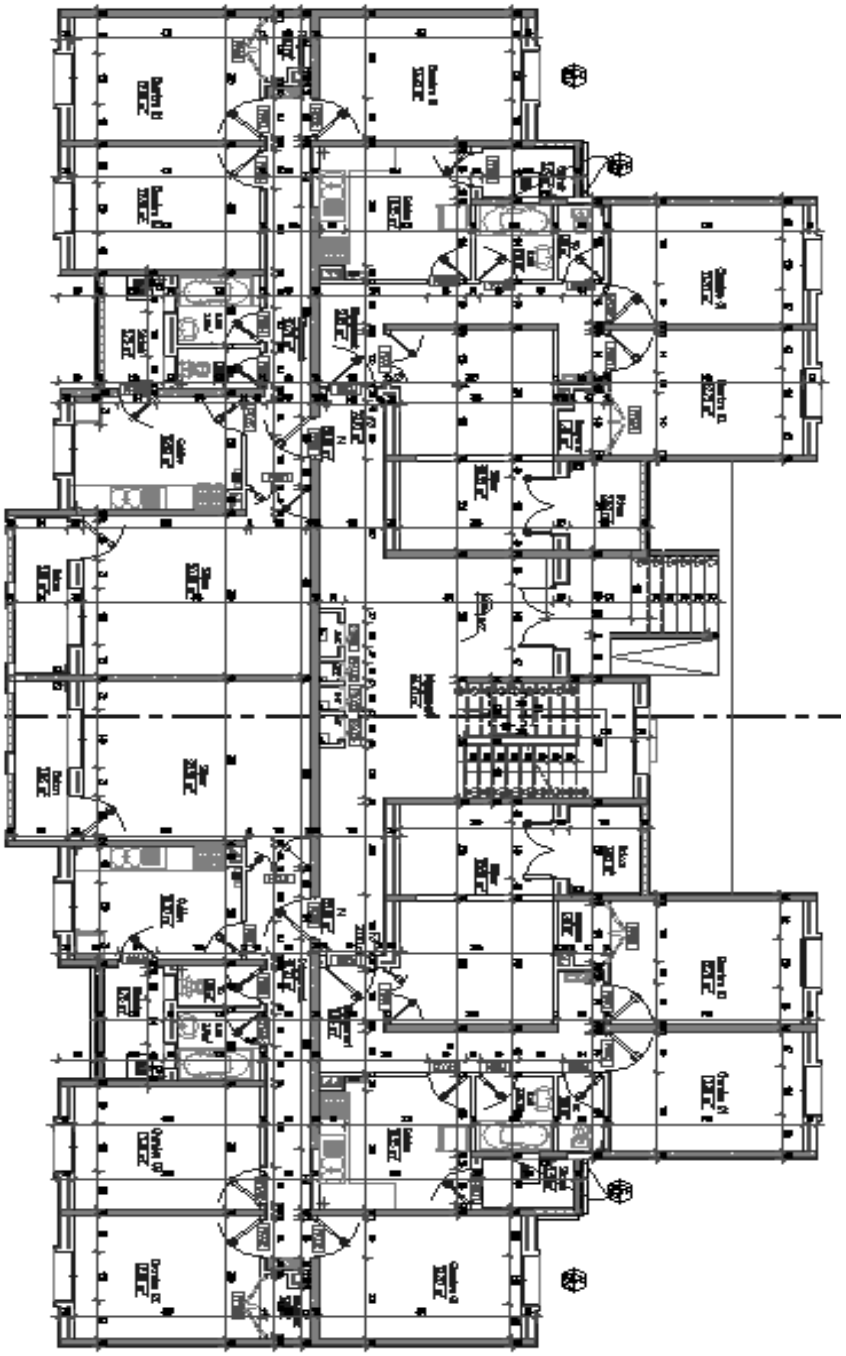


Figure I.7. Plan du RDC

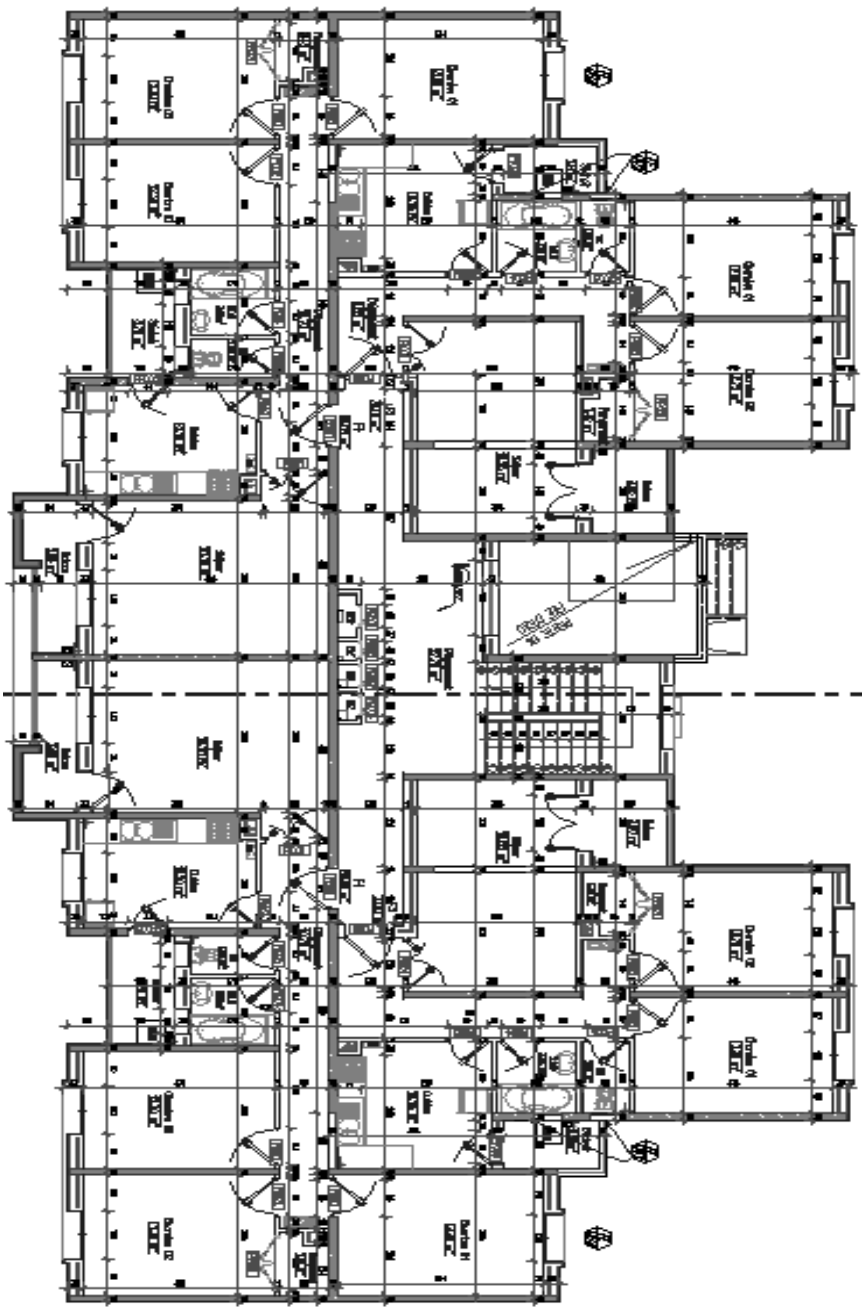


Figure I.8. Plan 1er étage

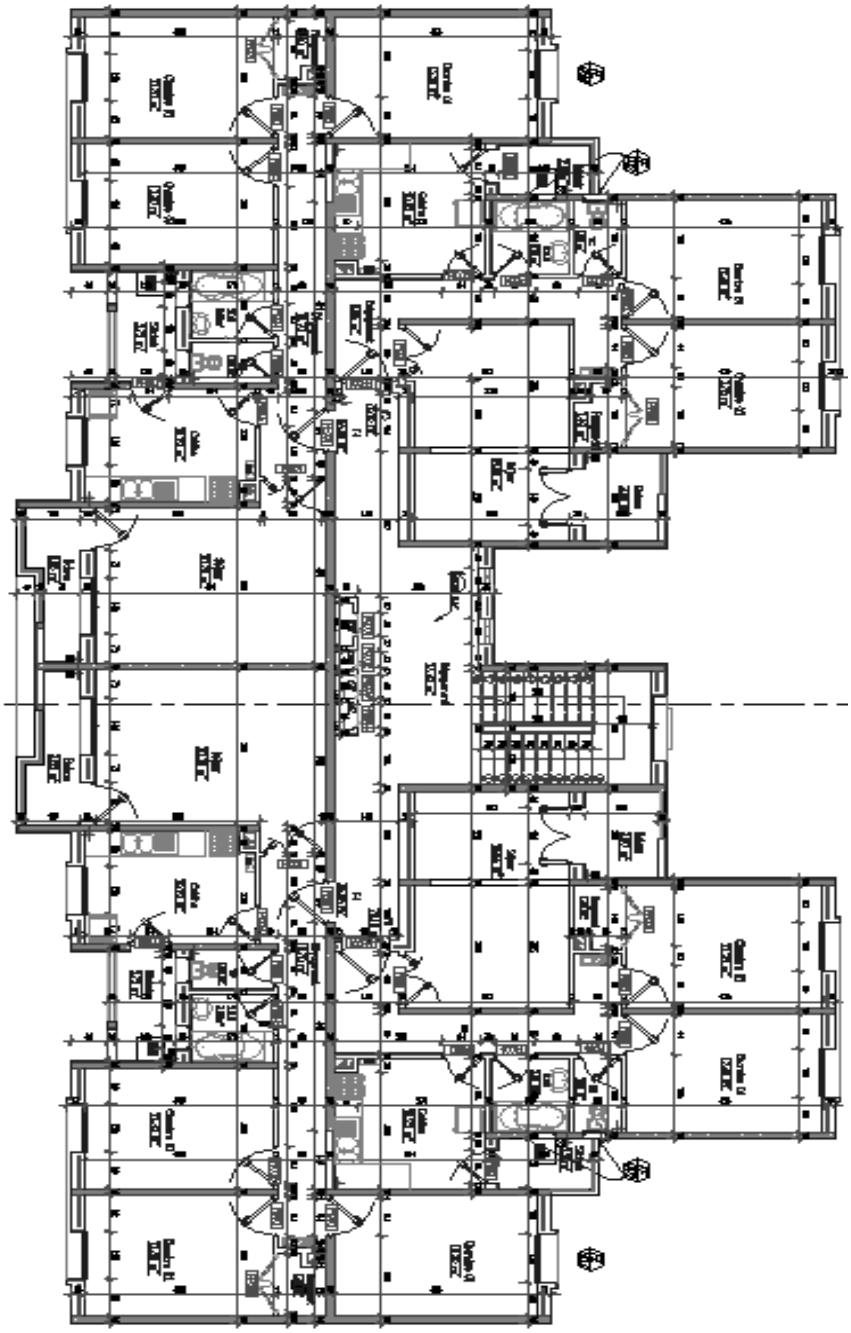


Figure I.9. Plan 2ème jusqu'à 7ème étage

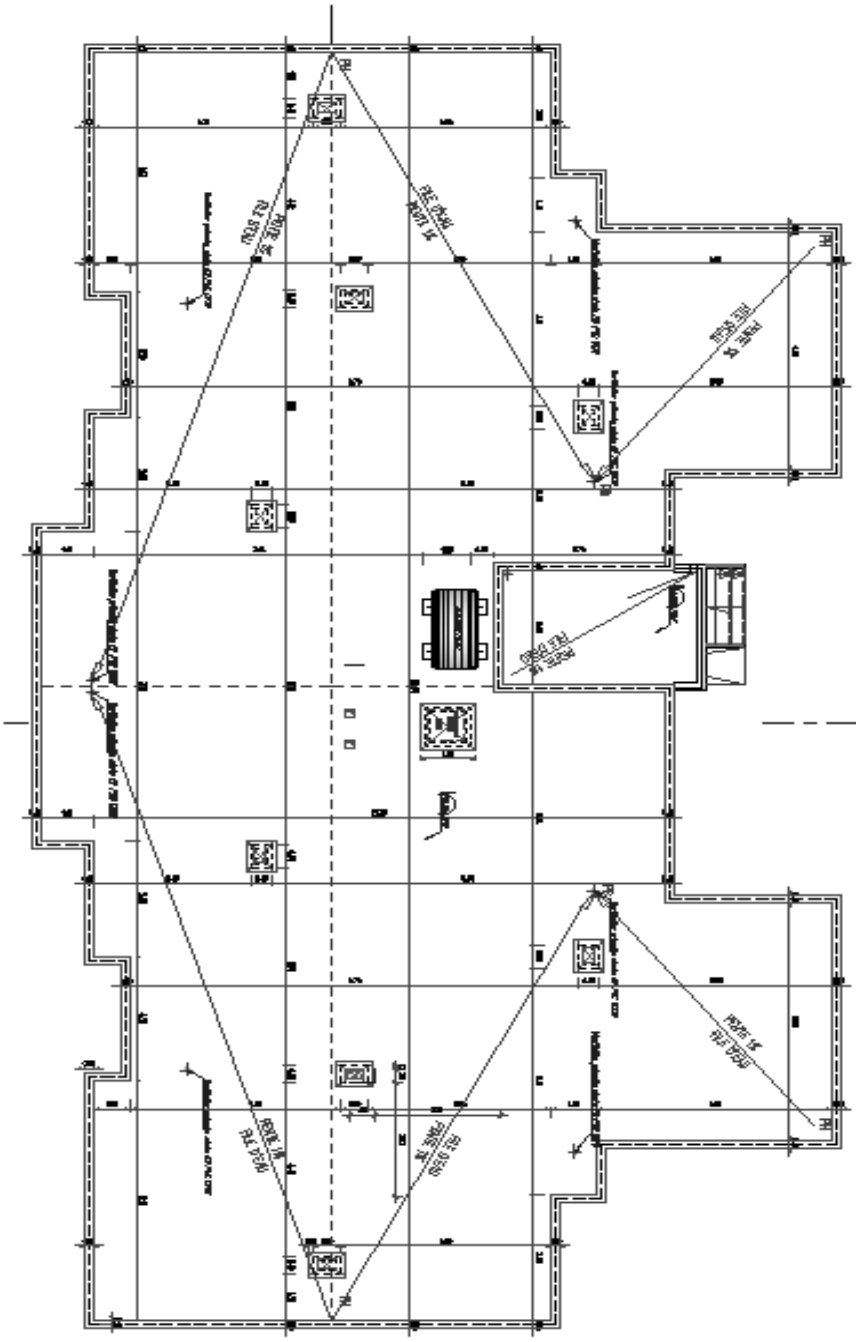


Figure I.10. Plan de la terrasse

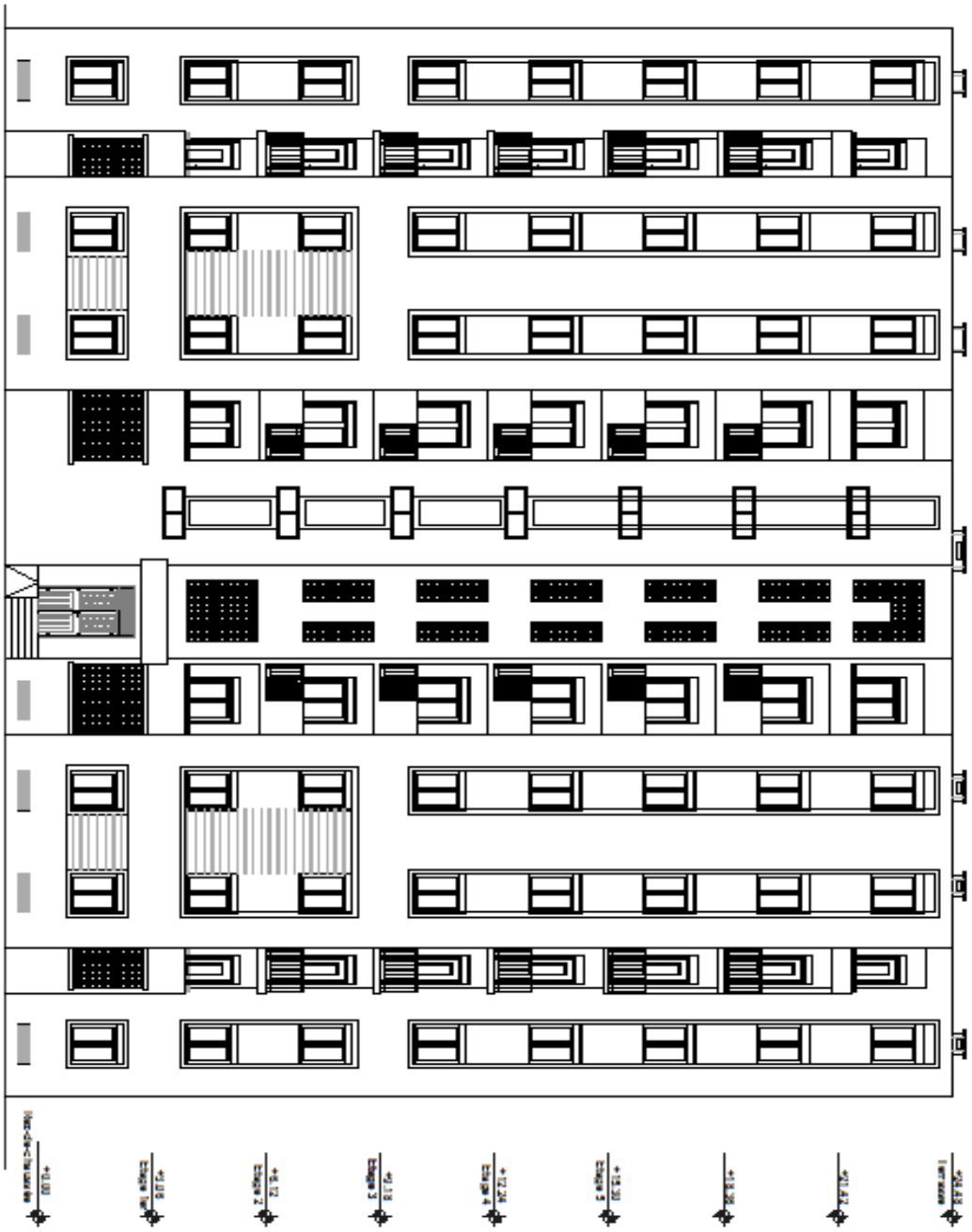


Figure I.11. Plan de la façade principale

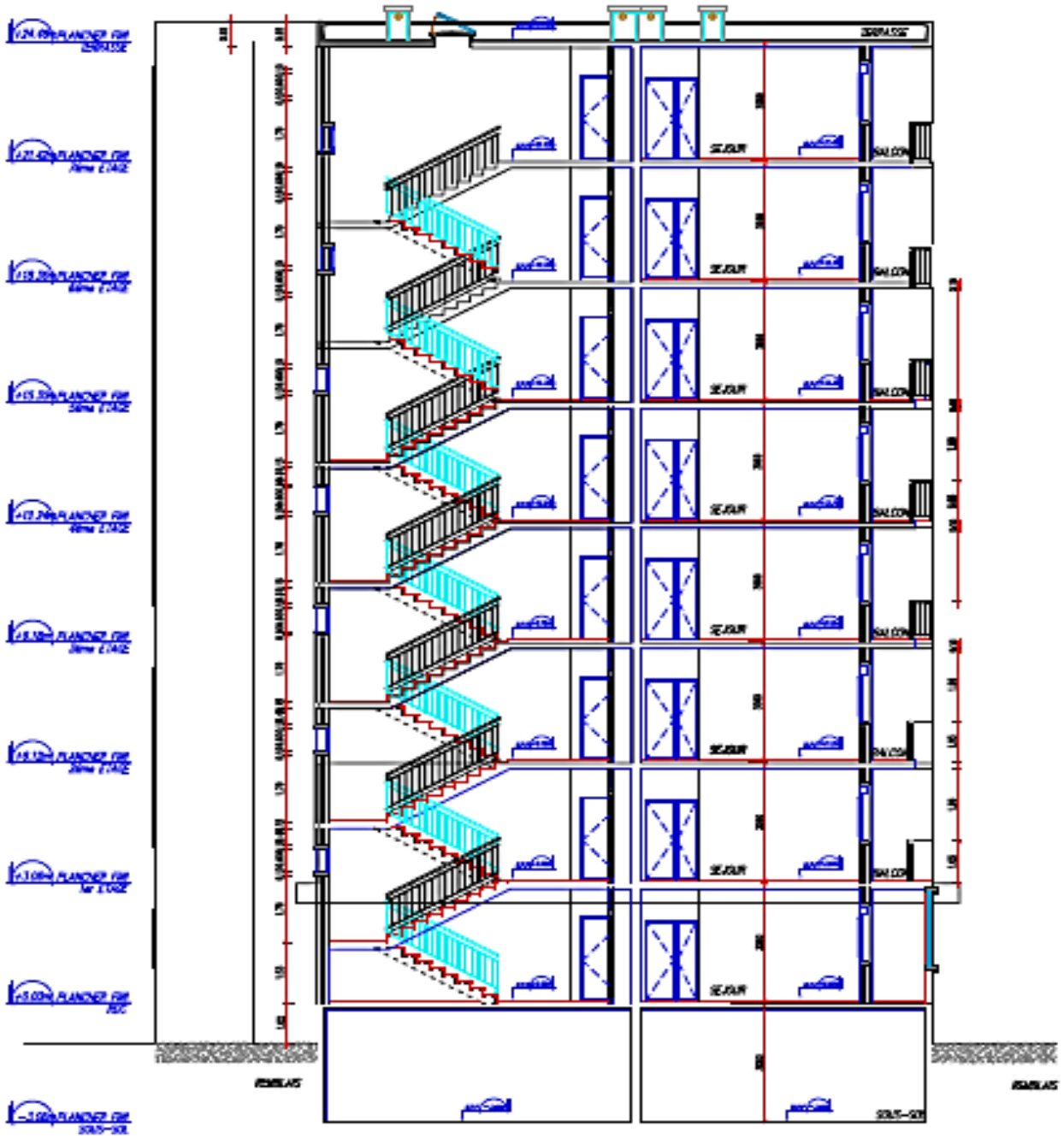


Figure I.12. Plan de la coupe

CHAPITRE II

PRESENTATION DE LA TECHNIQUE COFFRAGE TUNNEL

II.1.Introduction

Historiquement le coffrage a connu une évolution très importante. Il est apparu sous sa forme la plus traditionnelle dès que le béton armé a été utilisé dans la construction. Il fallait en effet pouvoir couler le béton dans un ouvrage temporaire susceptible de lui donner forme tout en assurant sa stabilité et conçu de manière à demeurer indéformable jusqu'au moment du décoffrage. Les conditions de production ont changé fondamentalement au cours des années sous la pression du cout croissant de la main-d'œuvre, des exigences de rentabilité mais aussi de sécurité sur le chantier incitant les fabricants à produire de nouveaux matériaux et à investir dans la conception et la fabrication de matériels performants et faciles à mettre en œuvre.

Le coffrage tunnel est l'un des types de coffrage qui sera utilisé dans notre projet. Qu'est-ce qu'un coffrage tunnel ?

II.2. Le coffrage tunnel

II.2.1.Description [6]

Les coffrages tunnels sont des moules métalliques, Ils sont constitués essentiellement de deux panneaux verticaux reliés à leur partie supérieure par un panneau horizontal. Ils peuvent être monoblocs ou composés de deux demi-coquilles que l'on assemble rigidement entre elles par verrouillage au moment du réglage et du bétonnage. La stabilité de chaque demi-coquille prise séparément est assurée par une béquille articulée.

II.2.2.Fonctionnement [6]

Le système de coffrage tunnel est un système de coffrage en acier assurant le coulage relié au fondement de coulage quotidienne avec le béton voile et le béton de plancher dans les bâtiments (Figure II.1). Grace à ce système, les mains d'œuvre se réduisent et la durée de construction est beaucoup plus courte et économique par rapport aux constructions aves les méthodes conventionnelles. Le système de coffrage du tunnel assure une grande économie dans les travaux fins et les travaux d'installation des bâtiments grâce à la qualité, la facilité et la précision dimensionnelle nécessités en construction béton armée. Il permet l'obtention de surface de béton de très haute qualité grâce à sa technologie de surface en acier. Les bâtiments réalises avec le système de coffrage de tunnel sont les structures en béton armée les plus Résistantes face

aux tremblements de terre, diminuant intensivement les risques d'effondrement et réduisant au minimum les erreurs dans la construction.

La plus grande caractéristique du système de coffrage de tunnel est qu'il assure la possibilité de coulage quotidienne de béton et un rendement élève dans le terrain grâce a la répétition comme un ordre en usine des mêmes travaux chaque jour en transformant la construction de bâtiment en une structure semblable de ligne de production industrielle.



Figure II.1. Schéma du système coffrage tunnel

II.3.Domaine d'application [6]

- Le coffrage tunnel convient bien pour exécuter des bâtiments très répétitifs, notamment si ce sont des bâtiments en bande à refends porteurs, généralement à usage d'habitation.
- Il convient aussi pour réaliser des tours, mais l'organisation du chantier est plus difficile.

II.4.Les avantages et les inconvénients du coffrage tunnel [6]

➢ **Avantage**

- C'est un système qui permet de réduire les délais de réalisation en offrent une vitesse d'exécution assez rapide.
- Il offre une qualité de mise en œuvre selon les règles de l'art.
- Il permet d'obtenir des structures plus adaptées aux séismes
- Facilité de reproduction et d'exécution des structures répétitives d'un même projet.
- Il garantit la sécurité des ouvriers par l'emploi de passerelles et filet de sécurité.

➢ **Inconvénients**

- Ce système ne permet pas d'avoir de grand espace habitable au niveau de chaque logement.
- Il ne permet pas d'effectuer des modifications ou transformations par le propriétaire du logement après la fin des travaux.
- Ce système ne permet pas de changer la disposition des voiles après la conception architecturale.
- Ce système n'offre pas beaucoup de perspective architecturale ou esthétique.
- Le coffrage tunnel demande des moyens matériels considérables et un personnel qualifié et spécialisé.

II.5.Les accessoires de coffrage tunnel [6]

➢ **Demi-coquille**

Le coffrage Tunnel est composé de :

1-2 Des demi-coquilles (un panneau vertical et un panneau horizontal) qui s'assemblent pour constituer un tunnel. 3 Des contrefiches articulées relient panneaux horizontal et vertical. Elles permettent le réglage de la planéité de la dalle et facilitent les opérations de décoffrage. Le panneau vertical est équipé de dispositifs de réglage de translation 4 et d'une triangulation de stabilité avec roulette 5. Le panneau horizontal peut recevoir des bandes additionnelles 6 permettant une multitude de solutions dimensionnelles, d'où un grand nombre de réemplois sur des opérations différentes. Un panneau de fond 7 peut équiper les demi-coquilles pour couler un mur de contreventement en même temps que les voiles et la dalle. Son originalité est marquée par la disposition horizontale des poutres de panneaux, ceci permet de multiples décalages horizontaux.



Figure II.2. Assemblage de deux demi-coquilles



Figure II.3.ensemble roulette de translation et vérin de lise à niveau



Figure II.4. Roulette de triangulation et vérin de mise à l'aplimb



Figure II.5. Contrefiche articulée facilitant le décoffrage



Figure II.6. Bande additionnelle.

Les panneaux horizontaux sont reliés entre eux par des verrous de clés pour former un tunnel complet. La liaison des tunnels entre eux se fait par des tiges à œil (Figure II.8)

Coffrage d'amorce pour positionner le voile supérieur avec précision, le coffrage d'amorce est mis en place sur les demi-coquilles avant bétonnage (Figure II.7). L'amorce est réalisée en même temps que la dalle.



Figure II.7. Coffrage d'amorce du voile supérieur

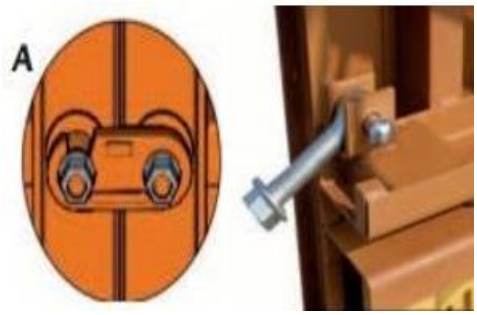


Figure II.8. Tige de liaison entre panneaux

- **Les rives de dalles et abouts de voile**

Les rives de dalles et abouts de voile sont ajustés à la longueur des voiles et des dalles. Ils sont solidaires du coffrage pendant toutes les manutentions (Figure II.9)



Figure II.9. Abouts de voile

- **Cadre de réservation**

A chaque rotation, des cadres pour portes, Fenêtres, trémies sont mis en place. Le positionnement et la fixation de ces réservations Sont repérés sur les coffrages. (Figure II.10)



Figure II.10. Cadre de réservation

- **Passerelle de décoffrage**

L'utilisation du coffrage tunnel exige tout autour du chantier un ensemble de passerelles de décoffrage ou de service. De la profondeur d'au moins d'une demi coquille, elles sont installées en bordure de façade par des grues, leur fonction principale est de dégager les demi-coquilles après décoffrage, de soutenir les dalles prématurément décoffré (de l'ordre de 4 à 5 jour) tout en assure la sécurité du personnel.

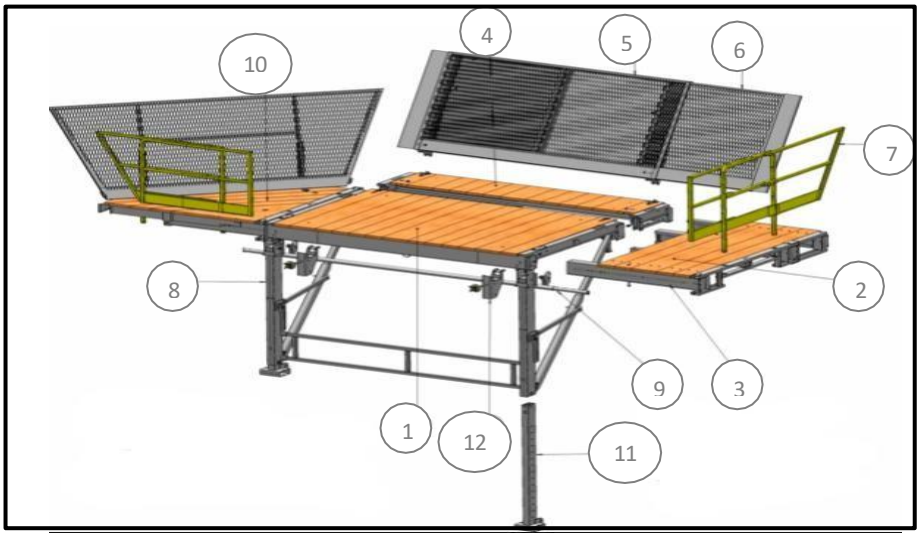


Figure II.11. Schéma de passerelle de décoffrage

1. Plateforme de travail ;
2. Extension longitudinale ;
3. Rallonge d'ossature ;
4. Extension arrière de platelage ;
5. Protection longitudinale en auvent ;
6. Extension de protection longitudinale ;
7. Protection d'extrémité ;
8. Montant ;
9. Dispositif de verrouillage ;
10. Extension d'angle ;
11. Extension de montant ;
12. Support.

➢ **Espaceurs de coffrage**

- Les Cônes d'entretoise

Ces espaceurs récupérables ont deux fonctions, ils maintiennent l'espacement de coffrage et servent de passage pour tout type de tige filetée.



Figure II. 12. Cônes d'entretoise.

➢ **Les talonnettes de banches**

Ces talonnettes ont pour positionner les banches. Se cloue sur le plancher, permettent de maintenir et caler le coffrage. Fabriquée entièrement en plastique. Très rigide et très solide.



Figure II.13. Les talonnettes de banches

➢ **Les écarteurs de coffrage**

Les écarteurs permettent de garantir le respect de l'enrobage des armatures dans un élément en béton armé, que ce soit pendant le ferraillage, le coffrage ou le bétonnage.

En effet, lors de l'élaboration d'un ouvrage en béton, on demande une position précise des armatures:

- Les écarteurs de nappes d'armature (L = 2 m)

Chaise ZigZag continue garantissant l'écartement entre deux treillis d'armatures horizontaux (dalle) ou verticaux (voile).

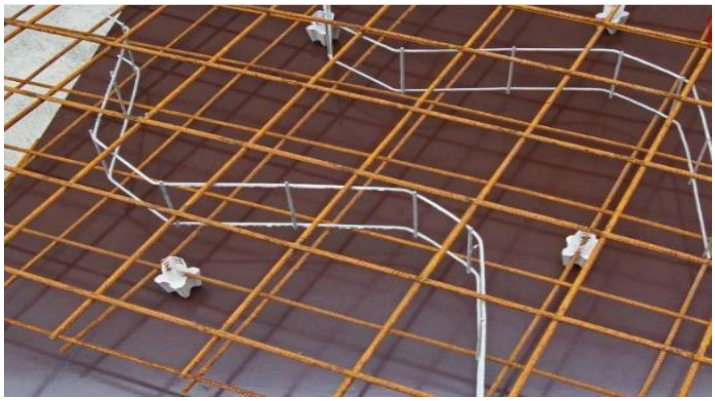


Figure II.14. Les écarteurs de nappes d'armature

- Ecarteurs pour armatures verticales.

Ecarteur ponctuel garantissant l'enrobage et l'entre distance des armatures placées verticalement.



Figure II. 15. Ecarteurs pour armatures verticales

- **Les sabots de coffrage**

Ils servent à maintenir les planches de coffrage lors du coulage d'une dalle en béton.



Figure II.16. Les sabots de coffrage.

- **Les tiges de coffrage**

Elles traversent les banches, la longueur standard de la tige de coffrage filetée est de 6 ml, Elles sont utilisées pour resserrer le coffrage à l'aide d'écrous, de platines d'appui et de clés de coffrage.



Figure II. 17. Les tiges de coffrage

- **Les aimants de mannequin**

Ils servent à fixer les mannequins de portes et fenêtres ou autres éléments métalliques du coffrage.

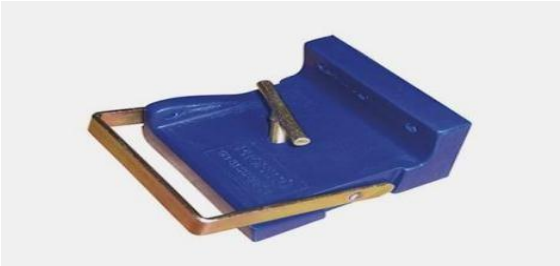


Figure II.18. Les aimants de mannequin

II.6- Etapes d'exécutions [6]

Dans cette partie en va faire l'analyse étape par étape afin de mieux comprendre les procédés du coffrage tunnel :

- **1 er étape**

La première étape sert à la mise en œuvre des fondations (radier général), l'installation de coffrage spécial pour couler les amorces de voiles, appelé aussi talonnettes, elles servent de repère pour aligner les demi coquille sur un même niveau.



Figure II.19. Mise en œuvre des fondations (radier général)

- **2 ème étape**

Apres le coulage des talonnettes achevé, commence le ferraillage des voiles (la disposition des treillis soudé ainsi que les différentes armatures de renforcement).

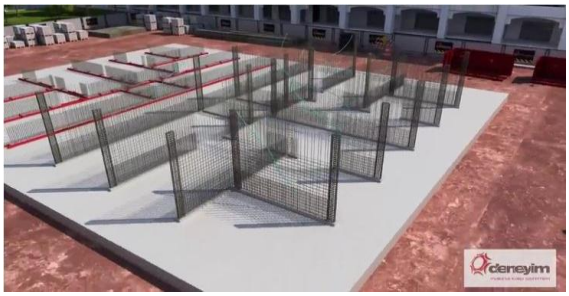


Figure II.20. Ferraillage des voiles

Remarque

Les talonnettes seront marquées par un trait appelé « trait de niveau », de telles façons que lors du positionnement des demi-coquilles, leurs bases viennent s'y affleurer pour obtenir un niveau unique pour tous les coffrages.

- **3 ème étape**

La mise en place des demi-coquilles face à face sur toute la longueur de la surface à construire et constituer des chambres de coffrage, cette opération délicate nécessite l'emploi de grue, mobile ou fixe, et demande patience, précision ainsi qu'une bonne coordination entre le grutier et le chef de groupe.

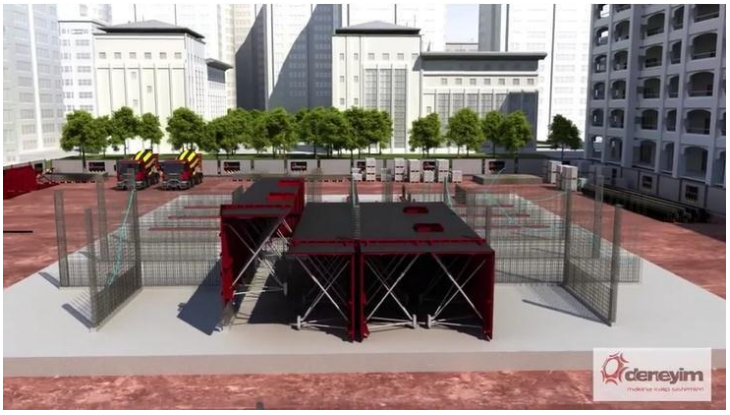


Figure II.21. La mise en place des demi-coquilles

Mise en place des divers réserves (porte, fenêtre, équipement électriques) sur les parois verticales qui seront soit découper dans les murs, soit noyer sur son épaisseur. Disposition des connes d'entretoise sur les parois verticales, elles sont faites en plastique et permettent de protéger les tiges de solidarisation de deux demi-coquilles opposées (dos à dos) lors du coulage de béton.



Figure II.22. Mise en place des divers réserves

- **4 ème étape**

Apre le positionnement du demi-coquille face à face, le réglage du niveau de la chambre jouent sur le dévissage du vérin a vice en bas du coffrage tout en respectant les trais de niveau Réglage de l'horizontalité et la verticalité des demis coquilles pour pouvoir les biens solidarisés.

- **5 ème étape**

En verrouillant les crochets métalliques et en les bloquant à l'aide de boulons conique pour solidariser les deux demi coquilles derniers réglages du niveau, de la verticalité et de l'horizontalité d'une chambre.

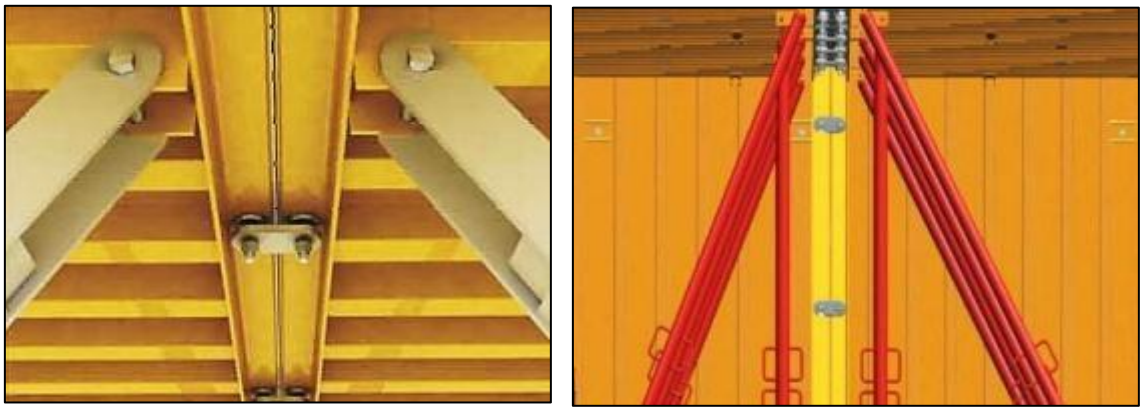


Figure II.23. Solidarisé les deux demi coquilles

- **6 ème étape**

Mise en place de la 3ème demi coquille au dos de la 1er demi coquille. Régalage de la 3éme demi-coquille au même niveau que le 1er et les solidarisées à l'aide d'entretoises ou de tirants avec écrous spéciale.

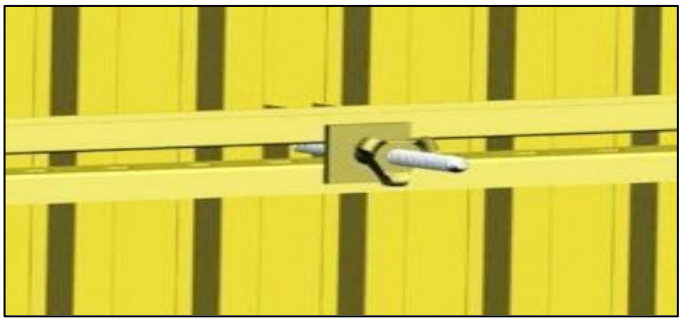


Figure II.24. Mise en place de la 3ème demi coquille

- **7éme étape**

Mise en place des banches pignon. Mise en place du ferraillage des dalles au-dessus des chambres de coffrage et prévoir d'éventuelles réservations (tuyau d'évacuation, cage d'ascenseur, équipement électriques).



Figure II.25. Coulage du béton de plancher

Coulage du béton de plancher et des voiles en même temps. Il est impératif de bien vibrer le béton coulé et de descendre le vibreur jusqu'à la base des voiles en cours de coulage.



Figure II.26. Mise en place du ferraillage des dalles et Coulage du béton de plancher et des voiles

- **8éme étape**

Une fois la prise et le durcissement du béton atteint, le décoffrage peut commencer en utilisant le triangle de levage lié par des câbles à une grue.



Figure II.27. Le décoffrage

Après le décoffrage des voiles et des dalles, nous passerons au second niveau, mais avant cela nous devant penser à étailler les dalle prématurément décoffré (4 à 5 jours) pour permettre aux ouvriers de procéder au ferraillage des voiles du second niveau, par conséquence la mise en place des passerelles de sécurité est indispensable pour la suite des travaux.

Les passerelles seront donc introduites sur les chambres (couler) du 1er niveau, la suite des travaux sera une réitération des étapes précédentes.

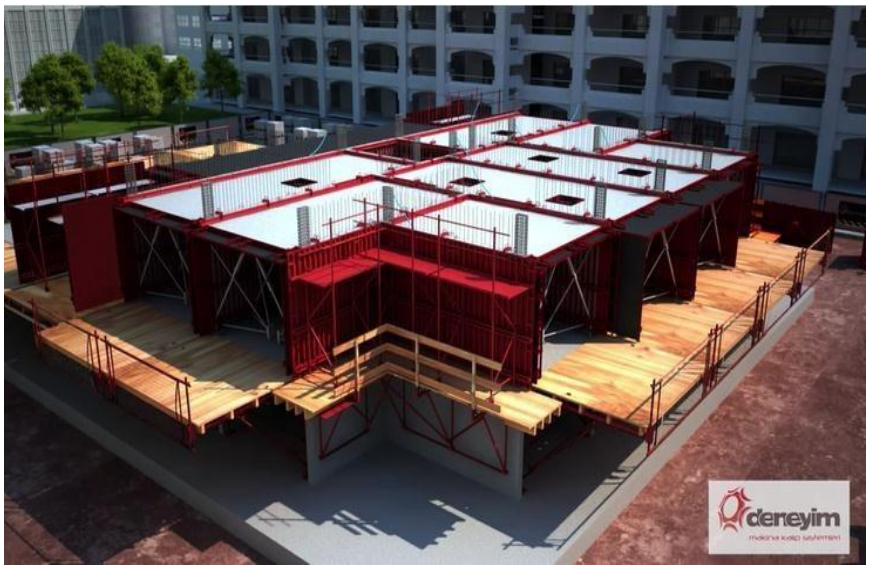


Figure II.28. La mise en place des passerelles de sécurité

Quelques exemples de la mise en œuvre de la technique de coffrage tunnel sur chantier



Figure II.29. Exemple des bâtiments réalisés en coffrage tunnel

CHAPITRE III

PRE DIMENSSIONNEMENT DES ELEMNTS STRUCTURAUX

III.1.Introduction

Dans n'importe quel projet, le pré dimensionnement est considéré comme étant une étape fondamentale qui consiste à estimer les dimensions des différents éléments structuraux de la construction afin de passer aux calculs.

III.2.Pré dimensionnement de la dalle

III.2.1.Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres.

Les dalles pleines sur appuis continus peuvent porter dans deux directions ou bien dans une seule.

Soit : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

Les portées x et y d'un « panneau » de dalle sont mesurées entre les nus des appuis Si :

- $0{,}40 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ La dalle est considéré comme portante dans deux directions.
- $\alpha \leq 0{,}40 \Rightarrow$ La dalle est considéré comme portante uniquement dans le sens de sa petite portée.

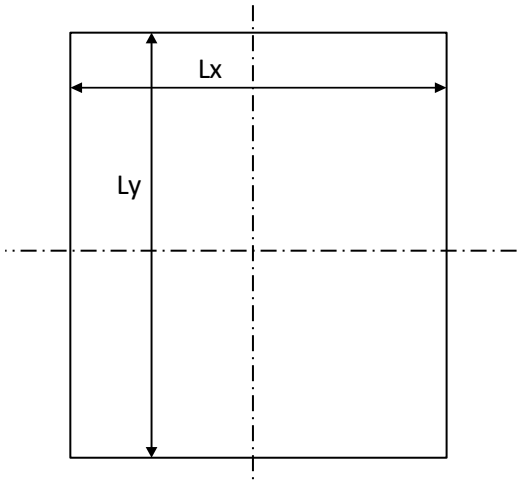


Figure III.1.Démentions d'une dalle pleine

Avec en générale :

L_x: La petite dimension du panneau de dalle

L_y: La grande dimension du panneau de dalle

III.2.2. Calcule l'épaisseur

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de la résistance. On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis

$$\frac{L_y}{45} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40}$$

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq h_d \leq \frac{L_x}{30}$$

- h_d: épaisseur de la dalle.
- L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

La valeur «e» doit également permettre de satisfaire aux conditions relatives a :

1. La résistance à l'incendie.
2. L'isolation phonique.
3. La sollicitation d'effort tranchant [4] ►►Art [A.5.2] ◄◄.

• Pour le cas de notre structure, on a : L = 6.95 m.

➢ Critère de résistance $\frac{695}{45} \leq h_d \leq \frac{695}{40} \Rightarrow 15.44\ \text{m} \leq h_d \leq 17.38\ \text{m}$

• Condition de résistance à l'incendie :

➢ h_d= 7 cm pour une heure de coupe-feu.

➢ h_d= 11cm pour deux heures de coupe-feu.

➢ h_d= 17,5 cm pour quatre heures de coupe-feu.

• Condition d'isolation acoustique : $h_d \geq 15$ cm.

Conclusion

Pour la dalle pleine on adoptera : $h_d = \mathbf{17\ cm}$

III.3.Evaluation des charges [3]

III.3.1.Les charges permanentes

III.3.1.1.Plancher terrasse inaccessible

Tableau III.1.charge permanentes du plancher terrasse

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Protection d'étanchéité au gravillon	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.12	22	2.64
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Dalle pleine en béton armée	0.17	25	4.25
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Total	**G= 8.17** kN/m^2			

III.3.1.2.Plancher étage courant

Tableau III.2. Charge permanentes du plancher étage courant et RDC

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine en béton armée	0.17	25	4.25
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de distribution	0.10	/	0.10
Total	**G= 5.89** kN/m^2			

III.3.1.3.Maçonnerie

- **Murs intérieurs (simple cloison)**

Tableau III.3. Charge permanente des murs intérieurs

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	90	0.90
3	Enduit en ciment	0.30	18	0.36
Total	**G= 1.62** kN/m^2			

- **Murs extérieurs (double cloison)**

Tableau III.4. Charge permanente des murs extérieurs

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Total	**G= 2.52** kN/m^2			

III.3.2.Les charges exploitations

Surcharges qui varient fréquemment dans le temps, celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Il faut rappeler que notre ouvrage est bâtiment à usage d'habitation.

- Planchers terrasse (inaccessible) : Q = 1 kN/m^2
- Planchers étage courant (niveau 01⇒ 07) : Q = 1.5 kN/m^2
- Plancher RDC : Q = 1.5 kN/m^2
- Sous-sol : Q = 1.5 kN/m^2

III.3.3.Calcul les sollicitations

- **Planchers terrasse (inaccessible)**

Combinaison fondamentale

ELU : q_u =1.35 G + 1,5 Q = 1.35x8.17+ 1.5x1=12.53 $\boldsymbol{kN/m^2}$

ELS: q_s =G + Q = 8.17+1 =9.17 $\boldsymbol{kN/m^2}$

- **Planchers étage courant**

Combinaison fondamentale

ELU : q_u=1.35 G + 1.5 Q = 1,35x5.89+ 1,5x1.50=10.20 $\boldsymbol{kN/m^2}$

ELS: q_s =G + Q = 5.81+1.5 =7.39 $\boldsymbol{kN/m^2}$

Tableau III.5. Les sollicitations à L'ELU et à L'ELS dans les déférents planchers

Charge / Etage	Destination	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	E L U (kN/m^2)	E L S (kN/m^2)
Plancher terrasse	Terrasse inaccessible	8.17	1	12.53	9.17
L'étage	Habitation	5,89	1,5	10.20	7.39

III.4. Pré-dimensionnement des voiles

III.4.1. Voile porteur et de contreventement

D'après le RPA99 /2003, c'est un élément porteur rigide en béton- armé destiné à transmettre les charges latérales aux fondations.

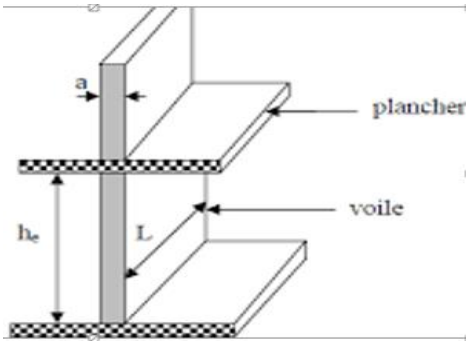


Figure III.2.coupe de voile en élévation

Dans le cas de notre structure (constitué uniquement de voiles), il est l'unique élément de transmissions des charges vers les fondations.

Selon l'article 7.7.1 du RPA993/200, l'épaisseur minimale d'un voile doit être de 15 cm, d'un autre coté elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage $h_e$et des conditions de rigidité aux extrémités, soit :

$\rightarrow L \geq 4a$

$\rightarrow a \geq \frac{h_e}{20}$

Avec :

- **L** : largeur du voile correspondant à la portée minimale
- **a**: épaisseur du voile.
- h_e: hauteur libre d'étage.

$a \geq \frac{289}{20} \quad a \geq 14.45\ cm$

Donc on choisira : $\boldsymbol{a = 15\ cm}$

III.5. Conclusion

A la fin de ce chapitre, et suivant les règles prescrites si dessue, on a abouti aux résultats suivants :

L'épaisseur de la dalle pleine est 17 cm et l'épaisseur du voile est 15 cm.

CHAPITRE IV

ETUDE DES PLANCHERS

IV.1. Introduction

Un plancher c'est une surface horizontale séparant deux niveaux successifs dans une construction les surcharges de fonctionnement du bâtiment, il a d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique, à la sécurité protection incendie et à l'esthétique, sans oublier le rôle technique de support de canalisations réseaux divers.

Sa fonction principale consiste à :

➢ Supporter les charges (poids des structures et actions permanentes) et les surcharges (actions variables et accidentelles) et les transmettre aux éléments porteurs à savoir les murs et les poteaux.

➢ Transmettre des efforts horizontaux aux éléments de contreventement (diaphragme) : Les planchers peuvent être constitués d'un ou de plusieurs éléments suivants :

- Dalle.
- Nervures ou poutrelles.
- Poutres.
- Linteaux.

Il existe plusieurs types de planchers, les plus courants sont :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.
- A noté que notre ouvrage comporte que des planchers à dalle pleine.

IV.2. Principe de calcul

Une dalle pleine est une plaque horizontale porteuse en béton armé, d'épaisseur 8 à 16 cm. Elle est appuyée par 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des murs ou des voiles.

Pour le calcul, on utilisera la méthode forfaitaire, cette méthode s'applique aux dalles rectangulaires en continuité, totalement ou partiellement encastrées, soumises à un chargement quelconque, en respectant la de fermeture des moments à $1.25M_0$ dans les deux directions :

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

M_t : Moment en travée.

M_w et M_e : valeurs absolues pour les moments d'appui de gauche et de droite.

M_x : Moment pour une dalle simplement appuyée.

Cette règle permet de simplifier considérablement les calculs en évitant, pour les dalles appartenant à un maillage de rectangle, un calcul bidimensionnel fastidieux de rectangles chargés et déchargés.

En effet, la sécurité à la rupture de la dalle pourra être assurée par une redistribution des moments entre moments sur appuis et moments en travée. La marge de $0,25M_0$ permet de réduire la fissuration qui serait dû à une insuffisance d'acier sur appui ou en travée par rapport à la solution obtenue par un calcul exact (programme aux éléments finis par exemple).

IV.3. Hypothèses de calcul

Les dalles sont calculées panneau par panneau suivant le rapport $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

On distingue deux cas :

IV.3.1. Dalle portant dans un seul sens

Appelé aussi dalle sur deux appuis, elle porte dans un seul sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées :

Le rapport : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$

La charge est uniformément chargée.

Pour la détermination des moments fléchissant d'une dalle continue et lorsqu'il s'agit d'un plancher a charge d'exploitation modérée et considéré semi-encastré au niveau des appuis de rive, on a alors:

Moment en travée : $M_t \begin{cases} 0.75M_0 \\ 0.70M_0 \end{cases}$

Moment en appuis : $M_a \begin{cases} 0.40M_0 \\ 0.60M_0 \end{cases}$ avec $M_0 \frac{ql^2}{8}$

IV.3.2. Dalle portant dans deux directions

Dite dalle sur quatre appuis, elle porte dans deux directions, lorsque les deux conditions sont vérifiées :

- Le rapport : $0.4 \leq \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$
- La charge est uniformément chargée.

  Ou la dalle est soumise à une charge concentrée.

Remarque

D'après l'article (A.8.2, 32) du BAEL 91modif 99, Les dalles rectangulaires encastrées (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion à partir des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour. Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de 15% et 25% selon la condition d'encastrement ce qui conduit à un moment en travée Mt de, respectivement, $0,85M_0$ et $0,75M_0$. Les moments d'encastrement seront dans ces conditions au moins de 40% .

Et 50% des moments maximaux évalués dans l'hypothèse d'articulation.

Dans le cas d'une dalle portant sur deux directions et reposant librement sur son pourtour, les moments fléchissant en travée (M_x x et M_y) doivent être affectés d'un coefficient réducteur noté μ_x et μ_y déterminé en fonction de (α;ν)

$$\begin{cases} M_x = \mu_x . q . L_x^2 \ \text{(suivant le sens de } L_x) \\ M_y = \mu_y . M_x \ \text{(suivant le sens de } L_y) \end{cases}$$ [4] Annexe E.3

ν : coefficient de poisson

ν = 0,2 (pour un béton non fissuré a l'ELS)

ν = 0 (pour un béton fissuré a l'ELU).

IV.4.Calcul de l'enrobage

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L 91).

$$\begin{cases} \emptyset_{max} \leq \frac{h_d}{10} \ \textbf{avec } h_d = 17 \text{ cm} \rightarrow \emptyset_{max} \leq \frac{17}{10} = 1.7 \text{ cm} = 17 \text{ mm} \\ \text{On prendra dans notre calcul : } \emptyset = 10 \text{ mm} \end{cases}$$

La distance entre la circonférence de l'armature et la paroi extérieure de la dalle est :

• pour un plancher exposé aux intempéries : a = 2 cm.

• pour un plancher non exposé aux intempéries : a = 1 cm.

Notre dalle étant non exposé aux intempéries, donc l'ensemble des armatures de la nappe inférieur serons placées à 1 cm de la paroi (a = 1 cm).

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\emptyset}{2} \rightarrow C_x = (10 + 5\ ) = \quad 15 \text{ mm} \\ C_y = a + \frac{\emptyset}{2} \rightarrow C_y = 10 + 5 + 10 = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

IV.4.1.Les hauteurs utiles

$$\begin{cases} d_x = h_d - C_x = 17 - 1.5 = 15.5 \text{ cm} \\ d_y = h_d - C_y = 17 - 2.5 = 14.5 \text{ cm} \end{cases}$$

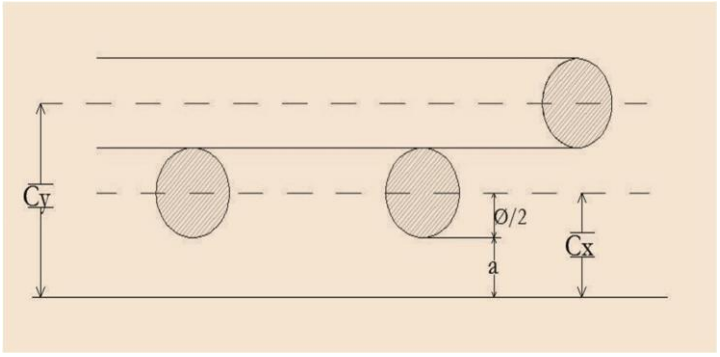


Figure IV.1. Enrobage

IV.5.Les conditions d'appuis

Si le panneau de dalle fait partie d'un hourdis continu ou s'il existe un semi-encastrement aux appuis, on calculera les moments $M_x$et M_y par les coefficients suivants :

IV.5. 1.Panneau considéré continu au-delà de ses appuis

Suivant le sens (x) :

$\mathbf{M_{tx} = 0.75M_x}$(En travée)

$\mathbf{M_{ax} = -0.50M_x}$(En appuis)

Suivant le sens (y) :

$\mathbf{M_{ty} = 0.75M_y}$(En travée)

$\mathbf{M_{ay} = -0.50M_y}$(En appuis)

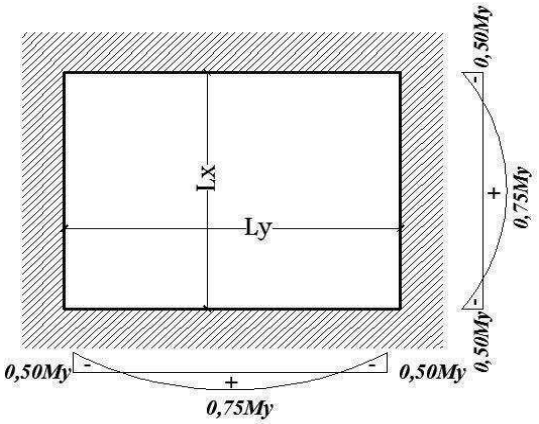


Figure IV.2. Schéma d'un panneau continu Au-delà de ses appuis

IV.5.2.Panneau de rive dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel

- Suivant le sens (x) :

$\mathbf{M_{tx} = 0.75M_x}$(en travée)

$\mathbf{M_{ax} = 0.30M_x}$(en appuie de rive)

$\mathbf{M_{ax} = -0.5M_x}$(En appuie intermédiaire)

- Suivant le sens (y) :

$\mathbf{M_{ty} = 0.85M_y}$(En travée)

$\mathbf{M_{ay} = -0.30M_y}$(en appuie de rive)

$\mathbf{M_{ay} = -0.50M_y}$(En appuis intermédiaire)

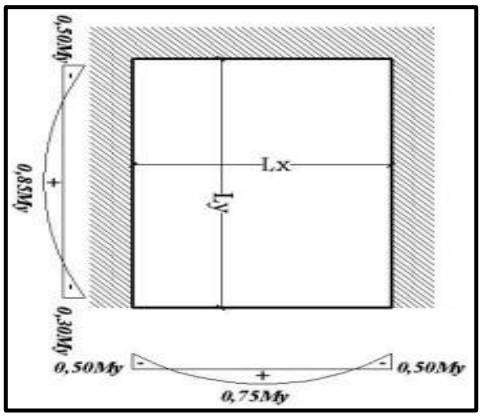


Figure IV.3.Schéma des panneaux de rive

IV.6. Distribution des panneaux de dalle sur le plan

Le panneau le plus sollicité c'est en rouge :

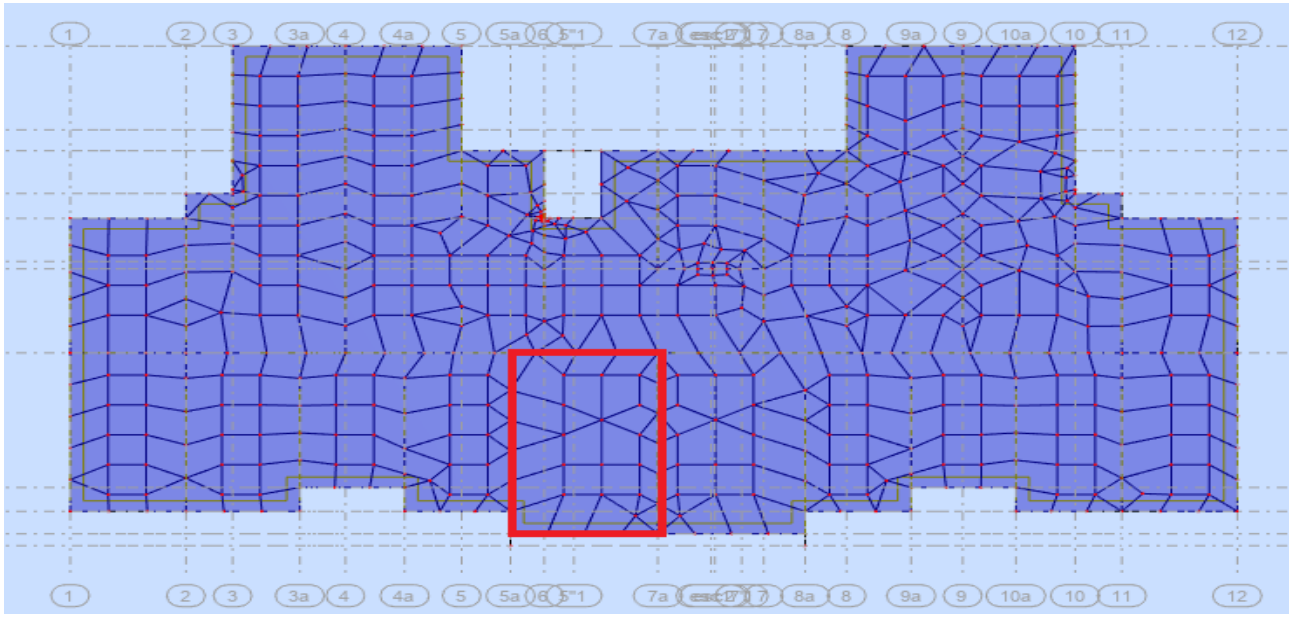


Figure IV.4. Distribution du panneau le plus sollicité

IV.7.Calcul des sollicitations

IV.7.1.Combinaisons fondamentales

Tableau IV.1.Calcul des sollicitations

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	ELU (kN/m²)	ELS (kN/m²)
Planchers terrasse	8.17	1	12.53	9.17
Planchers étage courant	5.89	1.5	10.2	7.39

IV.7.2. Calcul des moments fléchissant

⇨Panneau de dalle portant sur deux directions

IV.7.2.1.Pour le plancher terrasse

$$L_x = 3.95\ \text{m et}\ L_y = 6.15\ \text{m} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.64 \Rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1$$

Tableau IV.2. Les moments pour le plancher terrasse

Moment (kN.m)	ELU	ELS
μ_X	0.0765	0.0819
μ_Y	0.3472	0.5117
M_x	14.956	11.718
M_y	5.193	5.9961
M_{tx}	11.217	8.7885
M_{ty}	4.414	5.0967
M_{agx}	7.478	5.859
M_{adx}	7.478	5.859
M_{ay}	2.597	2.998
M_{arx}	7.478	5.859
M_{ary}	1.5579	1.7988

IV.7.2.2.Pour le Plancher des étages courants

$$L_x = 3.95\ \text{m et}\ L_y = 6.15\ \text{m} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.64 \Rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1$$

Tableau IV.3. Les moments pour le plancher des étages courants

Moment (kN.m)	ELU	ELS
μ_X	0.0765	0.0819
μ_Y	0.3472	0.5117
M_x	12.175	9.443
M_y	4.227	4.832
M_{tx}	9.13	7.082
M_{ty}	3.593	4.107
M_{agx}	6.088	4.722
M_{adx}	6.088	4.722
M_{ay}	2.114	2.416
M_{arx}	6.088	4.722
M_{ary}	1.268	1.4496

IV.7.2.3.Pour le Plancher du 1er étage

$L_x = 2.95\ m$ et $L_y = 7.85\ m \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.4 \Rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1$

Tableau IV.4. Les moments pour le Plancher du 1er étage

Moment (kN.m)	ELU	ELS
μ_X	0.1101	0.1121
μ_Y	0.25	0.2854
M_x	9.773	7.21
M_y	2.44	2.058
M_{tx}	7.93	5.4075
M_{ty}	2.074	1.75
M_{agx}	4.8865	3.605
M_{adx}	4.8865	3.605
M_{ay}	1.22	1.029
M_{arx}	4.8865	3.605
M_{ary}	0.732	0.617

IV.7.2.4.Pour le Plancher du RDC

$L_x = 2.95\ m$ et $L_y = 7.05\ m \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.42 \Rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1$

Tableau IV.5. Les moments pour le Plancher du RDC

Moment (kN.m)	ELU	ELS
μ_X	0.1075	0.1098
μ_Y	0.25	0.3
M_x	9.54	7.061
M_y	2.385	2.118
M_{tx}	7.155	5.296
M_{ty}	2.027	1.8
M_{agx}	4.77	3.531
M_{adx}	4.77	3.531
M_{ay}	1.193	1.059
M_{arx}	4.77	3.531
M_{ary}	0.716	0.635

IV.7.2.5.Pour le Plancher du sous-sol

$L_x = 2.95\ m$ et $L_y = 7.05\ m \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.42 \Rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1$

Tableau IV.6.**Les moments pour le Plancher du sous-sol**

Moment (kN.m)	**ELU**	**ELS**
μ_X	0.1075	0.1098
μ_Y	0.25	0.3
M_x	9.54	7.061
M_y	2.385	2.118
M_{tx}	7.155	5.296
M_{ty}	1.789	1.589
M_{agx}	4.77	3.531
M_{adx}	4.77	3.531
M_{ay}	1.193	0.795

IV.8.Détermination des armatures

$b = 100cm$; h =17 cm; d=0.9h=15.3 cm; $f_e = 500MPa$

$f_{c28} = 40MPa$

$f_{t28} = 3MPa$

$\sigma_s = 435MPa$

⇨ Panneau de dalle portant dans deux sens

IV.8.1.Principe de calcul

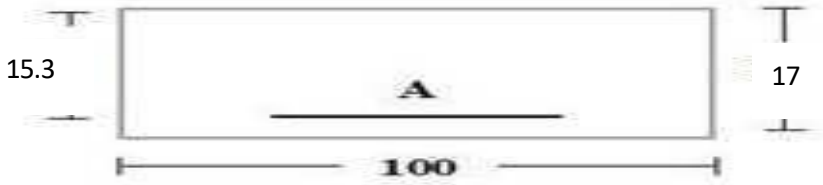


Figure IV.5. Section de calcule

➢ **Etat limite ultime (ELU)**

a) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$\mu = \frac{M^u}{\bar{\sigma}_{bc} \times b \times d^2}$

$\mu_l = 0.372(\text{Acier FeE500})$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435\ MPa$

$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}\,]$

$\beta = 1 - 0.4\alpha$

$$A^u = \frac{M^u}{\sigma_s \times \beta \times d} \ (cm^2/ml)$$

b) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [2] ►►Art [A.4] ◄◄.

$A_{min} = 0.0006 \times b \times h$ Avec b=100 cm et h=17 cm

$A_{min} = 1.02 \ cm^2/ml$

Conclusion

$A^u = \text{Max}\ (A^u_{cal}; A_{min})$

Espacement maximal des armatures

$e \leq \ \text{min}\ (3h\ ;\ 33\ cm)$ (cm)

➢ **Etat limite de service (ELS) :**

Avant de passé au calcul a l'ELS ou pas, il faut avant tout effectuer certaines vérifications qui sont relatives à la contrainte maximale du béton compriméσ_b, a la contrainte des aciers $\sigma_s$et aux déformations. Ces vérifications ont pour but d'évaluer la nécessité ou non du calcul à l'ELS

- La contrainte des armatures tendues σ_s:

Puisque la fissuration est peu nuisible (notre élément est situé dans les locaux couverts et clos), aucune vérification n'est effectuée pour σ_s .

- La contrainte maximale du béton comprimé σ_b :

Lorsque la section comporte une partie comprimée ; on doit vérifier sous la sollicitation de service que : $\sigma_b \leq 0.6 f_{c28}$

- **Vérification de La contrainte maximale du béton comprimé σ_b**

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} \ (cm)$$

$y_1 = D + \sqrt{D^2 + E} \ \Rightarrow E = 2 \times d \times D$

$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2$ (cm4)

$$K = \frac{M^s}{I}$$

Enfin: $\sigma_b \leq 0.6 f_{c28}$ (MPa)

IV.8.2.Pour le plancher terrasse

➢ **Etat limite ultime (ELU)**

Tableau IV.7. Calcul la section des armatures à l'ELU pour le plancher terrasse

Moments (N.m)	M_{tx}^{u}	M_{ty}^{u}	M_{agx}^{u}	M_{adx}^{u}	M_{ay}^{u}	M_{arx}^{u}	M_{ary}^{u}
	11217	4414	7478	7478	2597	7478	1557.9
μ	0.0211	0.00832	0.0141	0.0141	0.075	0.0141	0.0029
$\mu \leq \mu_l$	A'=0						
α	0.0267	0.0104	0.0178	0.0178	0.0976	0.0178	0.0036
β	0.9893	0.9958	0.9929	0.9929	0.961	0.9929	0.9986
A^{u}	1.704	0.666	1.13	1.13	0.406	1.13	0.234
Conclusion	6.731	6.273	4.47	4.47	6.273	4.47	6.273
Choix	9.05 ⇒8HA12	9.05 ⇒8HA12	6.78 ⇒6HA12	6.78 ⇒6HA12	6.78 ⇒6HA12	6.78 ⇒6HA12	6.78 ⇒6HA12
Espacement	15	15	15	15	15	15	15

➢ **Etat limite de service (ELS)**

Tableau IV.8.Vérification à l'ELS pour le plancher terrasse

Moments (N.m)	M_{tx}^{s}	M_{ty}^{s}	M_{agx}^{s}	M_{adx}^{s}	M_{ay}^{s}	M_{arx}^{s}	M_{ary}^{s}
	8788.5	5096.7	5859	5859	2998	5859	1798.8
A^{u}	9.05	9.05	6.78	6.78	6.78	6.78	6.78
D	1.36	1.36	1.017	1.017	1.017	1.017	1.017
E	41.62	41.62	31.12	31.12	31.12	31.12	31.12
y_1	5.23	5.23	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65
I	18534.24	18534.24	14886.55	14886.55	14886.55	14886.55	14886.55
K	0.47	0.275	0.394	0.394	0.201	0.394	0.121
$\sigma_b = Ky_1$	2.46	1.44	1.83	0.394	0.935	0.394	0.56
$0.6f_{c28}$	24						
$\sigma_b \leq 0.6f_{c28}$	C.V						

IV.8.3. Pour le plancher des étages courants

➢ **Etat limite ultime (ELU)**

Tableau IV.9. Calcul section des armatures à l'ELU pour le plancher étages courants

Moments (N.m)	M^u_{tx}	M^u_{ty}	M^u_{agx}	M^u_{adx}	M^u_{ay}	M^u_{arx}	M^u_{ary}
	9130	3593	6088	6088	2114	6088	1268
μ	0.017	0.0067	0.0115	0.0115	0.00398	0.0115	0.0024
$\mu \leq \mu_l$	A'=0						
α	0.0214	0.0085	0.0145	0.0145	0.00498	0.0145	0.00299
β	0.9914	0.9966	0.9942	0.9942	0.998	0.9942	0.9988
A^u	1.38	0.542	0.92	0.92	0.318	0.92	0.1907
Conclusion	5.451	6.273	4.029	4.029	6.273	4.029	6.273
Choix	6.78 ⇒6HA12	6.78 ⇒6HA12	6.78 ⇒6HA12	6.78 ⇒6HA12	6.78 ⇒6HA12	6.78 ⇒6HA12	6.78 ⇒6HA12
Espacement	15	15	15	15	15	15	15

➢ **Etat limite de service (ELS) :**

Tableau IV.10.Vérification à l'ELS pour le plancher des étages courants

Moments (N.m)	M^s_{tx}	M^s_{ty}	M^s_{agx}	M^s_{adx}	M^s_{ay}	M^s_{arx}	M^s_{ary}
	7082	4107.2	4722	4722	2416	4722	1449.6
A^u	6.78	6.78	6.78	6.78	6.78	6.78	6.78
D	1.017	1.017	1.017	1.017	1.017	1.017	1.017
E	31.12	31.12	31.12	31.12	31.12	31.12	31.12
y_1	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65
I	14886.55	14886.55	14886.55	14886.55	14886.55	14886.55	14886.55
K	0.476	0.276	0.317	0.317	0.162	0.317	0.097
$\sigma_b = Ky_1$	2.21	1.284	1.474	1.474	0.753	1.474	0.45
$0.6f_{c28}$	24						
$\sigma_b \leq 0.6f_{c28}$	C.V						

IV.8.4. Pour le plancher du 1er étage

Etat limite ultime (ELU)

Tableau IV.11. Calcul section des armatures à l'ELU pour le plancher du 1er étage

Moments (N.m)	M_{tx}^{u}	M_{ty}^{u}	M_{agx}^{u}	M_{adx}^{u}	M_{ay}^{u}	M_{arx}^{u}	M_{ary}^{u}
	7330	2074	4886.5	4886.5	1220	4886.5	732
μ	0.0138	0.00391	0.009	0.009	0.0023	0.009	0.00138
$\mu \leq \mu_l$	A'=0						
α	0.017	0.0049	0.0116	0.0116	0.0029	0.0116	0.00173
β	0.993	0.998	0.995	0.995	0.9988	0.995	0.999
A^{u}	1.109	0.312	0.737	0.737	0.184	0.737	0.11
Conclusion	3.27	8.01	3.01	3.01	8.01	3.01	8.01
Choix	6.78 ⇒6HA12	9.05 ⇒8HA12	6.78 ⇒6HA12	6.78 ⇒6HA12	9.05 ⇒8HA12	6.78 ⇒6HA12	9.05 ⇒8HA12
Espacement	15	15	15	15	15	15	15

➢ **Etat limite de service (ELS) :**

Tableau IV.12.Vérification à l'ELS pour le plancher du 1er étage

Moments (N.m)	M_{tx}^{s}	M_{ty}^{s}	M_{agx}^{s}	M_{adx}^{s}	M_{ay}^{s}	M_{arx}^{s}	M_{ary}^{s}
	5407.5	1750	3605	3605	1029	3605	617
A^{u}	6.78	9.05	6.78	6.78	9.05	6.78	9.05
D	1.017	1.36	1.017	1.017	1.36	1.017	1.36
E	31.12	41.62	31.12	31.12	41.62	31.12	41.62
y_1	4.65	5.23	4.65	4.65	5.23	4.65	5.23
I	14886.55	18534.24	14886.55	14886.55	18534.24	14886.55	18534.24
K	0.363	0.094	0.242	0.242	0.069	0.242	0.041
$\sigma_b = Ky_1$	1.688	0.492	1.125	1.125	0.32	1.125	0.19
$0.6f_{c28}$	24						
$\sigma_b \leq 0.6f_{c28}$	C.V						

IV.8.5.Pour le plancher du RDC

➢ **Etat limite ultime (ELU)**

Tableau IV. 13. Calcul section des armatures à l'ELU pour le plancher du RDC

Moments (N.m)	M_{tx}^{u}	M_{ty}^{u}	M_{agx}^{u}	M_{adx}^{u}	M_{ay}^{u}	M_{arx}^{u}	M_{ary}^{u}
	7155	2027	4770	4770	1193	4770	716
μ	0.013	0.0038	0.0089	0.0089	0.00225	0.0089	0.00135
$\mu \leq \mu_l$	A'=0						
α	0.016	0.00478	0.0113	0.0113	0.00282	0.0113	0.00169
β	0.9936	0.998	0.9955	0.9955	0.99887	0.9955	0.999
A^{u}	1.082	0.305	0.72	0.72	0.179	0.72	0.108
Conclusion	3.19	7.191	3.01	3.01	7.191	3.01	7.191
Choix	6.78 ⇒6HA12	9.05 ⇒8HA12	6.78 ⇒6HA12	6.78 ⇒6HA12	9.05 ⇒8HA12	6.78 ⇒6HA12	9.05 ⇒8HA12
Espacement	15	15	15	15	15	15	15

➢ **Etat limite de service (ELS)**

Tableau IV.14.Vérification à l'ELS pour le plancher du RDC

Moments (N.m)	M_{tx}^{s}	M_{ty}^{s}	M_{agx}^{s}	M_{adx}^{s}	M_{ay}^{s}	M_{arx}^{s}	M_{ary}^{s}
	5296	1800	3531	3531	1059	3531	635
A^{u}	6.78	9.05	6.78	6.78	9.05	6.78	9.05
D	1.017	1.36	1.017	1.017	1.36	1.017	1.36
E	31.12	41.62	31.12	31.12	41.62	31.12	41.62
y_1	4.65	5.23	4.65	4.65	5.23	4.65	5.23
I	14886.55	18534.24	14886.55	14886.55	18534.24	14886.55	18534.24
K	0.356	0.097	0.237	0.237	0.071	0.237	0.043
$\sigma_b = Ky_1$	1.655	0.507	1.102	1.102	0.33	1.102	0.199
$0.6f_{c28}$	24						
$\sigma_b \leq 0.6f_{c28}$	C.V						

IV.8.6.Pour le plancher du sous-sol

➢ **Etat limite ultime (ELU)**

Tableau IV. 15. Calcul section des armatures à l'ELU pour plancher sous-sol

Moments (N.m)	M_{tx}^{u}	M_{ty}^{u}	M_{agx}^{u}	M_{adx}^{u}	M_{ay}^{u}
	7155	1789	4770	4770	1193
μ	0.013	0.00337	0.0089	0.0089	0.00225
$\mu \leq \mu_l$	A'=0				
α	0.016	0.00422	0.0113	0.0113	0.0028
β	0.9936	0.9983	0.9955	0.9955	0.9989
A^u	1.082	0.269	0.72	0.72	0.179
Conclusion	3.19	7.191	3.01	3.01	7.191
Choix	6.78 ⇒6HA12	9.05 ⇒8HA12	6.78 ⇒6HA12	6.78 ⇒6HA12	9.05 ⇒8HA12
Espacement	15	15	15	15	15

➢ **Etat limite de service (ELS)**

Tableau IV.16.Vérification à l'ELS pour le plancher du sous-sol.

Moments (N.m)	M_{tx}^{s}	M_{ty}^{s}	M_{agx}^{s}	M_{adx}^{s}	M_{ay}^{s}
	5296	1589	3531	3531	795
A^u	6.78	9.05	6.78	6.78	9.05
D	1.017	1.36	1.017	1.017	1.36
E	31.12	41.62	31.12	31.12	41.62
y_1	4.65	5.23	4.65	4.65	5.23
I	14886.55	18534.24	14886.55	14886.55	18534.24
K	0.356	0.086	0.237	0.237	0.043
$\sigma_b = Ky_1$	1.655	0.45	1.474	1.474	0.225
$0.6f_{c28}$	24				
$\sigma_b \leq 0.6f_{c28}$	C.V				

IV.9. Vérification des contraintes de cisaillement et détermination de l'effort tranchant

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

✓ La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur [4] ►►Art [A5.2.2] ◄◄

✓ Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées.

✓ La contrainte tangentielle : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$

L'effort tranchant est calculé par la méthode suivante :

$$T_{Max} = \max(T_x; T_y) \begin{cases} T_x = \frac{Q^u_{max} \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} & \text{suivant le sens } (x-x) \\ T_y = \frac{Q^u_{max} \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} & \text{suivant le sens } (y-y) \end{cases}$$

On choisit les panneaux le plus défavorable.

IV.9.1. Pour le plancher terrasse

$L_x = \mathbf{3.95\ m}$ et $L_y = \mathbf{6.15\ m} \Rightarrow Q^u_{max} = 1253 daN/m^2$

$$T_x = \frac{1253 \times 3.95}{2} \times \frac{6.15^4}{3.95^4 + 6.15^4} = 2114.796 \text{ daN/ml}$$
$$T_y = \frac{1253 \times 6.15}{2} \times \frac{3.95^4}{3.95^4 + 6.15^4} = 560.318 \text{ daN/ml}$$
$$\Rightarrow T_{Max} = 2114.796 \text{ daN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{100bd} = \frac{2114.796 \times 10}{100 \times 100 \times 15.3} = 0.138 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 2$ MPa $\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (Sans reprise de bétonnage)

IV.9.2.Pour le plancher des étages courants

$L_x = \mathbf{3.95\ m}$ et $L_y = \mathbf{6.15\ m} \Rightarrow Q^u_{max} = 1020 daN/m^2$

$$T_x = \frac{1020 \times 3.95}{2} \times \frac{6.15^4}{3.95^4 + 6.15^4} = 1720.542 \text{ daN/ml}$$
$$T_y = \frac{1020 \times 6.15}{2} \times \frac{3.95^4}{3.95^4 + 6.15^4} = 456.125 \text{ daN/ml}$$
$$\Rightarrow T_{Max} = 1720.542 \text{ daN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{100bd} = \frac{1720.542 \times 10}{100 \times 100 \times 15.3} = 0.112 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 2$ MPa $\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (Sans reprise de bétonnage)

IV.9.3. Pour le plancher du 1er étage

$L_x = \mathbf{2.95\ m}$ et $L_y = \mathbf{7.85\ m} \Rightarrow Q^u_{max} = 1020 daN/m^2$

$$T_x = \frac{1020 \times 2.95}{2} \times \frac{7.85^4}{2.95^4 + 7.85^4} = 1475.081 \text{ daN/ml}$$
$$T_y = \frac{1020 \times 7.85}{2} \times \frac{2.95^4}{2.95^4 + 7.85^4} = 78.284 \text{ daN/ml}$$
$$\Rightarrow T_{Max} = 1475.081 \text{ daN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{100bd} = \frac{1475.081 \times 10}{100 \times 100 \times 15.3} = 0.096 \text{MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 2$MPa $\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (Sans reprise de bétonnage)

IV.9.4.Pour le Plancher du RDC

$L_x = \mathbf{2.95\ m}$ et $L_y = \mathbf{7.05\ m} \Rightarrow Q^u_{max} = 1020 daN/m^2$

$$T_x = \frac{1020 \times 2.95}{2} \times \frac{7.05^4}{2.95^4 + 7.05^4} = 1459.748 \text{ daN/ml}$$

$$T_y = \frac{1020 \times 7.05}{2} \times \frac{2.95^4}{2.95^4 + 7.05^4} = 106.95 \text{ daN/ml}$$

$\Rightarrow T_{Max} = 1459.748 \text{ daN/ml}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{100bd} = \frac{1459.748 \times 10}{100 \times 100 \times 15.3} = 0.095 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 2\text{MPa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (Sans reprise de bétonnage)

IV.9.5. Pour le plancher du sous-sol

$L_x = \mathbf{2.95\ m}$ et $L_y = \mathbf{7.05\ m} \Rightarrow Q^u_{max} = 1020 \text{ daN/m}^2$

$$T_x = \frac{1020 \times 2.95}{2} \times \frac{7.05^4}{2.95^4 + 7.05^4} = 1459.748 \text{ daN/ml}$$

$$T_y = \frac{1020 \times 7.05}{2} \times \frac{2.95^4}{2.95^4 + 7.05^4} = 106.95 \text{ daN/ml}$$

$\Rightarrow T_{Max} = 1459.748 \text{ daN/ml}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{100bd} = \frac{1459.748 \times 10}{100 \times 100 \times 15.3} = 0.095 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 2 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (Sans reprise de bétonnage)

IV.10. Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions citées ci-après sont toutes vérifiées :

⇨ Si la poutre est associée à un hourdis ;

$$\Rightarrow \frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M^s_{tx}}{20 M^s_x}$$

$$\Rightarrow \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$\mathbf{l_x}$: Portée de la dalle suivant l'axe xx

$\mathbf{h_d}$: Hauteur de la dalle ;

d: hauteur utile de la section dans le sens x ;

$\boldsymbol{M^s_{tx}}$: Moment fléchissant maximal en travée à l'état limite de service dans le sens x ;

$\mathbf{M^s_x}$: Moment maximal dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis simples dans le sens x ;

A : Section des armatures tendues

$\mathbf{f_e}$: Limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

$\frac{17}{395} = \mathbf{0.043} \geq \frac{11.217}{20 \times 14.956} = \mathbf{0.038}$ **C.V**

$\frac{9.05}{100 \times 15.3} = \mathbf{0.006} \geq \frac{2}{500} = \mathbf{0.004}$ **C.N.V**

Donc la vérification de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta f \leq \bar{f}$

IV.10.1.Calcul de la flèche

On doit vérifier la condition suivante :

$$\Delta F = F_v - F_i < F_{limite}$$

Avec: $F_{limite} = 0{,}50cm + \frac{L}{1000}$ si L ≥ 5m.

$F_{limite} = \frac{L}{500}$ si $L \leq 5$ m donc: $F_{limite} = \frac{395}{500} = 0.79$ cm

La flèche instantanée f_i : (sous charge de courte durée d'application).

$$F_i = \frac{M_{ser\,max} \times L^2}{10E_i \times I_{fi}}$$

La flèche instantanée f_v : (sous charge de longue durée d'application).

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

E_i: Module de déformation instantanée du béton.

E_v: Module de déformation différée du béton.

I_0: moment d'inertie de la section totale homogène

I_{fi}: Moment d'inertie fictif instantané.

I_{fv}: Moment d'inertie fictif instantané

✓ Le moment d'inertie fictif

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1+\lambda_i \times u} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2+\frac{3 \times b_0}{b}) \times \rho}$$

Avec : $\begin{cases} \rho = \frac{A_s}{b \times d} \\ u = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s.d} \end{cases}$

$$I_{fv} = 1.1 \times \frac{I_0}{1+\lambda_v \times u} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i$$

✓ Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3}y^3 + \frac{b_0}{3}(h-y)^3 - \frac{(b-b_0)}{3}(y-h_0)^3 + 15[A_s(d-y)^2]$$

Détermination de y :

$$y = \frac{b.h_0^2.\frac{1}{2} + 15A_s.d}{b.h_0 + 15A_s}$$

✓ Les modules de déformation :

$$E_{i28} = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 37619.47 \text{ MPa.}$$

$$E_{v28} = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 12653.82 \text{ MPa.}$$

Tableau IV. 17: Récapitulation des résultats de la flèche

$M_{ser}(kN.m)$	$A_s(cm^2)$	ρ(%)	σ_s(MPa)	λ_i	λ_v	u	y(cm)
11.217	9.05	0.006	81.01	5	2	0	9.003
$I_0(cm^4)$	$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	E_{i28} (MPa)	E_{v28} (MPa)	F_i(cm)	F_v(cm)	$\Delta F < F_{limite}$
29661.034	32617.137	32617.137	37619.47	12653.82	0.143	0.424	C.V

Conclusion

La flèche est vérifiée.

CHAPITRE V

ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

V.1.Introduction

Les éléments secondaires (non structuraux) sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse on de contreventement. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant ; certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composant verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux disposions constructives du règlement parasismique.

Dans le présent chapitre ; on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- ✓ L'acrotère ;
- ✓ Les escaliers ;
- ✓ La dalle machine ;

V.2.L'acrotère

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1 kN/ml due à la main courante.

V.2.1.Principe de calcul

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, c'est un système isostatique assimilé.

À une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids

Propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité.

La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

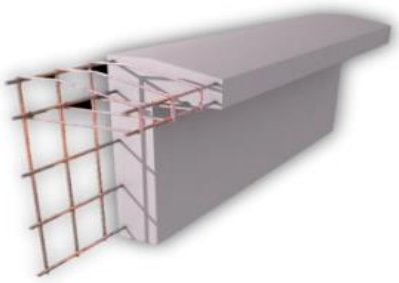


Figure V.1.L'acrotère

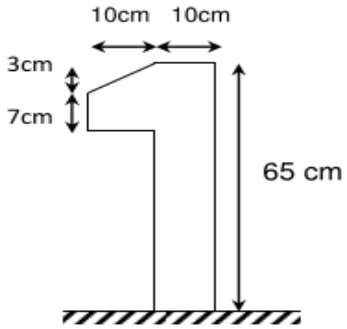


Figure V.2. Dimension de L'acrotère

V.2.2.Évaluation des charges et surcharges

Tableau V.1.Évaluation des charges et surcharges

Charge permanent	G= [(0.65*0.1) + (0.1*0.07) + (0.1*0.03) /2]*25=1.8375 kN
Charge d'exploitation	Q=1 kN

V.2.3.Détermination des efforts

Tableau V.2. Les efforts

L'E.L.U	
L'effort normal	Nu=1.35G=2.481 kN
Moment d'encastrement	Mu=1,5.Q.h = 1,5*1*0,65 = 0,975 kN.m
L'effort tranchant	Tu=1,5.Q = 1,5*1 = 1, 5 kN
L'E.L.S	
L'effort normal	N ser=G=1.8375 kN
Moment d'encastrement	Mser== Q.h =1*0, 65 = 0,65 kN.m
L'effort tranchant	Tser= Q =1 kN

V.2.4.Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

Tableau V.3. Les données

Dimensions			**Résistances caractéristiques**		
Notations	**Valeurs**	**Unités**	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
b	100	cm	fc28	40	MPa
h	10	cm			
c1	2	cm	fe	500	MPa
c2	2	cm			

V.2.4.1. E.L.U

➢ **Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.975}{2.481} = 0.393 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 39.3\text{cm}$$

On a: $e_0 = 39.3 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

➢ **Calcul du moment de flexion**

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

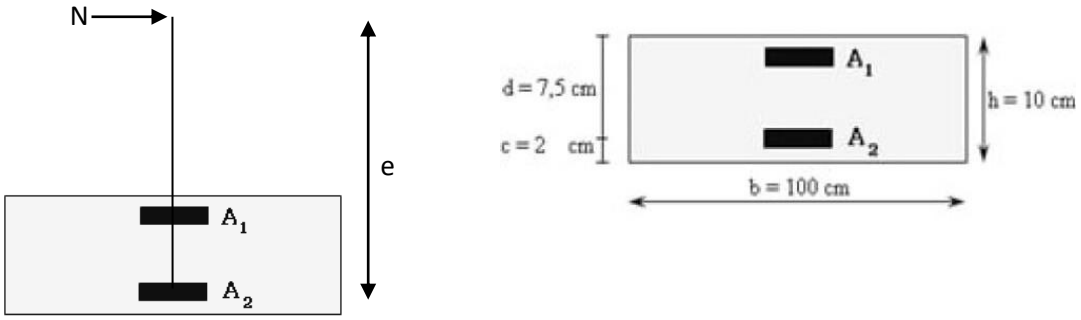


Figure V.3. Section de B.A à l'ELU

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - c) \Rightarrow$ e=42.3cm

$M_1 = N_u * e \Rightarrow M_1 = 1.049\text{KN.m}$

➢ **Calcul des armatures verticales**

Le calcul se fait en flexion simple:

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} * b * d^2} \Rightarrow \mu = 0.00723 < \mu_l = 0.372 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ et } \beta = 0.9965$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s * \beta * d} \Rightarrow A_1 = 30.2 \text{ mm}^2$$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.301 \text{ cm}^2$

Et : A' = A'$_1$ ⇒ A' =0 cm²

Donc: A = 0.301 cm²

➢ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 1\text{cm}^2 > A = 0.301 \text{ cm}^2$

On adoptera : **A = 4HA 8 = 2.01 cm²**

➢ **Armatures de répartition :**

On a : $A_r \geq \frac{A}{4} \Rightarrow A_r \geq 0.5025$

Donc, on prendra : $\mathbf{A_r = 4HA6 = 1.13\ cm^2}$

➢ **Espacement :**

$S_t = \frac{100}{4} = 25cm \leq S_{min} = \min[3h = 30\ cm; 33\ cm] = 30\ cm$

$S_{rép} = \frac{65}{4} = 16.25\ cm \leq S_{min} = \min[4h = 40\ cm; 45\ cm]\ 40\ cm$

V.2.4.2.Vérification à l'E.L.S

$N_{ser} = 1.8375\ kN$

M_{ser}=0.65 kN.m

➢ Calcul de l'excentricité:

On a: $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.65}{1.8375} \Rightarrow e_0$=35.37 cm

$\frac{h}{2} - c = 3\ cm < e_0 = 35.37cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'_G}{N_{ser}} > \frac{I'_G}{B_0 v_2}$

Ou : $B_0 = b * h + 15(A_1 + A_2) \Rightarrow B_0 = 1030.15\ cm^2$

$v_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1.c + A_2 d)\right] \Rightarrow v_1 = 4.912\ cm$

$v_2 = h - v_1 \Rightarrow v_2 = 5.088\ cm$

$I'_G = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15[A_1(v_1 - c)^2 + A_2(v_2 - c)^2] \Rightarrow I'_G = 8596.742\ cm^4$

Alors: $\frac{I'_G}{B_0 v_2} = \frac{8596.742}{1030.15 \times 5.088} = 1.64\ cm$

$M'_G = N_{ser}.CG'$

$CG' = CG + GG' = CG + \left(v_1 - \frac{h}{2}\right) = e_0 - \left(\frac{h}{2} - c\right) + \left(v_1 - \frac{h}{2}\right) = 32.282\ cm$

$\frac{M'_G}{N_{ser}} = CG'$ Donc : $CG' = 32.282\ cm > \frac{I'_G}{B_0 v_2} = 1.64\ cm$

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases}\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s\end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Ou : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G/}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$

Tel que y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc

$$C = \frac{h}{2} - e = -37.3\ cm < 0$$

$$\begin{cases} p = -4091.922\ cm^2 \\ q = +100078.003\ cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 4091.922y_2 + 100078.003 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -134.679 \times 10^6 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.993 \Rightarrow \varphi = 173.217° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 73.864\ cm \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 39.427 cm \\ a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 12\right) = -73.806\ cm \\ a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 34.38\ cm \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$0 < y_1 = y_2 + C < d$$

Y_2 : distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc: $\begin{cases} y_2 = 39.427\ cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.127\ cm \end{cases}$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2}by_1^2 + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)]$$

$$S_{xx'} = 49.136 cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1837.5}{49136} = 0.037\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = Ky_1 = 0.037 \times 21.27 = 0.787\ MPa < \overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.037(80 - 21.27) = 32.595\ MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3}f_e = 333.33\ MPa; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 241\ MPa\right] = 241\ MPa$$

$$\sigma_s = 32.595\ MPa < \overline{\sigma}_s = 241\ MPa$$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

V.2.5. Vérification de l'effort tranchant

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à :

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 1.5 - \frac{0.975}{0.9\times0.08} = -12.042\ kN$$

F < 0, Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,

Donc pas de vérification à faire.

V.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ telles que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1.5\times10^3}{1000\times80} = 0.0188\ MPa$

Et : $\bar{\tau} = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 4\ MPa; 4\ MPa\right] = 4\ MPa$ (fissuration préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0.0188\ MPa < \bar{\tau}_u = 4\ MPa$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.2.7. Vérification de l'acrotère au séisme

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

Fp = 4ACpWp [1] ►►Art [6.2.3] ◄◄

A: coefficient d'accélération;

A = 0,25 [Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage2, zone III)]

C_p: facteur de force horizontal;

C_p = 0,8 [1] ►► Tab [6.1] ◄◄

W_p: poids propre de l'élément

W_p= 1,8375 kN.

D'où alors : F_p = 4 x 0,25 x 0,8 x1.8375 ⇨ F_p = 1.47 kN < 1,5Q = 1,5 kN C.V

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

V.3. Les escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permette de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

V.3.1.Terminologie

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches Successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

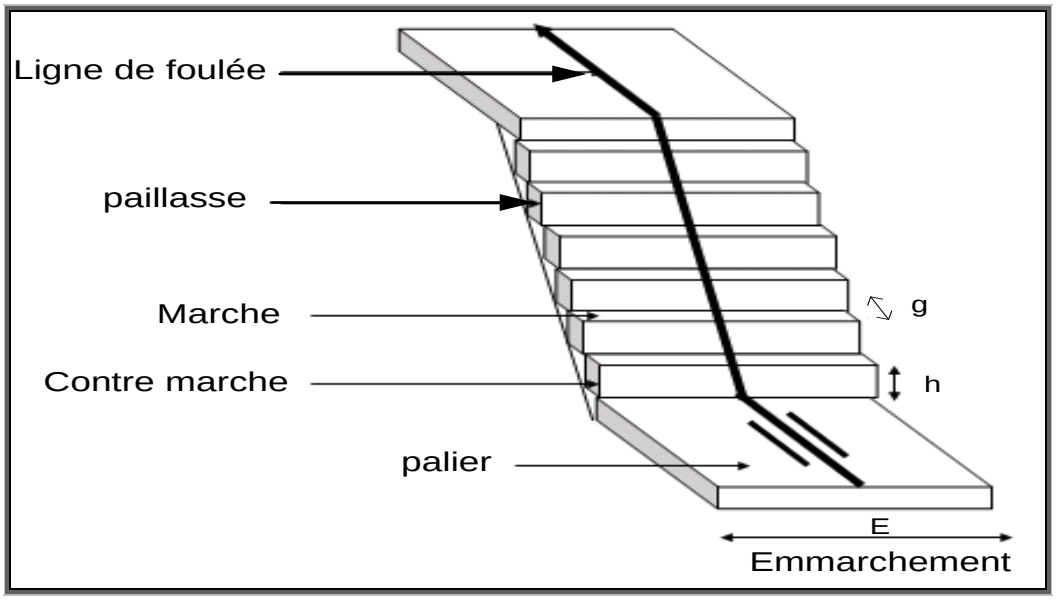


Figure V.4. Représentation d'un escalier

Avec :

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

V.3.2. Les déférents types d'escaliers

Pour notre cas, on a 01 type d'escalier ;

V.3.2.1. Escalier droite à deux volets

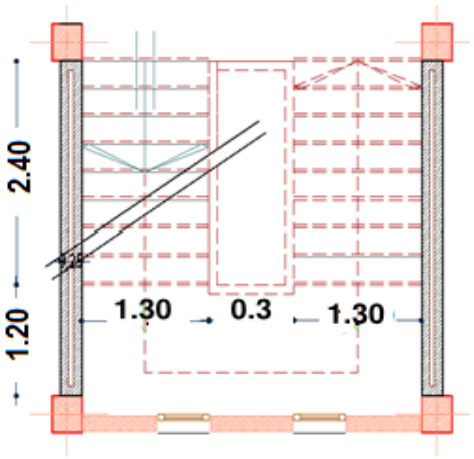


Figure V.5. Schéma statique de l'escalier

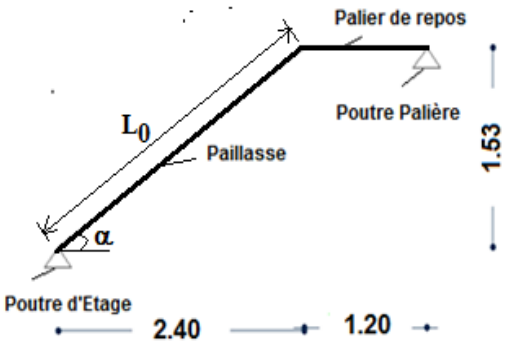


Figure V.6. Schéma de l'escalier

V.3.2.2. Pré dimensionnement

❖ Calcul de l'angle d'inclinaison **α** :

$$\tan\alpha = \frac{1.53}{2.4} = 0.64 \rightarrow \alpha = \mathbf{32.62°}$$

❖ Calcul de longueur de la paillasse :

$$L_0 = \frac{1.53}{\sin 32.62} = \mathbf{2.84\ m}$$

- Le giron : g=30 cm
- La hauteur de contre marche : h = 17 cm
- Le nombre de contre marche : n = 9
- Le nombre de marche : n -1 = 8
- L'épaisseur de la paillasse « e_p » :

$\frac{l}{35} \leq e_p \leq \frac{l}{30}$ Avec : $l = l_0 + 1.20 = 2.84+1.20=$**4.04 m**

$\frac{404}{35} \leq e_p \leq \frac{404}{30} \rightarrow 11.54 \leq e_p \leq 13.47$

Donc on choisira : e_p**= 15 cm.**

V.3.2.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations [3]

A. Charges permanentes « G »

Tableau V.4. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN /m^3)	Poids surfacique (kN /m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.125
5	Poids propre de la paillasse	0.15/cosα =0.178	25	4.45
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**8.275**

Tableau V.5. Charge permanente du palier de repos de l'escalier

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN /m^3)	Poids surfacique (kN /m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.4
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**5.45**

B. Charges exploitations « Q »

Escalier (RDC + les autres étages) : **Q = 2,50 kN/m²**

V.3.2.4. Combinaison des charges

Tableau V.6. Combinaison des charges de l'escalier

	G	Q	ELU	ELS
	kN /m^2	kN /m^2	P_U =1.35G+1.5Q (kN /m^2)	P_S =G+Q (kN /m^2)
Paillasse	G1=8.275	Q1=2.5	14.92	10.78
Palier	G2=5.45	Q2=2.5	11.11	7.95

V.3.2.5. Détermination des efforts

Ce type d'escalier se trouve dans tous les étages du structure (de Sous-sol jusqu'à la dernière étage).

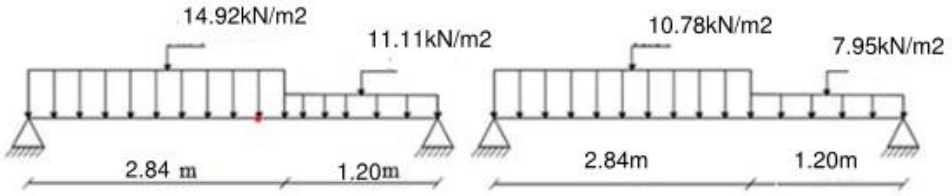


Figure V.7. Chargement dans l'escalier à l'ELU et à l'ELS

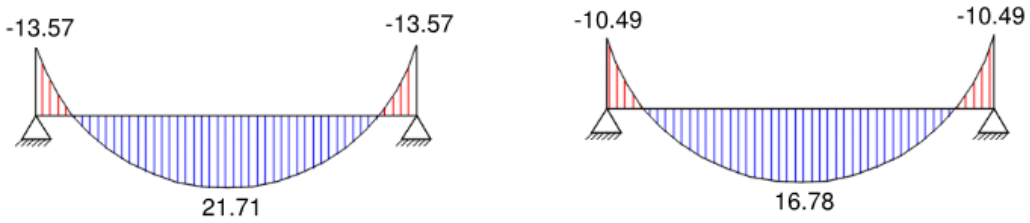


Figure V.8. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU et à l'ELS

Tableau V.7. Tableau des sollicitations des escaliers

	$P_{Paillasse}$ (kN/ml)	P_{palier} (kN/ml)	R_A (kN)	R_B (kN)	X_{max} (m)	M_{max} (kN.m)	M_{TRV} (kN.m)	M_{APP} (kN.m)
ELU	14.92	11.11	29.48	26.22	1.98	27.14	21.71	-13.57
ELS	10.78	7.95	21.27	18.89	1.98	20.98	16.78	-10.49

V.3.3.Calcul de ferraillage à l'ELU

V.3.3.1.Armatures longitudinales

Le calcul de ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1m.

Tableau V.8. Les données

Béton	f_{c28} = 40 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 22.67 MPa	c = 1.5 cm
	f_{t28} = 3 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=13.5 cm
Acier	FeE500	f_e=500 MPa	γ_s= 1.15	σ_s= 435 MPa

Tableau V.9. Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adp} (cm²)	A (cm²)
En travée	21.71	0.053	0.972	3.80	0	**4HA12**	4.52
En appuis	13.57	0.033	0.983	2.35	0	**4HA10**	3.14

V.3.3.2. Condition de non fragilité

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A=4.52cm^2 \geq A_{min} = \frac{100\times15}{1000} = 1.5\ cm^2$ C.V

En appuis : $A=3.14cm^2 \geq A_{min} = \frac{100\times15}{1000} = 1.5\ cm^2$ C.V

V.3.3.3.Les armatures de répartition

Tableau V.10. Les armatures de répartition

	A (cm^2)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$	4HA8= 2.01 cm^2
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785$	3HA8= 1.50 cm^2

V.3.3.4.Vérification de l'espacement

Tableau V.11.Vérification de l'espacement des armatures

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
Travée	St=25 cm≤min[3h=45 cm;33 cm]=33 cm	St=25 cm ≤ min[3h=45 cm;33 cm]=33 cm
Appuis	St=25 cm≤min[4h=60 cm;45 cm]=45 cm	St=33.33 cm≤min[4h=60 cm;45 cm]=45 cm

V.3.3.5.Vérification des contraintes normales à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ Et $\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 24\ MPa$

Tableau V.12.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm^2)	4.52	3.14
M_{ser}(kN.m)	16.78	10.49
Y (cm)	$100y^2 + 135.6\,y - 1830.6 = 0$ $\Rightarrow y = 3.65$	$100y^2 + 94.2y - 1271.7 = 0$ $\Rightarrow y = 3.13$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow$ $I = 8199.03$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow$ $I = 6087.13$
$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	24	
$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}y = 7.47$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}y = 5.39$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	C.V	C.V

V.3.3.6.Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0\times d} = \frac{29.48\times10^3}{1000\times135} = 0.22$ MPa

$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2\times f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 5$ MPa

$\tau_u = 0.22$ MPa$< \overline{\tau_u} = 5$ MPa C.V

V.3.3.7.Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{15}{404} = 0.0371 \geq \frac{16.78}{21.99 \times 20} = 0.0381 \qquad \text{C.N.V}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 3.35 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{500} = 4 \times 10^{-3} \qquad \text{C.V}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta f \leq \bar{f}$

V.3.3.8.Calcul de la flèche [2]

On doit vérifier la condition suivante :

$$\Delta F = F_v - F_i < F_{limite}$$

Avec: $F_{limite} = 0{,}50cm + \frac{L}{1000}$ si $L \geq 5m$.

$$F_{limite} = \frac{L}{500} \text{ si } L \leq 5 \text{ m donc: } F_{limite} = \frac{4040}{500} = 0.89 \text{ cm}$$

La flèche instantanée f_i : (sous charge de courte durée d'application).

$$F_i = \frac{M_{ser\,max} \times L^2}{10 E_i \times I_{fi}}$$

La flèche instantanée f_v : (sous charge de longue durée d'application).

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

E_i: Module de déformation instantanée du béton.

E_v: Module de déformation différée du béton.

I_0: moment d'inertie de la section totale homogène

I_{fi}: Moment d'inertie fictif instantané.

I_{fv}: Moment d'inertie fictif instantané

✓ Le moment d'inertie fictif

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1+\lambda_i \times u} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2+\frac{3 b_0}{b}) \times \rho}$$

Avec : $\rho = \frac{A_s}{b \times d}$, $u = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$, $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d}$

$$I_{fv} = 1.1 \times \frac{I_0}{1+\lambda_v \times u} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i$$

✓ Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} y^3 + \frac{b_0}{3} (h-y)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y-h_0)^3 + 15[A_s (d-y)^2]$$

Détermination de y:

$$y = \frac{bh_0^2\frac{1}{2} + 15A_s d}{bh_0 + 15A_s}$$

✓ Les modules de déformation:

$$E_{i28} = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 37619.47\ MPa$$

$$E_{V28} = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 12653.82\ MPa$$

Tableau V.13.Récapitulation des résultats de la flèche d'escalier

$M_{ser}(kN.m)$	$A_s(cm^2)$	ρ(%)	σ_s(MPa)	λ_i	λ_v	u	y(cm)
16.78	4.52	0.0033	275	9.09	3.64	0.21	7.76
$I_0(cm^4)$	$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	E_{i28} (MPa)	E_{v28} (MPa)	F_i(cm)	F_v(cm)	$\Delta F < F_{limite}$
30457.48	11513.14	17262.23	37619.47	12653.82	0.63	1.26	C.V

Conclusion

La flèche est vérifiée.

V.3.4. Calcul de la Poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier elle sera calculée en **flexion Simple**. Elle a une section $(b \times h)$ avec longueur de **3.20** m.

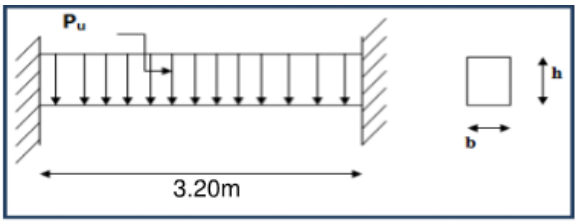


Figure V.9. Dimensionnement de la poutre palière

V.3.4.1. Pré dimensionnement

La longueur de la poutre: L =3.20 m

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ => $21.33 \leq h \leq 32$ => h = 30 cm

$0.3h \leq b \leq 0.7h$ => $9 \leq b \leq 21$ => b = 30 cm

Pour les deux blocs, la section de notre poutre est : $(b \times h)$= (30x 30) cm^2

V.3.4.2. des prescriptions Vérification du RPA 99 V 2003

b = 30 cm ≥ 30cm…… C.V

h = 30cm ≥ 30cm…… C.V

$\frac{h}{b}$= 1 < 4…… …...…C.V

V.3.4.3. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre palière : pp = 0.3×0.3×25=2.25 KN/ml.

Réaction d'escalier : $\begin{cases} R(ELU) = 29.48KN \\ R(ELS) = 21.27KN \end{cases}$

Donc : $\begin{cases} ELU : P_u = \frac{2\times R_u}{L} + 1.35PP = \frac{2\times 29.48}{3.20} + 1.35 \times 2.25 \rightarrow P_u = 21.46\ kN \\ ELS: P_{ser} = \frac{2\times R_{ser}}{L} + PP = \frac{2\times 21.27}{3.20} + 2.25 \rightarrow P_{ser} = 15.54\ kN \end{cases}$

V.3.4.4. Calcul des efforts

Le calcul s'effectue comme pour une poutre semi encastrée sur les deux appuis,

La méthode R.D.M donne :

Tableau V.14. Les résultats des efforts

	M_0 (kN.m)	$M_t = 0.8M_0$(kN.m)	$M_a = 0.5M_0$ (kN.m)	T_u (kN)
ELU	27.47	21.98	13.74	34.37
ELS	19.89	15.91	9.95	24.86

V.3.4.5. Ferraillage de la poutre palière

V.3.4.5.1.Armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier FeE500 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 435MPa$

Béton : fc28 = 40 MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_b = 22.67MPa$

b=30 cm, h=30 cm, d=27 cm, c=3 cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau V.15. Ferraillage de la poutre palière

	M (kN.m)	**μ**	**β**	**A (cm^2)**	**A_{min} (cm^2)**	**A_{adp} (cm^2)**	**A (cm^2)**
En travée	21.98	0.0044	0.998	1.88	0.9	**3HA12**	3.39
En appuis	13.74	0.0027	0.999	1.17	0.9	**3HA12**	3.39

V.3.4.5.2.Vérifications L'ELS

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ Avec $\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 24MPa$

Tableau V.16.Vérification à l'ELS de la poutre palière

	M_{ser} (kN.m)	**A (cm^2)**	**I (cm^4)**	**K (N/mm^3)**	**Y (cm)**	**σ_b (MPa)**	**$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$**
Travée	15.91	3.39	31971.67	0.050	2.86	1.42	C.V
Appuis	9.95	3.39	31971.67	0.031	2.86	0.89	C.V

V.3.4.5.3.RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

A_{min} = 0,5% bh

A_{max} = 4% bh zone courante

A_{max} = 6% bh zone de recouvrement

Tableau V.17.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière

	A (cm^2)	**A min=4.5 cm^2**	**A max=36 cm^2**	**Correction**
Travée	3.39	C.N.V	C.V	**4HA12**=4.52 cm^2
Appuis	3.39	C.N.V	C.V	**4HA12**=4.52 cm^2

V.3.4.5.4.Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{34.37 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.42 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 5 \text{ MPa} \rightarrow C.V$

V.3.4.5.5. Vérification des armatures longitudinales

On a:

$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ $\Longrightarrow$4.52 $cm^2 \geq$0.7905 cm^2 C.V

V.3.4.5.6.Vérification de compression dans la bielle de béton

$$V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{1.5} \times b_0 \times a$$

Min=[a b-c-2 ; 0.9d]=24.3 cm

V_u = 34.37 kN < 777 kN C.V

V.3.4.5.7.Armatures transversales

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 8.57 \text{ mm}; \frac{b_0}{10} = 30 \text{ mm}; \varphi_l = 14 \text{ mm}\right]$$

Donc $\varphi_t = 8$ mm $a_t = \frac{\pi.\phi_t^2}{4} = 0{,}5024 \text{ cm}^2$

$A_t = a_t . n_t$ (n_t = 4).

A_t =2,009 cm^2 , A_t =4HA8=2.01 cm^2

On doit vérifier :

$S_t \leq \overline{S_t} = \text{Min}[0{,}9d;\ 40\ \text{cm}] = 24{,}3\ \text{cm}$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times At(f_e/\gamma_s)}{30(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$S_t \leq \frac{0.9 \times 2.01.(500/1.15)}{30(0.42 - 0{,}3 \times 3)}$ $\Rightarrow S_t \leq -54.62$ cm

Donc on prend: $S_t = S_t = 20$ cm

► **Section minimal d'armatures transversales**

On a: $A_t = 2{,}01\ \text{cm}^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4 \times 300 \times 243}{235} = 1{,}24\ \text{cm}^2$ C.V

V.3.4.5.8.Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

$S_t \leq [\frac{h}{l}; 12\varphi_l]$

$S_t \leq$ Min [7,5; 16,8] = 7,5cm en zone nodale

$S_t \leq \frac{h}{2}$ = 15 cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes :

- S_t = 7 cm (zone nodale)
- S_t = 15 cm (zone courante)

$A_{t\,min} = 0{,}003.\ S_t.\ b \leq A_t$ ⟶ 0, 003.15.30=1.35 cm^2 <2.01 cm^2 C.V

V.3.4.5.9.Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{320} = 0.09375 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{320} = 0.09375 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.11 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.52}{30 \times 27} = 0.0055 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0084 \quad \text{C.V}$$

V.4.La dalle machine de l'ascenseur

V.4.1.Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

V.4.2. Pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

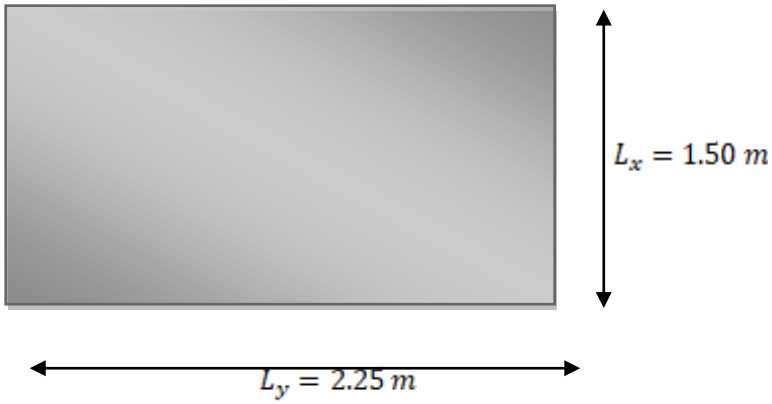


Figure V.10. Dimensions de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Résistance à la flexion**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{50} \rightarrow \frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40} \rightarrow 3\ cm \leq e \leq 3.75\ cm$$

- **Condition de l'E.N.A :**

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : **e=25 cm**

V.4.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation

V.4.3.1. Charges permanentes G

Tableau V.18. Charges permanentes

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN /m^3)	Poids surfacique (kN /m^2)
1	Dalle pleine	0.25	25	6.25
2	Enduit en ciment	0.02	10	0,36
			TOTAL	6.61

V.4.3.2. Poids de la machine supportée

➢ q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées.

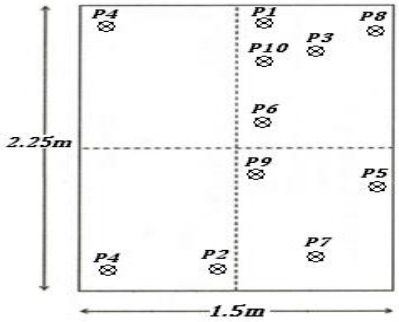


Figure V.11. Différentes charges agissantes sur la dalle

Tableau V.19. Les charges concentrées

P (kgf)								
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

$$q = \frac{\sum P_i}{s} = 5125.92 \text{ Kg/m}^2$$

G_{tot}=6.61 + 51.25 = 57.86 kN/m^2

V.4.3.3. La charge d'exploitation

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de :

Q=5kN /m^2

Tableau V.20.Détermination des chargements de la dalle

G (kN/m^2)	Q (kN /m^2)	P_U (kN /m^2)	P_{ser} (kN /m^2)
57.86	5	85.62	62.86

Les appuis sont considérés comme des semi-encastrements.

V.4.4. Calcul des sollicitations

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{2.25} = 0.66$

Donc la dalle travaille suivant les deux directions.

V.4.4.1. Méthode de calcul

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

✓ La méthode forfaitaire : la plus utilisé aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.

✓ La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture (citée précédemment).

❖ **Principe du travail virtuel**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q = 3M\frac{\left(\frac{1.5}{y}+3\right)}{1.687-0.25y}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport à " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \rightarrow 0.75y^2 + 0.75y - 2.53 = 0 \rightarrow y = 1{,}05 \text{ m}$$

On remplace " y " on trouve : M=0.107q

$$M_t = M = 0.107q_u = 0.107 \times 85.62 = 9.16 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.5M = 0.5 \times 9.16 = 4.58 \text{ kN.m}$$

IV.4.5. Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau V.21. Les données

f_{c28}	40 MPa	**h**	25 cm
f_{t28}	3 MPa	**d**	23 cm
f_e	500 MPa	**c**	2 cm
$\sigma_{b\ adm}$	22.67 MPa	**c'**	2 cm
$\sigma_{s\ adm}$	435 MPa	**b**	100 cm

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 25 - 2 - \frac{1}{2} = 22.5\text{cm} \\ d_y = 22.5 - \frac{1+1}{2} = 21.5\text{cm} \end{cases}$

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta}$

Tableau V.22. Calcul des sections d'acier de la dalle

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)
Sens x	**En travée**	9.16	0.0076	0.997	0.91	0	2.5
	En appuis	4.64	0.0039	0.999	0.46	0	2.5
Sens-y	**En travée**	9.16	0.0076	0.997	0.91	0	2.5
	En appuis	4.64	0.0039	0.999	0.46	0	2.5

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25\times100}{1000} = 2.5cm^2$$

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 4\varphi10 = 3.14\ cm^2 \\ A_y = 4\varphi10 = 3.14\ cm^2 \end{cases}$

❖ **Condition d'espacement**

$$\overline{S_t} = \text{Min}[2h = 50\ cm, 22\ cm] = 22\ cm$$

On prendra: S = 25 cm

V.4.6. Vérification de l'effort tranchant

Suivant L_x : $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0\times d_x} \le \overline{\tau_u} = \frac{0.07\times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.87\ MPa$

$$V_{ux} = \frac{P_u\times L_x\times L_y}{2L_y+L_x} = 48.16\ kN$$

$$\tau_{ux} = \frac{48.16\times10^3}{1000\times225} = 0.214\ MPa \le \overline{\tau_u} = 1.87\ MPa \qquad C.V$$

Suivant L_y : $\tau_{ux} = \frac{V_{uy}}{b_0\times d_y} \le \overline{\tau_u} = 1.1\ MPa$

$$V_{uy} = \frac{P_u\times L_x\times L_y}{3L_y} = 42.81\ kN$$

$$\tau_{uy} = \frac{42.81\times10^3}{1000\times215} = 0.199\ MPa \le \overline{\tau_u} = 1.87\ MPa \qquad C.V$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.4.7. Vérification à l'E.L.S

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}y \le \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 24\ MPa$

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Tableau V.23. Calcul de M_{ser}

		M_{ser} (kN. m)
Sens x	**travée**	0.107*q_{ser}=0.107*62.86=6.72
	appuis	0.5*M_t= =0.5*6.72=3.36
Sens-y	**travée**	0.107*q_{ser}= =0.107*62.86=6.72
	appuis	0.5*M_t=0.5*6.72=3.36

❖ **Détermination de la valeur de « y »**

$$50y^2 + 15y - 15Ad = 0$$

Moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.24.Vérification à l'ELS

		M_{ser} (kN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Sens x	**travée**	6.72	2.5	8.56	40495.21	0.016	0.136	24	C.V
	appuis	3.36	2.5	4.28	19344.62	0.017	0.074	24	C.V
Sens-y	**travée**	6.72	2.5	8.41	40448.15	0.016	0.134	24	C.V
	appuis	3.36	2.5	4.21	19315.26	0.017	0.073	24	C.V

V.4.8. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ a } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \geq \frac{2}{f_e} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0.166 > 0.0425 & \text{C.V} \\ 0.166 > 0.028 \text{ a } 0.037 & \text{C.V} \\ 1.115 \times 10^{-4} > 5 \times 10^{-3} & \text{C.V} \end{cases}$$

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

V.4.9.Vérification de non poinçonnement

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Q_u= 84 kN, γ_b = 1.5, f_{cj}= 40 MPa, h = 25 cm

$U_c = 2(u + v)$

$u = a + 2(e + h/2)$

$v = b + 2(e + h/2)$

$U_c = 2(a+b) + 8e + 4h$

Avec: a=b=e

$U_c = 4h = 100$ cm

Q_u = 84 kN < 0.045 xU_c x h x ($fc28/\gamma_b$) =3000 kN C.V

CHAPITRE VI

ETUDE DYNAIQUE

VI.1. Introduction

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure .Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

VI.2.Caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- ✓ Le centre de Masse (G).
- ✓ Le centre de Torsion (R).

VI.2.1.Centre de masse

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (dalles en BA, escaliers, voiles en BA) ; et ce par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_G = \dfrac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i} \\ Y_G = \dfrac{\sum W_i \times Y_i}{\sum W_i} \end{cases}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- $X_G$et Y_G: Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

- **Vue 3 D GLOBALE**

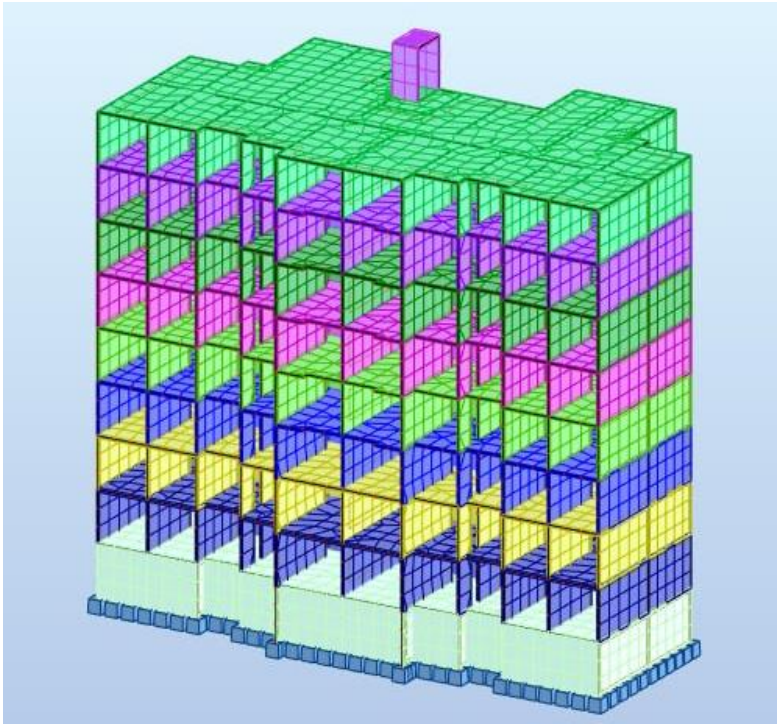


Figure VI.1. Disposition 3D

- **Vue 3D DES VOILES**

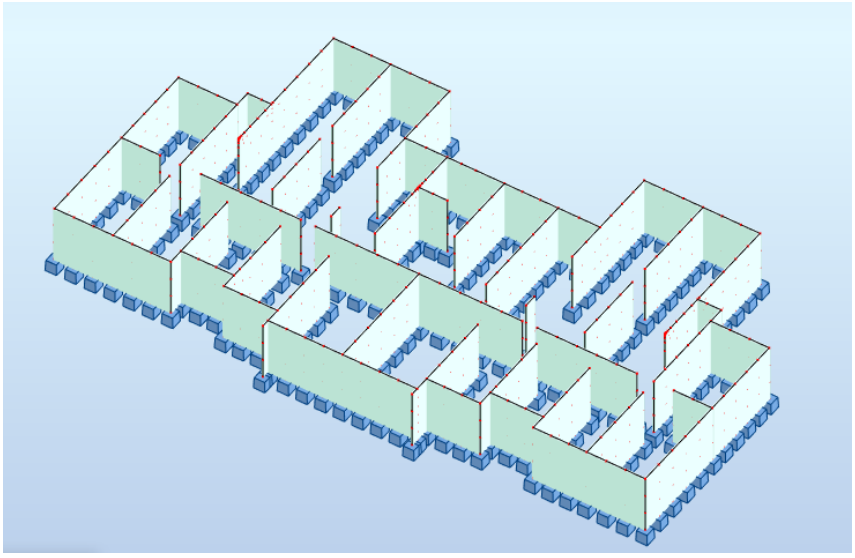


Figure VI.2. Disposition des voiles aux Sous-sol

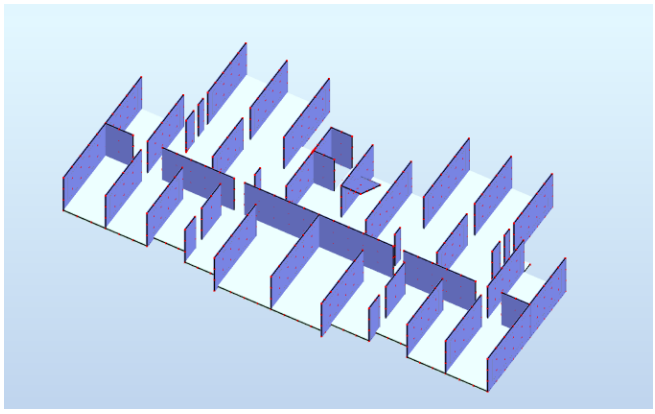


Figure VI.3. Disposition des voiles aux RDC

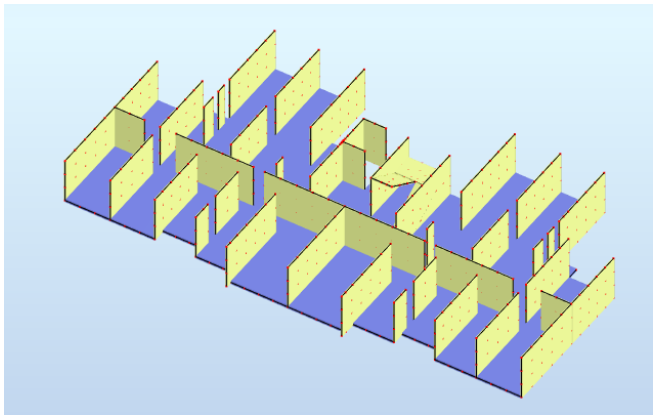


Figure VI.4. Disposition des voiles au 1er étage

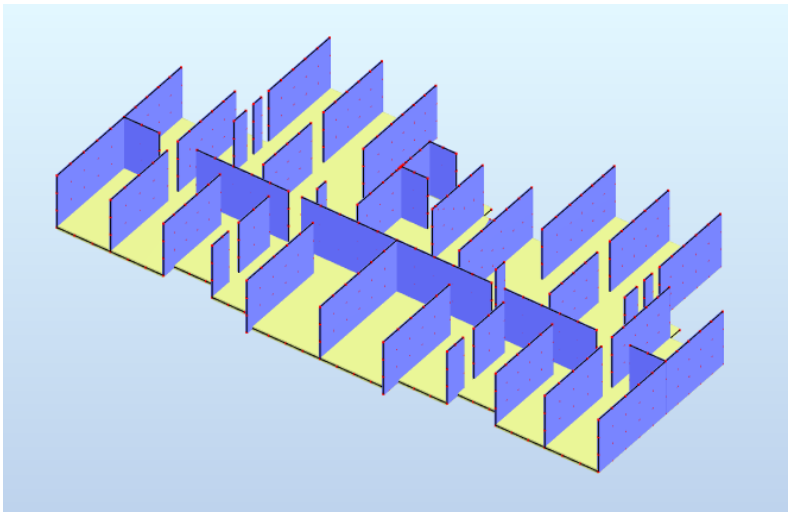


Figure VI.5. Disposition des voiles aux autres étages

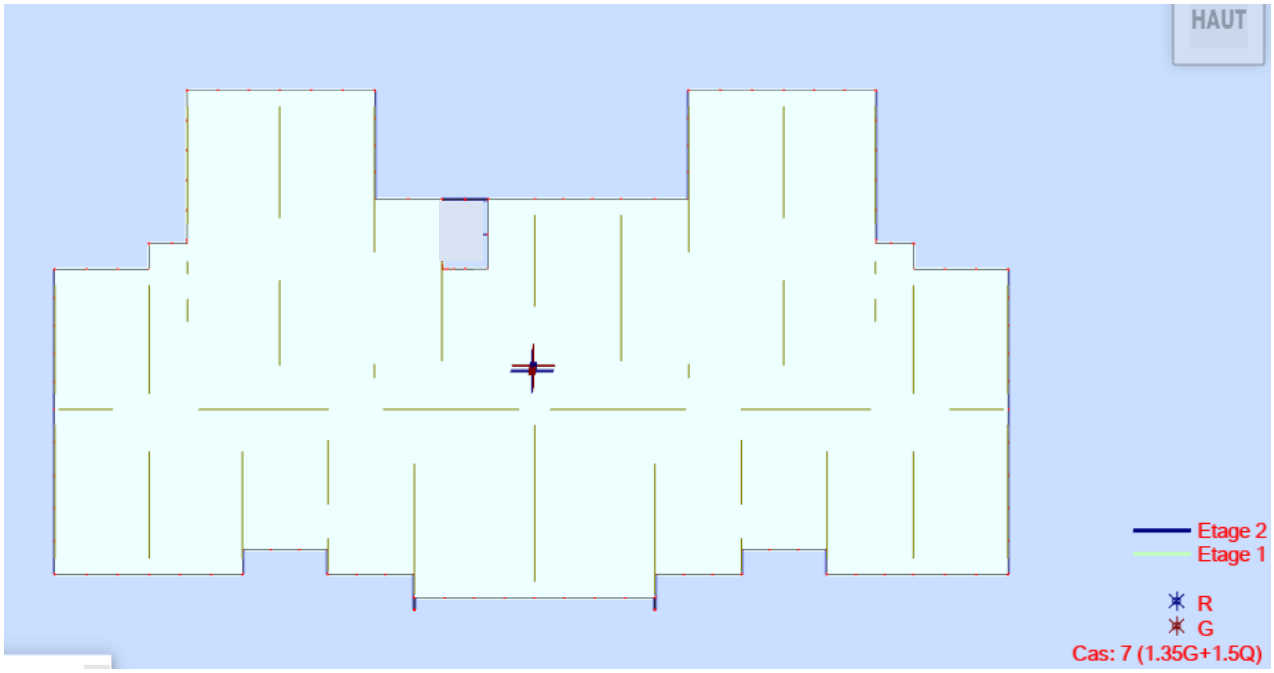


Figure VI.6. Vue en plan (G-R)

Lx=**30.74 m**

Ly=**16.71 m**

Tableau VI.1. Calcul de centre de masse

Niveau(m)	∑Wi (kN)	X_G(m)	Y_G(m)	$\sum W_i \times X_i$	$\sum W_i \times Y_i$
+27.54	26.24834	13.239	12.082	347.5012	317.1324
+24.48	3386.21728	15.390	7.662	52113.8839	25945.1968
+21.42	2519.94086	15.409	7.719	38829.7687	19451.4235
+18.36	2519.94086	15.409	7.719	38829.7687	19451.4235
+15.30	2519.94086	15.409	7.719	38829.7687	19451.4235
+9.18	2519.94086	15.409	7.719	38829.7687	19451.4235
+6.12	2519.94086	15.409	7.719	38829.7687	19451.4235
+3.06	2592.80014	15.437	7.871	40025.0558	20407.9299
0.00	2579.58904	15.444	7.842	39839.1731	20229.1373
-3.06	2484.67085	15.389	7.721	38236.5997	19184.1436

VI.2.2. Centre de torsion

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : voiles. Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}} \qquad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

♦ Pour les voiles pleins : $I_x = \frac{L.e^3}{12}$; $I_y = \frac{e.L^3}{12}$

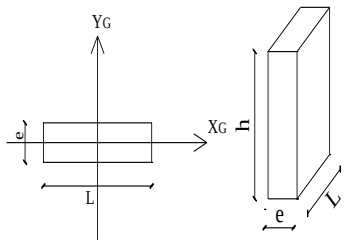


Figure VI.7. Dimension des voiles

Tableau VI.2. Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	X_T(m)	Y_T(m)	$\sum I_{Yi} \times X_i$	$\sum I_{Xi} \times Y_i$
+27.54	13.46027	5.41722	12.494	12.085	67.683	162.667
+24.48	58024.24078	245387.46313	15.404	6.519	3779948.482	378260.026
+21.42	42788.93511	181898.97212	15.404	6.537	2801971.767	279711.269
+18.36	42786.12996	181897.89022	15.404	6.537	2801591.305	279692.932
+15.30	42786.12996	181897.89022	15.404	6.537	2801591.305	279692.932
+9.18	42786.12996	181897.89022	15.404	6.537	2801591.305	279692.932
+6.12	42785.69689	181898.65623	15.404	6.537	2801966.901	279690.101
+3.06	43612.62839	181975.32274	15.404	6.536	2803147.87	285052.139
0.00	43168.41198	181940.98034	15.404	6.536	2802618.861	282148.741
-3.06	41797.34971	181357.50166	15.402	6.623	2793268.241	276823.847

VI.2.3. Excentricité

VI.2.3.1. Excentricité statique

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit : $\begin{cases} e_x = |X_G - X_T| \\ e_y = |Y_G - Y_T| \end{cases}$

Tableau VI.3. Calcul de l'excentricité statique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G	X_T	e_x (m)	Y_G	Y_T	e_y (m)
+27.54	13.239	12.494	0.745	12.082	12.085	0.002
+24.48	15.390	15.404	0.014	7.662	6.519	1.143
+21.42	15.409	15.404	0.005	7.719	6.537	1.182
+18.36	15.409	15.404	0.005	7.719	6.537	1.182
+15.30	15.409	15.404	0.005	7.719	6.537	1.182
+9.18	15.409	15.404	0.005	7.719	6.537	1.182
+6.12	15.409	15.404	0.005	7.719	6.537	1.182
+3.06	15.437	15.404	0.033	7.871	6.536	1.335
0.00	15.444	15.404	0.040	7.842	6.536	1.306
-3.06	15.389	15.402	0.013	7.721	6.623	1.098

VI.2.3.2. Excentricité accidentelle [1] ►► Art [4.2.7] ◄◄

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_{x\,acc} = 0.05L_x \\ E_{y\,acc} = 0.05L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Calcul d'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	$E_{x\,acc}$ (m)	$E_{y\,acc}$ (m)
+27.54	1.500	2.260	0.075	0.113
+24.48	30.740	16.710	1.537	0.836
+21.42	30.740	16.710	1.537	0.836
+18.36	30.740	16.710	1.537	0.836
+15.30	30.740	16.710	1.537	0.836
+9.18	30.740	16.710	1.537	0.836
+6.12	30.740	16.710	1.537	0.836
+3.06	30.740	16.710	1.537	0.836
0.00	30.740	16.710	1.537	0.836
-3.06	30.740	16.710	1.537	0.836

VI.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle [1] ►► Art [4.3.7] ◄◄

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

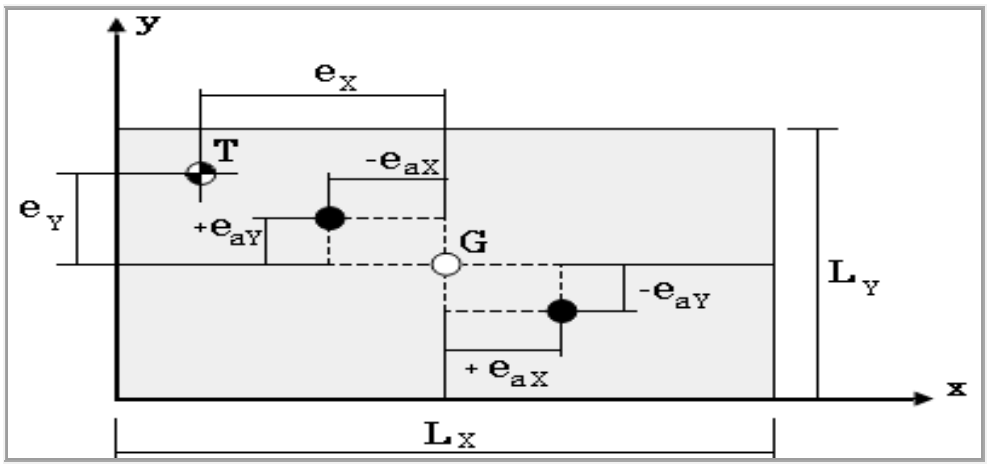


Figure VI.8. Position du centre de masse

Tableau VI.5. Calcul de l'excentricité totale

	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité accidentelle 5% L		Excentricité finale			
	X_G	Y_G	X_T	Y_T	$\pm E_{x\,acc}$	$\pm E_{y\,acc}$	$e_x + E_{x\,acc}$	$e_x - E_{x\,acc}$	$e_y + E_{y\,acc}$	$e_y - E_{y\,acc}$
8	13.239	12.082	12.494	12.085	0.075	0.113	0.82	0.67	0.115	-0.111
7	15.390	7.662	15.404	6.519	1.537	0.836	1.551	-1.523	1.979	0.307
6	15.409	7.719	15.404	6.537	1.537	0.836	1.542	-1.532	2.018	0.346
5	15.409	7.719	15.404	6.537	1.537	0.836	1.542	-1.532	2.018	0.346
4	15.409	7.719	15.404	6.537	1.537	0.836	1.542	-1.532	2.018	0.346
3	15.409	7.719	15.404	6.537	1.537	0.836	1.542	-1.532	2.018	0.346
2	15.409	7.719	15.404	6.537	1.537	0.836	1.542	-1.532	2.018	0.346
1	15.437	7.871	15.404	6.536	1.537	0.836	1.572	-1.502	2.171	0.499
RDC	15.444	7.842	15.404	6.536	1.537	0.836	1.577	-1.497	2.142	0.47
SS	15.389	7.721	15.402	6.623	1.537	0.836	1.55	-1.524	1.934	0.262

VI.3.Choix de la méthode de calcul

VI.3.1.Introduction

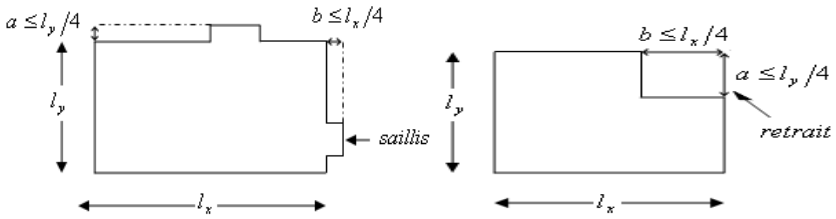
On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes:

- ❖ Méthode statique équivalente.
- ❖ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente

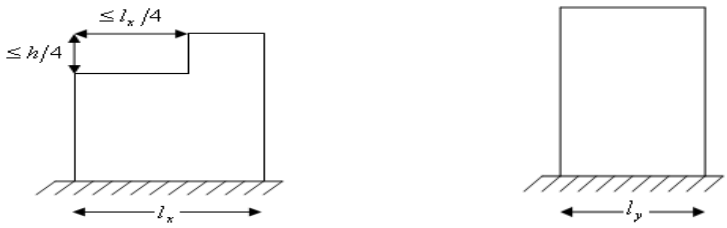
1. En zone **III** le bâtiment ou bloc étudier à une hauteur au plus égale à : **65 m** C.V

a) **Régularité en plan**



- Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$ de L_x et L_y C.N.V.

b) **Régularité en élévation :**



- **(C.V)** car on n'a pas des retraits en élévation

1. La configuration du bloc étudié est régulière (En zone sismique III, groupe d'usage 2, Ht=27.54 m C.N.V.

✓ Donc selon **RPA99/2003 Art [4.1.2],** les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **« ROBOT.2021 »**.

VI.3.3. Méthode dynamique modale spectrale

VI.3.3.1. Principe

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

VI.3.3.2.Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

VI.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul [1]

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

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25\,A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2\le T\le T_2\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_1\le T\le 30\ s\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A [1] ►► Tab [4.1] ◄◄

Tableau VI.6. Coefficient d'accélération de zone A

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
III	0.35	0.30	**0.25**	0.15

b. Facteur de correction d'amortissement η

$\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi=10\ \%$ **[1] ►► Tab [4.2] ◄◄**

Les voiles en béton armés → η = 0,763

c. Coefficient de comportement R : [1] ►► Tab [4.3] ◄◄

On prend (R=3.5) ce qui correspond à un système de Voiles porteurs en béton armé.

d. Facteur de qualité Q [1] ►► Tab [4.4] ◄◄

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

$$Q = \sum_{}^{6} P_q$$

Tableau VI.7.Détermination du facteur de qualité Q

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Non	0,05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve : $\begin{cases} Q_x = 1 + 0.1 = 1.1 \\ Q_y = 1 + 0.1 = 1.1 \end{cases}$

e. périodes caractéristiques : [1] ►► Tab [4.7] ◄◄

$\begin{cases} T_1 = 0.15\ s \\ T_2 = 0.50\ s \end{cases}$ **Site S3**

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de *spectre de réponse*. Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

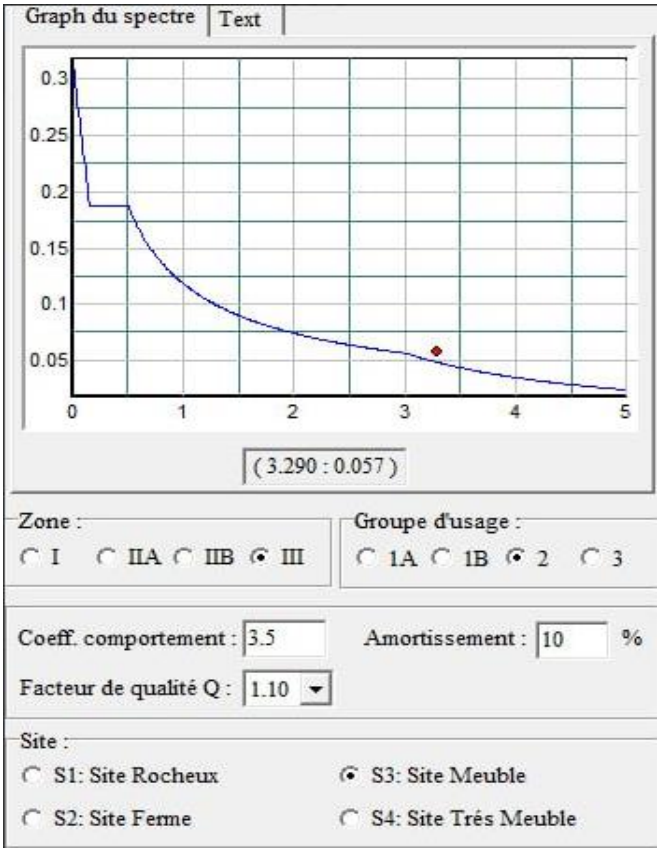


Figure VI.9. Spectre de réponse

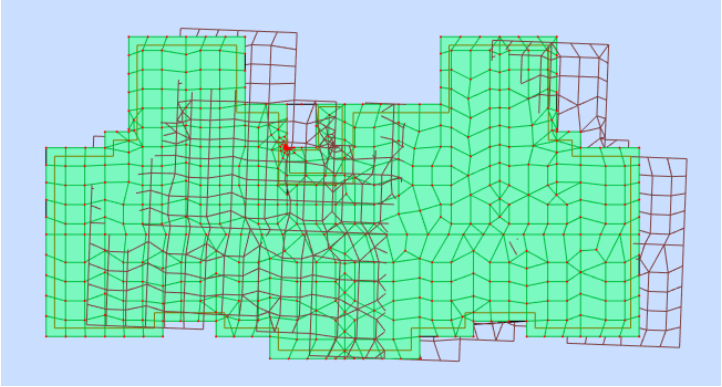
VI.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99/2003 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

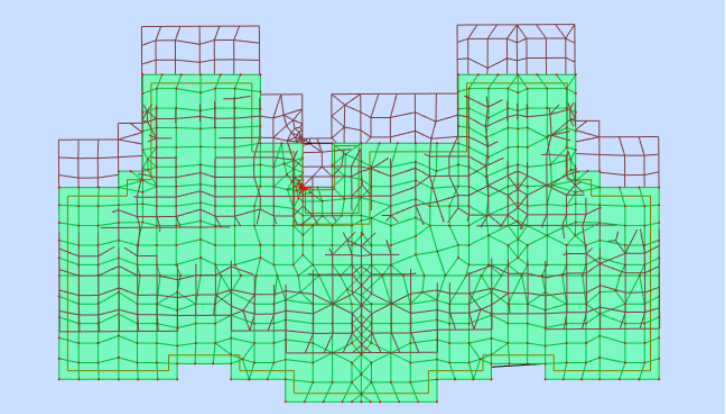
VI.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes

Mode 1



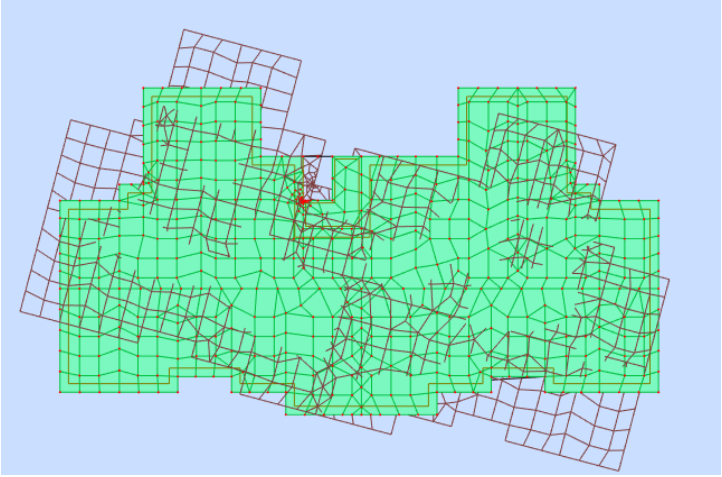
Translation pure suivant (x)

Mode 2



Translation pure suivant (y)

Mode 3



Rotation autour de Z

Figure VI.10. Le comportement des trois premiers modes

Tableau VI.8. Le comportement des trois premiers modes

Modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)
Mode 1	69.18	0.00
Mode 2	0.00	65.68
Mode 3	1.53	0.02

VI.4.2.Vérification de participation massique

Pour la structure représentée par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après : **[1] ►► Art [4.3.4.a] ◄◄** , mais dans notre cas la structure est très rigide, le nombre de mode a dépassé 70 mais on pas atteint une 90%, donc selon l'article **[1] ►► Art [4.3.4.b] ◄◄** le nombre de mode à considérer est :

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

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

Dans notre cas N = 9, $K \geq 9$ et $T_9 = 0.04$ sec ≤ 0.20 sec **C.V**

Le nombre de mode à considérer est au mode **$9^{ème}$ mode**.

Tableau VI.9. Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)		
		Sens x	Sens-y	Sens z
1	0.24	69.18	0.00	0.00
2	0.20	69.18	65.68	0.02
3	0.19	70.71	65.70	0.02
4	0.07	84.9	65.70	0.02
5	0.05	84.91	85.07	0.92
6	0.05	84.91	85.07	0.92
7	0.04	84.98	85.07	0.94
8	0.04	84.98	85.54	50.99
9	0.04	85.11	85.54	51.16

VI.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul [1] ►► Art [4.2.6] ◄◄

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

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

- **Calcul de la force sismique totale [1] ►► Art [4.2.3] ◄◄**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q_y}{R}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ S \\ 2.5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ S \end{cases}$$

T_2= 0.50 s **[1] ►► Tab [4.7] ◄◄**

(Avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\varepsilon)}$

ε = 10 % **[1] ►► Tab [4.2] ◄◄**

(Avec remplissage dense) → η = 0,763 ≥ 0.7 C.V

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimums des deux formules suivantes :

1/ $T=C_T.h_N^{3/4}$

C_T=0.05 →$T_x = T_y$=0.05×$27.54^{3/4}$=0.601 s **[1] ►► Art [4.2.4] ◄◄**

2/ $T=0{,}09.h_N/D^{1/2}$

$$\begin{cases} T_x = 0.080\ s \\ T_y = 0.148\ s \end{cases}$$

Les valeurs qu'on prend alors sont :

$$\begin{cases} T_x = 0.080\ s \\ T_y = 0.148\ s \end{cases} \quad \epsilon\ (0;\ 0.5\ s)$$

Alors: $D_x = D_y$ =2.5**η** Donc $D_x = D_y$ =1.9075

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.2 **[1] ►► Tab [4.5] ◄◄**

W= 23669.22993 Kn

Tableau VI.10. Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	1.9075	1.9075	3.5	1.1	1.1	23669.22993	3547.425	3547.425

Tableau VI.11.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	V_t (kN)	0.8×V	V_t > 0.8×V
X	3547.425	3196.463	2837.94	C.V
Y	3547.425	3196.463	2837.94	C.V

Pour les deux directions x et y la condition est vérifiée.

VI.4.4. Vérification de la stabilité au renversement

- Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \qquad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

- Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} M_{tx} = y_G . W_i \\ M_{ty} = X_G . W_i \end{cases}$$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

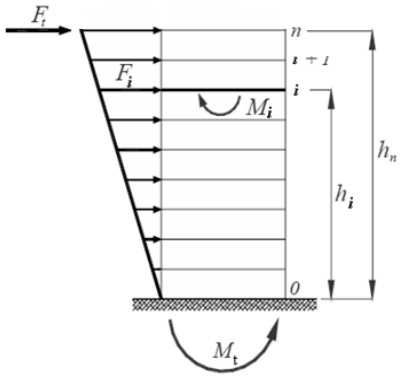


Figure VI.11. Les forces agissent sur la stabilité au renversement

VI.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

[1] ►► Art [4.2.5] ◄◄

$$F_i = \left(\frac{W_i . h_i}{\sum_{j-1}^{n} W_j h_j}\right) . (V - F_t)$$

$$F_i = \begin{cases} 0.07\ TV \leq 0.25V & \text{si } T \geq 0.7s \\ 0 & \text{si } T < 0.7\ s \end{cases}$$

On a:

- $T_x = 0.080$ s $\rightarrow F_t = 0$
- $T_y = 0.148$ s $\rightarrow F_t = 0$

Donc on a:

$$F_{ix} = \left(\frac{W_i.h_i}{\sum_{j-1}^{n} W_j h_j}\right).V_X = \alpha_x.V_X$$

$$F_{iy} = \left(\frac{W_i.h_i}{\sum_{j-1}^{n} W_j h_j}\right).V_y = \alpha_y.V_y$$

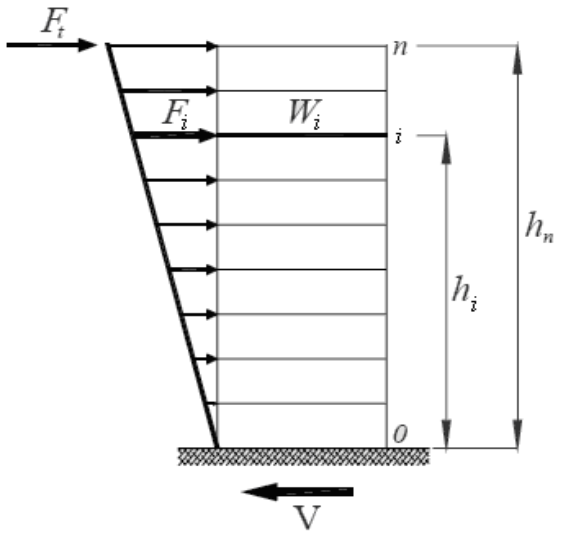


Figure VI.12. Distribution des forces sismiques

Tableau VI.12. Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y

Niveau (m)	W_i (kN)	W_ih_i (kN.m)	$\alpha_x = \alpha_y$	$F_{ix} = F_{ix}$ (kN)
+27.54	26.24834	722.879284	0.00268823	9.53631105
+24.48	3386.21728	82894.599	0.30826736	1093.55559
+21.42	2519.94086	53977.1332	0.20072946	712.072878
+18.36	2519.94086	46266.1142	0.17205383	610.348181
+15.30	2519.94086	38555.0952	0.14337819	508.623484
+9.18	2519.94086	23133.0571	0.08602691	305.174091
+6.12	2519.94086	15422.0381	0.05735128	203.449394
+3.06	2592.80014	7933.96843	0.02950474	104.665872
0.00	2579.58904	0	0	0
SOMME		268904.884	1	3547.4258

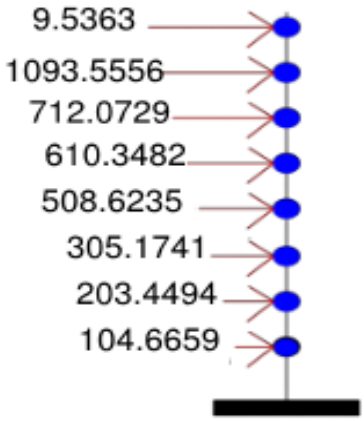


Figure VI.13. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X et Y

VI.4.4.2. Moment de renversement

Tableau VI.13. Calcul du moment de renversement

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+27.54	9.5363	9.5363	262.6297	262.6297
+24.48	1093.5556	1093.5556	26770.2411	26770.2411
+21.42	712.0729	712.0729	15252.6015	15252.6015
+18.36	610.3482	610.3482	11205.9929	11205.9929
+15.30	508.6235	508.6235	7781.9396	7781.9396
+9.18	305.1741	305.1741	2801.4982	2801.4982
+6.12	203.4494	203.4494	1245.1103	1245.1103
+3.06	104.6659	104.6659	320.2777	320.2777
		∑Mo	65640.291	65640.291

VI.4.4.3. Moment stabilisant

Tableau VI.14. Calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+27.54	26.24834	13.239	12.082	347.5018	317.1324
+24.48	3386.21728	15.390	7.662	52113.8839	25945.1968
+21.42	2519.94086	15.409	7.719	38829.7687	19451.4235
+18.36	2519.94086	15.409	7.719	38829.7687	19451.4235
+15.30	2519.94086	15.409	7.719	38829.7687	19451.4235
+9.18	2519.94086	15.409	7.719	38829.7687	19451.4235
+6.12	2519.94086	15.409	7.719	38829.7687	19451.4235
+3.06	2592.80014	15.437	7.871	40025.0558	20407.9299
		∑Mt		286635.285	143927.3766

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_o} \geq 1.5$

Tableau VI.15.Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$
286635.285	143927.3766	65640.291	65640.291	4.3668	2.1927	C.V

✓ Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc il est stable vis-à-vis le renversement.

VI.4.5.Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ **[1] ►► Art [4.4.3] ◄◄**

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon **[1] ►► Art [5.10] ◄◄**: le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser :

Δk limite = 0.01* he he : la hauteur de l'étage k.

Tableau VI.16.Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+27.54	1.528	5.348			
			0.255	3.06	C.V
+24.48	1.455	5.093			
			0.536	3.06	C.V
+21.42	1.302	4.557			
			0.612	3.06	C.V
+18.36	1.127	3.945			
			0.676	3.06	C.V
+15.3	0.934	3.269			
			0.717	3.06	C.V
+9.18	0.729	2.552			
			0.728	3.06	C.V
+6.12	0.521	1.824			
			0.676	3.06	C.V
+3.06	0.328	1.148			
			0.584	3.06	C.V
+0.00	0.161	0.564			

Tableau VI.17.Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+27.54	0.094	0.329			
			-1.005	3.06	C.V
+24.48	0.381	1.334			
			0.196	3.06	C.V
+21.42	0.325	1.138			
			0.196	3.06	C.V
+18.36	0.269	0.942			
			0.2	3.06	C.V
+15.3	0.212	0.742			
			0.196	3.06	C.V
+9.18	0.156	0.546			
			0.178	3.06	C.V
+6.12	0.105	0.368			
			0.154	3.06	C.V
+3.06	0.061	0.214			
			0.123	3.06	C.V
+0.00	0.026	0.091			

VI.4.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [1] ►► Art [5.9] ◄◄

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k * \Delta_k \ / \ V_k * h_k \leq 0.10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Tableau VI.18.Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
+27.54	26.24834	9.5363	9.5363	0.255	-	-
+24.48	3386.21728	1093.5556	1103.0919	0.536	0.000672	C.V
+21.42	2519.94086	712.0729	1815.1648	0.612	0.000397	C.V
+18.36	2519.94086	610.3482	2425.513	0.676	0.000383	C.V
+15.3	2519.94086	508.6235	2934.1365	0.717	0.000402	C.V
+9.18	2519.94086	305.1741	3239.3106	0.728	0.000617	C.V
+6.12	2519.94086	203.4494	3442.76	0.676	0.000808	C.V
+3.06	2592.80014	104.6659	3547.4259	0.584	0.000139	C.V

Tableau VI.19.Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0.10
+27.54	26.24834	9.5363	9.5363	-1.005	-	-
+24.48	3386.21728	1093.5556	1103.0919	0.196	0.000246	C.V
+21.42	2519.94086	712.0729	1815.1648	0.196	0.000127	C.V
+18.36	2519.94086	610.3482	2425.513	0.2	0.000113	C.V
+15.3	2519.94086	508.6235	2934.1365	0.196	0.00011	C.V
+9.18	2519.94086	305.1741	3239.3106	0.178	0.000151	C.V
+6.12	2519.94086	203.4494	3442.76	0.154	0.000184	C.V
+3.06	2592.80014	104.6659	3547.4259	0.123	0.000294	C.V

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ.

Conclusion générale

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique du bloc étudié.

CHAPITRE VII

FERRAILLAGE DES VOILES

VII.1.Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ les combinaisons données par les règles du **CBA 93**
- ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q
- ✓ E.L.S : G + Q
- ❖ les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄**
- ✓ G +Q ± E
- ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- ➢ G : charges permanentes.
- ➢ Q : charges d'exploitations.
- ➢ E : charges sismiques.

VII.2.Ferraillage des voiles

VII.2.1.Introduction

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

VII.2.2. Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

VII.2.2.1.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003

- ➢ **Aciers verticaux [1] ►► Art [7.7.4.1] ◄◄**

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la langueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

➢ **Aciers horizontaux [1] ►► Art [7.7.4.2] ◄◄**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

➢ **Règles communes [1] ►► Art [7.7.4.3] ◄◄**

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S \leq 30cm$

$S \leq 1,5.e$

Avec : e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

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

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

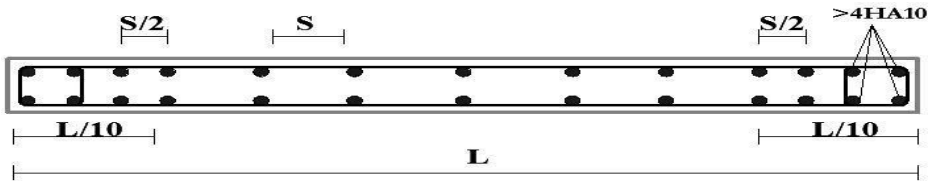


Figure VII.1. Disposition des armatures verticales

➢ **Armatures transversales [2]**

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

VII.2.3. Calcul du ferraillage vertical

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise ra la méthode des contraintes

Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour les épaisseurs suivantes : **e=15 cm**

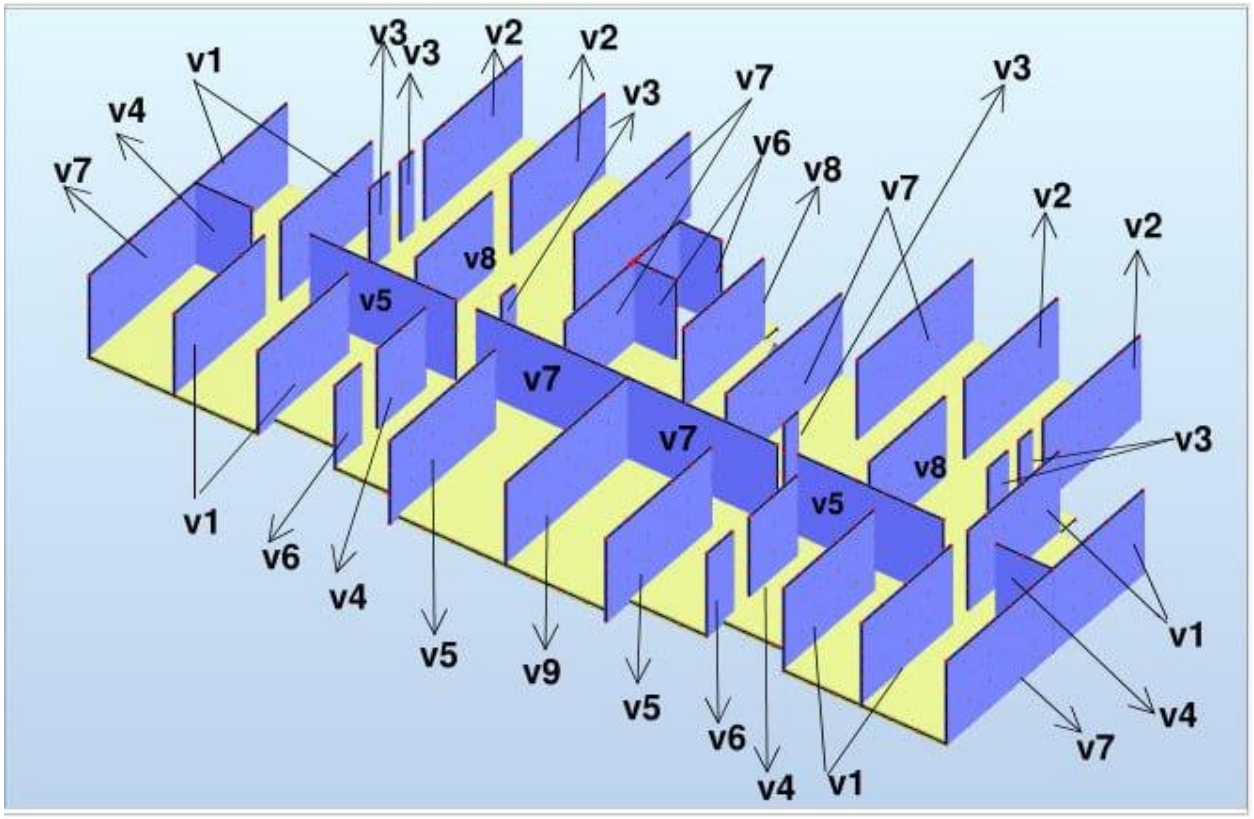


Figure VII.2. Notation des voiles

➢ **Méthode de calcul [7]**

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du **NAVIER** : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donné par :

N : l'effort normal.

M : moment de flexion.

T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

Ω : La section horizontale du voile.

e : son épaisseur.

$\frac{I}{v}$; $\frac{I}{v'}$: Les modules de résistance de cette section.

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v'}{I} \end{cases}$$

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles :

1- Section entièrement tendue (**SET**): σ_1 et $\sigma_2 < 0$

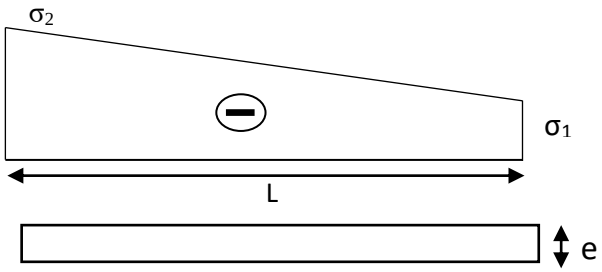


Figure VII.3. Section entièrement tendue

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} \Rightarrow F = [\frac{(\sigma_1+\sigma_2)}{2}] \times e \times L$$

2- Section entièrement comprimée (**SEC**): σ_1 et $\sigma_2 > 0$

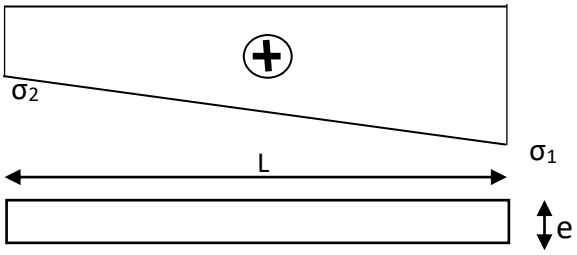


Figure VII.4. Section entièrement comprimée

$$A_{s\,min} = 0.15\% \times e \times L$$

3- Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) : σ_1 et σ_2 **de signes opposés.**

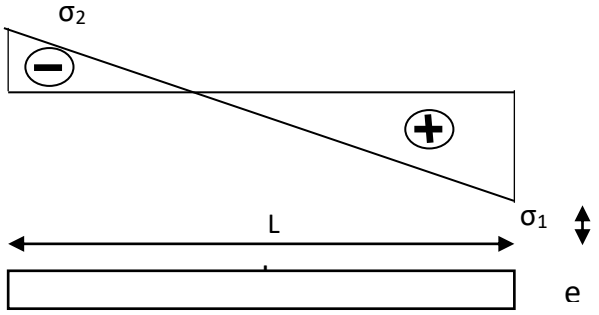


Figure VII.5. Section partiellement comprimée

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1+\sigma_2}\right] \times e \Rightarrow F = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} \Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s}$$

Tableau VII.1. Les armatures verticales des voiles d'épaisseur 15 cm (RDC+1er étage)

Épaisseur	**15 (cm)**								
Voile	**V1**	**V2**	**V3**	**V4**	**V5**	**V6**	**V7**	**V8**	**V9**
L (m)	4.45	4.8	0.94	2.35	5.2	1.5	5.7	3.95	6.05
σ_1 (MPa)	1.646	1.309	1.226	1.285	2.011	1.542	1.941	0.534	1.68
σ_2 (MPa)	-0.508	-1.464	-1.068	-1.053	-2.148	-1.78	-1.03	-0.647	-1.533
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt(m)	1.049	2.534	0.438	1.058	2.686	0.804	1.976	2.164	2.887
F(KN)	39.967	278.233	35.084	83.556	432.715	107.334	152.646	105.008	331.933
σ_s (MPa)	500								
(A_s /ml/2faces)(cm^2)	0.8	5.56	0.7	1.67	8.65	2.15	3.05	2.1	6.64
(A_s/ml/face)(cm^2)	0.4	2.78	0.35	0.84	4.33	1.08	1.53	1.05	3.32
(A_s/ml/face) (cm^2)	0.4	2.78	0.35	0.84	4.33	1.08	1.53	1.05	3.32
0.2 %Bt	3.15	7.6	1.31	3.17	8.058	2.41	5.92	6.49	8.661
A_s/ml ≥ 0.2 %Bt	CNV	CNV	CNV	CNV	CV	CNV	CNV	CNV	CNV
A_{min} CBA (cm^2)	6.68	7.2	1.41	3.525	7.8	2.25	8.55	5.93	9.08
A_{min} RPA (cm^2)	10.01	10.8	2.12	5.29	11.7	3.38	12.83	8.89	13.61
S_t d'about (cm)	10	10	7.5	10	10	7.5	10	10	10
S_t courante (cm)	20	20	15	20	20	15	20	20	20
(2) armatures d'about (cm^2)	**4HA12 + 6HA10 =9.23**	**4HA12 + 6HA10 =9.23**	**4HA10 =3.14**	**4HA12 + 2HA10 =6.09**	**4HA14 + 8HA10 =12.43**	**4HA12 + 2HA10 =6.09**	**4HA14 + 8HA10 =12.43**	**4HA12 + 6HA10 =9.23**	**4HA14 + 10HA10 =14**
(2) armatures Courante (cm^2)	**17HA10 =13.34**	**19HA10 =14.91**	**5HA10 =3.92**	**8HA10 =6.28**	**20HA10 =15.7**	**8HA10 =6.28**	**22HA10 =17.27**	**15HA10 =11.77**	**23HA10 =18.05**

Tableau VII.2. Les armatures verticales des voiles d'épaisseur 15 cm (2ème étage+3ème étage)

Épaisseur	**15 (cm)**								
Voile	**V1**	**V2**	**V3**	**V4**	**V5**	**V6**	**V7**	**V8**	**V9**
L (m)	4.45	4.8	0.94	2.35	5.2	1.5	5.7	3.95	6.05
σ_1 (MPa)	0.987	0.723	1.057	0.630	1.76	0.476	1.825	0.597	0.897
σ_2 (MPa)	-0.284	-0.908	-1.265	-0.774	-1.513	0.317	-1.417	-0.613	-0.767
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SEC	SPC	SPC	SPC
Lt(m)	0.994	2.672	0.512	1.296	2.404	-	2.491	2.001	2.789
F(KN)	21.172	181.963	48.576	75.232	272.794	-	264.731	91.996	160.437
σ_s (MPa)	500								
(A_s /ml/2faces)(cm^2)	0.42	3.64	0.97	1.5	5.46	-	5.29	1.84	3.21
(A_s/ml/face)(cm^2)	0.21	1.82	0.485	0.75	2.73	-	2.645	0.92	1.605
($A_{s'}$/ml/face) (cm^2)	0.21	1.82	0.485	0.75	2.73	-	2.645	0.92	1.605
0.2 %Bt	2.982	8.016	1.54	3.89	7.212	-	7.473	6.003	8.367
A_s/ml $\geq$ 0.2 %Bt	CNV	CNV	CNV	CNV	CNV	-	CNV	CNV	CNV
A_{min} CBA (cm^2)	6.68	7.2	1.41	3.525	7.8	2.25	8.55	5.93	9.08
A_{min} RPA (cm^2)	10.01	10.8	2.12	5.29	11.7	3.38	12.83	8.89	13.61
S_t d'about (cm)	10	10	7.5	10	10	7.5	10	10	10
S_t courante (cm)	20	20	15	20	20	15	20	20	20
(2) armatures d'about (cm^2)	**4HA12 + 6HA10 =9.23**	**4HA12 + 6HA10 =9.23**	**4HA10 =3.14**	**4HA12 + 2HA10 =6.09**	**4HA14 + 8HA10 =12.43**	**4HA12 + 2HA10 =6.09**	**4HA14 + 8HA10 =12.43**	**4HA12 + 6HA10 =9.23**	**4HA14 + 10HA10 =14**
(2) armatures Courante (cm^2)	**17HA10 =13.34**	**19HA10 =14.91**	**5HA10 =3.92**	**8HA10 =6.28**	**20HA10 =15.7**	**8HA10 =6.28**	**22HA10 =17.27**	**15HA10 =11.77**	**23HA10 =18.05**

Tableau VII.3. Les armatures verticales des voiles d'épaisseur 15 cm (4ème étage+5ème étage)

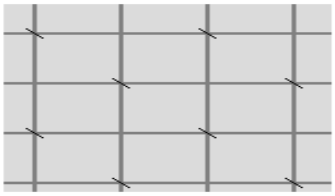
Épaisseur	**15 (cm)**								
Voile	**V1**	**V2**	**V3**	**V4**	**V5**	**V6**	**V7**	**V8**	**V9**
L (m)	4.45	4.8	0.94	2.35	5.2	1.5	5.7	3.95	6.05
σ_1 (MPa)	0.456	0.365	1.233	0.55	1.34	0.204	1.346	0.570	0.378
σ_2 (MPa)	-0.204	-0.399	-1.674	-0.426	-1.351	-0.241	-1.358	-0.633	-0.453
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt(m)	1.375	2.507	0.541	1.026	2.611	0.812	2.863	2.071	3.29
F(KN)	21.04	75.02	67.92	32.78	264.56	14.68	291.6	98.32	111.78
σ_s (MPa)	500								
(A_s /ml/2faces)(cm^2)	0.42	1.5	1.36	0.66	5.29	0.29	5.83	1.97	2.24
(A_s/ml/face)(cm^2)	0.21	0.75	0.68	0.33	2.65	0.14	2.916	0.98	1.12
($A_{s'}$/ml/face) (cm^2)	0.21	0.75	0.68	0.33	2.65	0.14	2.916	0.98	1.12
0.2 %Bt	4.13	7.521	1.623	3.08	7.83	2.436	8.59	6.21	9.87
A_s/ml $\geq$ 0.2 %Bt	CNV	CNV	CNV	CNV	CNV	CNV	CNV	CNV	CNV
A_{min} CBA (cm^2)	6.68	7.2	1.41	3.525	7.8	2.25	8.55	5.93	9.08
A_{min} RPA (cm^2)	10.01	10.8	2.12	5.29	11.7	3.38	12.83	8.89	13.61
S_t d'about (cm)	10	10	7.5	10	10	7.5	10	10	10
S_t courante (cm)	20	20	15	20	20	15	20	20	20
(2) armatures d'about (cm^2)	**4HA12 + 6HA10 =9.23**	**4HA12 + 6HA10 =9.23**	**4HA10 =3.14**	**4HA12 + 2HA10 =6.09**	**4HA14 + 8HA10 =12.43**	**4HA12 + 2HA10 =6.09**	**4HA14 + 8HA10 =12.43**	**4HA12 + 6HA10 =9.23**	**4HA14 + 10HA10 =14**
(2) armatures Courante (cm^2)	**17HA10 =13.34**	**19HA10 =14.91**	**5HA10 =3.92**	**8HA10 =6.28**	**20HA10 =15.7**	**8HA10 =6.28**	**22HA10 =17.27**	**15HA10 =11.77**	**23HA10 =18.05**

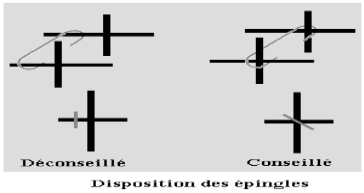
Tableau VII.4. Les armatures verticales des voiles d'épaisseur 15 cm (6ème étage+7ème étage)

Épaisseur	**15 (cm)**								
Voile	**V1**	**V2**	**V3**	**V4**	**V5**	**V6**	**V7**	**V8**	**V9**
L (m)	4.45	4.8	0.94	2.35	5.2	1.5	5.7	3.95	6.05
σ_1 (MPa)	0.474	0.431	1.91	0.56	1.246	0.262	1.305	0.832	0.05
σ_2 (MPa)	-0.4	-0.343	-2.232	-0.401	-0.965	-0.22	-1.011	-0.637	-0.227
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt(m)	2.037	2.127	0.507	0.981	2.27	0.685	2.488	1.713	4.958
F(KN)	61.11	54.72	84.87	29.5	164.29	11.3	188.65	81.84	84.41
σ_s (MPa)	500								
(A_s /ml/2faces)(cm^2)	1.22	1.09	1.7	0.59	3.29	0.23	3.77	1.64	1.69
(A_s/ml/face)(cm^2)	0.61	0.55	0.85	0.3	1.65	0.12	1.89	0.82	0.84
(A_s'/ml/face) (cm^2)	0.61	0.55	0.85	0.3	1.65	0.12	1.89	0.82	0.84
0.2 %Bt	6.11	6.38	1.52	2.94	6.81	2.06	7.46	5.14	14.87
A_s/ml ≥ 0.2 %Bt	CNV	CNV	CV	CNV	CNV	CNV	CNV	CNV	CNV
A_{min} CBA (cm^2)	6.68	7.2	1.41	3.525	7.8	2.25	8.55	5.93	9.08
A_{min} RPA (cm^2)	10.01	10.8	2.12	5.29	11.7	3.38	12.83	8.89	13.61
S_t d'about (cm)	10	10	7.5	10	10	7.5	10	10	10
S_t courante (cm)	20	20	15	20	20	15	20	20	20
(2) armatures d'about (cm^2)	**4HA12 + 6HA10 =9.23**	**4HA12 + 6HA10 =9.23**	**4HA10 =3.14**	**4HA12 + 2HA10 =6.09**	**4HA14 + 8HA10 =12.43**	**4HA12 + 2HA10 =6.09**	**4HA14 + 8HA10 =12.43**	**4HA12 + 6HA10 =9.23**	**4HA14 + 10HA10 =14**
(2) armatures Courante (cm^2)	**17HA10 =13.34**	**19HA10 =14.91**	**5HA10 =3.92**	**8HA10 =6.28**	**20HA10 =15.7**	**8HA10 =6.28**	**22HA10 =17.27**	**15HA10 =11.77**	**23HA10 =18.05**

VII.2.4.Armatures transversales

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t \leq Ø_v$.





Disposition des épingles

Figure VII.6. Les armatures transversales et les épingles

Pour notre bloc, toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ =40. 1,4 = **60 cm**

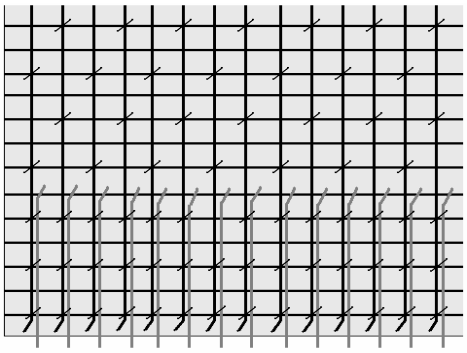


Figure VII.7. La zone de recouvrement des voiles

VII.2.5.Vérification des voiles à l'effort tranchant [1] ►► Art [7.7.4.3] ◄◄

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1.4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ Il faut vérifier la condition suivante :

$\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau VII.5.Vérification à l'effort tranchant des voiles d'épaisseur 15 cm (RDC+1er étage)

Voile	Epaisseur (cm)	T (kN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
V1	15	114.693	0.267	8	C.V
V2	15	127.441	0.275	8	C.V
V3	15	16.668	0.184	8	C.V
V4	15	86.849	0.383	8	C.V
V5	15	535.498	1.068	8	C.V
V6	15	62.896	0.435	8	C.V
V7	15	813.258	1.48	8	C.V
V8	15	91.492	0.24	8	C.V
V9	15	266.368	0.457	8	C.V

Tableau VII.6.Vérification à l'effort tranchant des voiles d'épaisseur 15 cm (2ème étage+3ème étage)

Voile	Epaisseur (cm)	T(kN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
V1	15	107.84	0.251	8	C.V
V2	15	84.134	0.182	8	C.V
V3	15	22.845	0.252	8	C.V
V4	15	33.869	0.149	8	C.V
V5	15	495.91	0.989	8	C.V
V6	15	15.745	0.109	8	C.V
V7	15	488.737	0.889	8	C.V
V8	15	95.649	0.251	8	C.V
V9	15	190.525	0.327	8	C.V

Tableau VII.7.Vérification à l'effort tranchant des voiles d'épaisseur 15 cm (4ème étage+5ème étage)

Voile	Epaisseur (cm)	T (kN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
V1	15	88.616	0.207	8	C.V
V2	15	126.126	0.272	8	C.V
V3	15	10.07	0.111	8	C.V
V4	15	38.528	0.17	8	C.V
V5	15	412.397	0.822	8	C.V
V6	15	6.887	0.048	8	C.V
V7	15	417.311	0.76	8	C.V
V8	15	8.66	0.214	8	C.V
V9	15	155.138	0.266	8	C.V

Tableau VII.8.Vérification à l'effort tranchant des voiles d'épaisseur 15 cm (6ème étage+7ème étage)

Voile	Epaisseur (cm)	T (kN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
V1	15	133.175	0.310	8	C.V
V2	15	135.872	0.294	8	C.V
V3	15	14.204	0.157	8	C.V
V4	15	32.566	0.144	8	C.V
V5	15	337.282	0.673	8	C.V
V6	15	10.275	0.071	8	C.V
V7	15	378.037	0.688	8	C.V
V8	15	76.787	0.202	8	C.V
V9	15	74.42	0.128	8	C.V

VII.2.6.Ferraillage horizontal

VII.2.6.1.Calcul des armatures horizontales

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme At est connue, alors : $At=2.at=2.\pi\phi_t^2/4=1.57\ cm^2$, $\phi t=10\ mm$.

L'espacement St des aciers horizontaux : $S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u-0.3*f_{t28}*K)}$

- $K=1+3(\sigma_{cm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec compression.
- $K=1-10(\sigma_{tm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec traction.
- $\sigma_{cm}=N_c/B$, $\sigma_{tm}=N_t/B$ (N_c: effort normal de compression, N: effort normal de traction

B=L*a : section totale du béton et F_{cj} : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min}\,[0.9d, 40cm]\ \textbf{[2]} \\ St \leq \min\,(1{,}5a, 30cm)\ \textbf{[1] ►► Art [7.7.4.3] ◄◄} \end{cases}$

Tableau VII 9.Détermination des armatures horizontales des voiles d'épaisseur 15 cm (RDC+1er étage)

Voile	Ep (cm)	N (kN)	K	St CBA93	St RPA99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin =0.15%B	Ah≥ Amin
V1	15	383.922	0.856	-813.6	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V2	15	-55.834	0.994	-661.02	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V3	15	7.696	0.986	-582.27	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V4	15	28.884	0.979	-822.26	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V5	15	-53.456	0.995	2374.29	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V6	15	-26.797	0.991	-896.4	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V7	15	367.838	0.892	604.79	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V8	15	-25.932	0.998	-622.25	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V9	15	66.888	0.982	-959.62	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V

Tableau VII.10.Détermination des armatures horizontales des voiles d'épaisseur 15 cm (2ème étage+3ème étage)

Voile	Ep (cm)	N (kN)	K	St CBA93	St RPA99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin =0.15‰B	Ah≥ Amin
V1	15	237.307	0.911	-719.92	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V2	15	-66.546	0.993	-575.47	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V3	15	-10.109	0.994	-637.36	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V4	15	-21.681	0.995	-548.65	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V5	15	56.91	0.982	3893.21	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V6	15	89.239	0.901	-583.51	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V7	15	93.699	0.973	30794.38	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V8	15	-3.778	0.999	-631.95	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V9	15	58.831	0.984	-733.2	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V

Tableau VII 11. Détermination des armatures horizontales des voiles d'épaisseur 15 cm (4ème étage+5ème étage)

Voile	Ep (cm)	N (kN)	K	St CBA93	St RPA 99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin =0.15‰B	Ah≥ Amin
V1	15	85.106	0.968	-616.63	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V2	15	-7.731	0.999	-653.11	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V3	15	-19.811	0.989	-525.69	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V4	15	18.642	0.987	-570.19	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V5	15	-2.585	0.999	-5312.13	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V6	15	-4.176	0.998	-481.73	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V7	15	-2.795	0.999	-2944.39	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V8	15	-13.53	0.998	-598.6	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V9	15	-34.398	0.997	-648.76	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V

Tableau VII.12.Détermination des armatures horizontales des voiles d'épaisseur 15 cm (6ème étage+7ème étage)

Voile	Ep (cm)	N (kN)	K	St CBA93	St RPA 99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin =0.15%B	Ah≥ Amin
V1	15	16.92	0.994	-700.59	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V2	15	20.372	0.993	-682.95	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V3	15	-14.459	0.992	-556.63	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V4	15	23.897	0.983	-552.94	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V5	15	64.503	0.979	-1968.12	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V6	15	4.755	0.994	-497.29	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V7	15	67.59	0.98	-2111.16	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V8	15	44.571	0.981	-601.51	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V
V9	15	-80.388	0.993	-534.89	22.5	20	**2(14Ø10) =10.99**	2.25	C.V

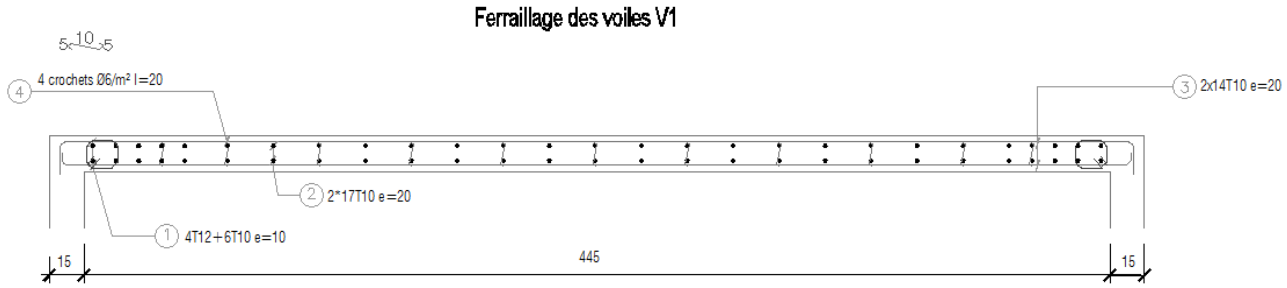


Figure VII.8. Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15 cm (V1)

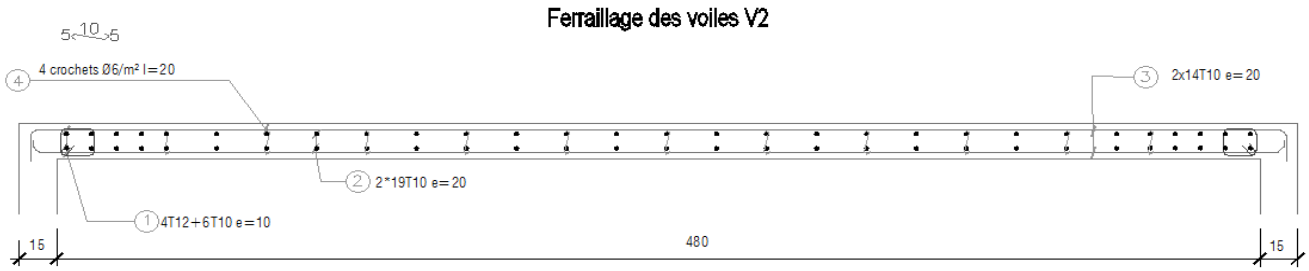


Figure VII. 9. Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15 cm (V2)

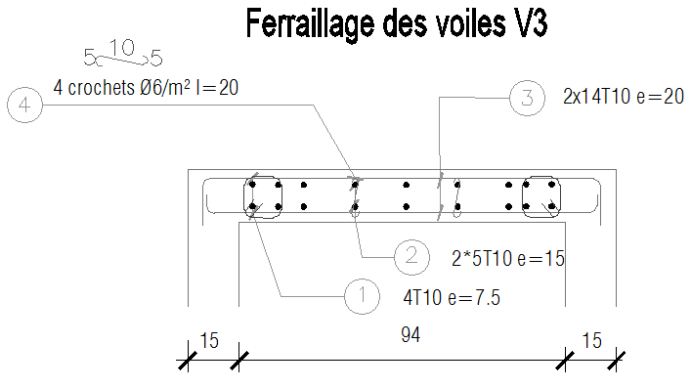


Figure VII.10. Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15 cm (V3)

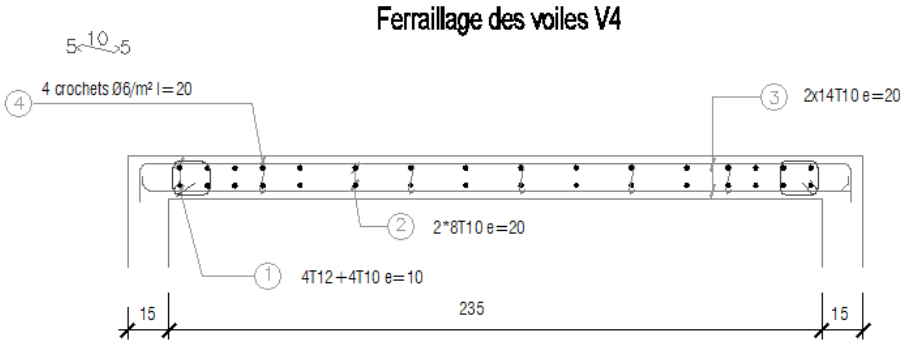


Figure VII.11. Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15 cm (V4)

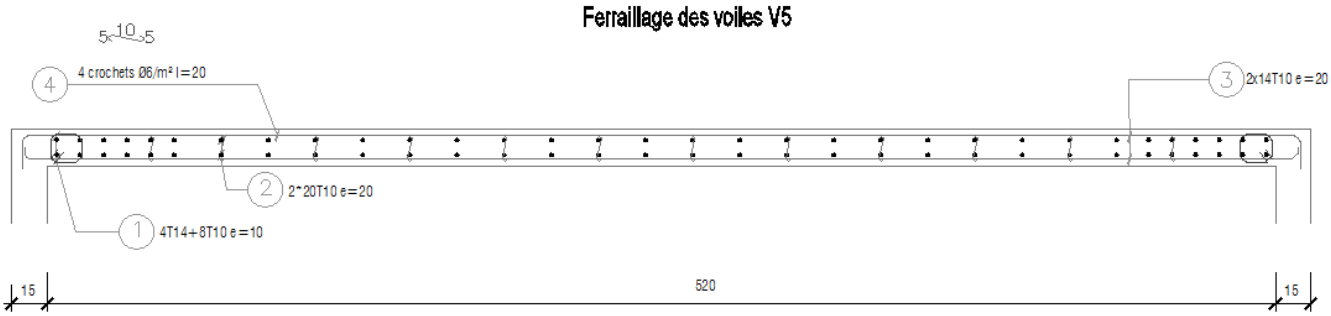


Figure VII.12. Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15 cm (V5)

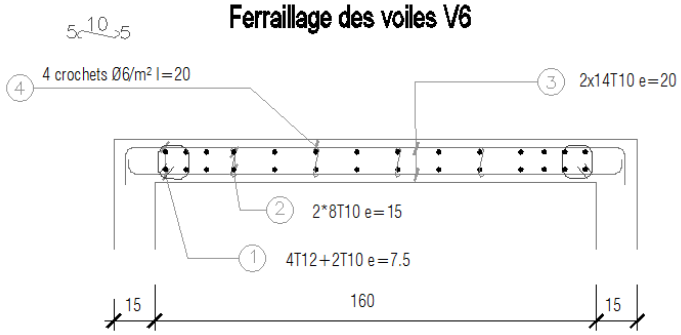


Figure VII.13. Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15 cm (V6)

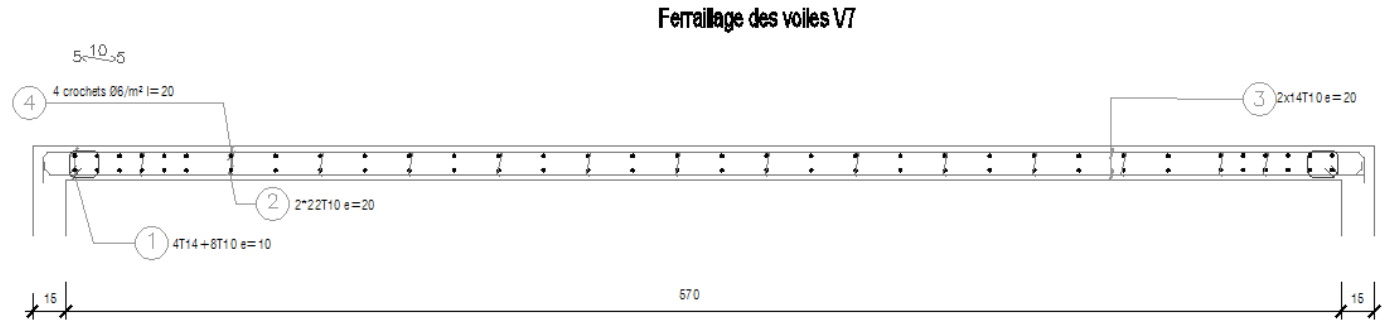


Figure VII.14. Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15 cm (V7)

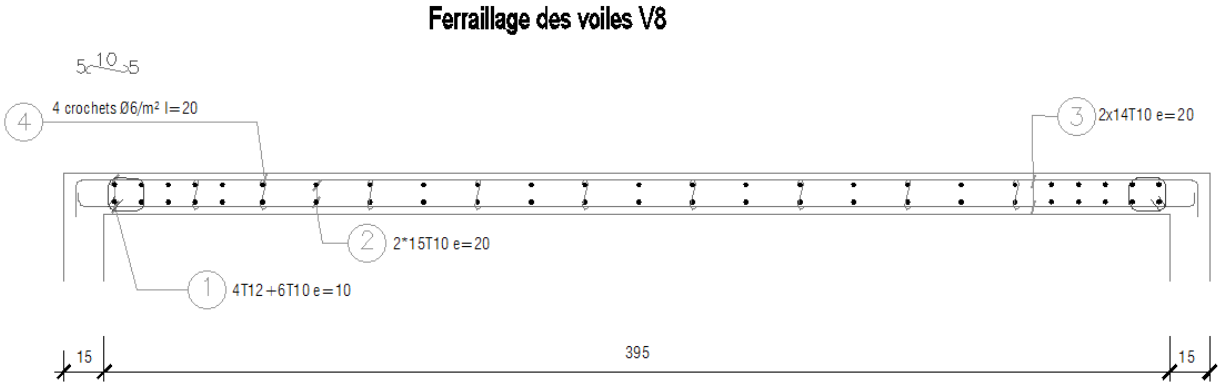


Figure VII.15. Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15 cm (V8)

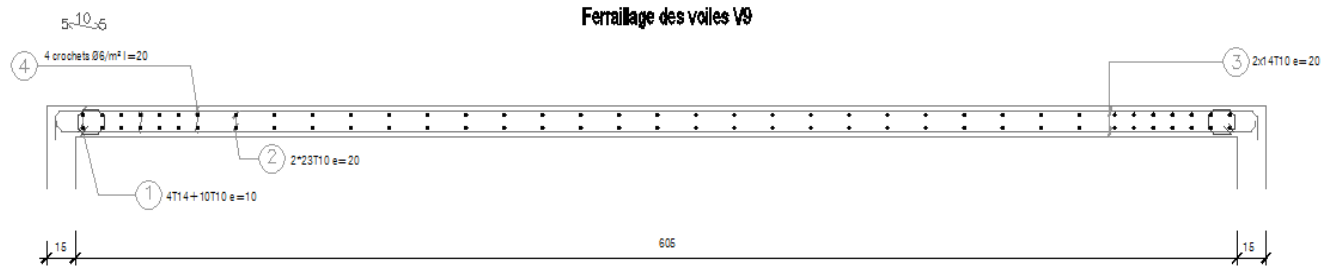


Figure VII.16. Disposition des armatures dans les voiles d'épaisseur 15 cm (V9)

CHAPITE VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1.Introduction

Une fondation est un ouvrage de transition entre les éléments porteurs de la structure et le sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

- ❖ Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la combinaison de ces dernières amenées par la superstructure.
- ❖ Transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante du sol.

- **Reconnaissance du lieu et du sol**

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- ➢ Sol de faible humidité et de moyenne à forte compacité. W%=9.96% ;
- ➢ Sol de nature argilo marneuse brunâtre carbonatée ;
- ➢ Sol Peu plastique ;
- ➢ Sol Peu compressible et peu gonflant ;
- ➢ Sol de bonne cohésion **c=0.10** bars ;
- ➢ Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle ;

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondant à σ_{sol} **= 2.0 bars** avec un ancrage de **2.50 m**.

- **Choix du Type de fondation :**

Le choix du type de fondation dépend de :

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation.
- ❖ La raison économique et la facilité de réalisation.
- ❖ .La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le coffrage tunnel exige un radier général épais. Le schéma suivants montre la disposition du radier général :

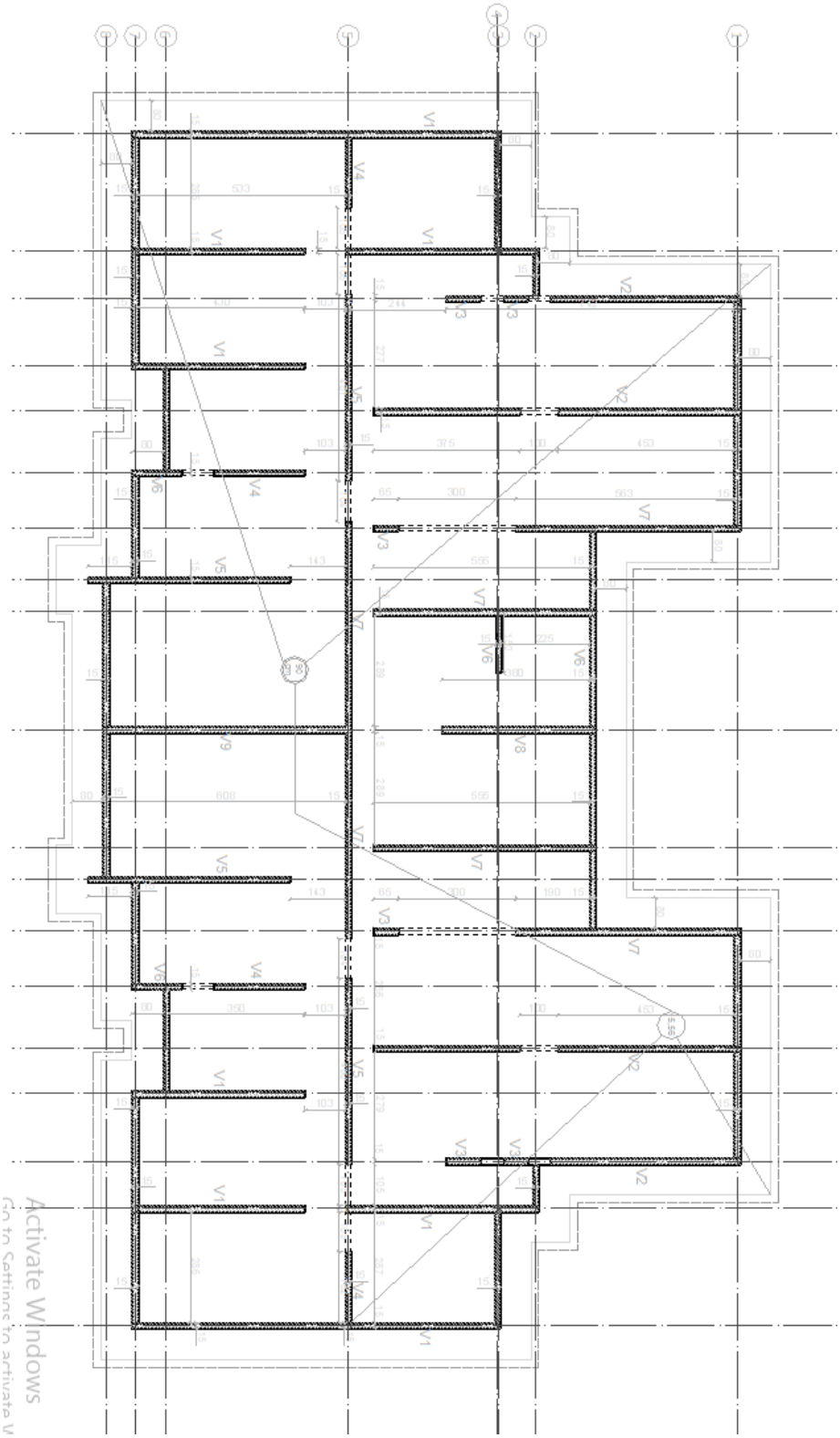


Figure VIII.1. Représentation du radier général

VIII.2. Pré-dimensionnement du radier général

VIII.2.1. détermination de Nu et Nser

$\mathbf{N_u}$**:** L'effort ultime agissant sur le radier.

$\mathbf{N_{ser}}$**= 37828.578 kN**

$\mathbf{N_{ser}}$**:** L'effort Normale de service agissant sur le radier.

$\mathbf{N_{ser}}$ **=27434.634 kN**

VIII.2.2.surface nécessaire du radier

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{S_r} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_r \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{27434.634}{2\times100}$$

$$S_r \geq 137.17\ m^2$$

Donc on prend directement la surface du radier tout en prévoyant un de bord de **60**cm. donc la surface du radier sera : **Sr =140 m².**

- **vérification sous $\mathbf{N_u}$**

$$\sigma_{sol} \leq \sigma = \frac{N_u}{S_r} \Rightarrow 0.2\ MPa \leq 275.78\ MPa$$

Pour ce qui suit de calcul, on va utiliser la valeur de **σ = 0,2 MPa.**

VIII.2.3.épaisseur du radier

L'épaisseur du radier doit être déterminé en fonction de :

1) Condition forfaitaire

$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$ L_{max}: La plus grande portée du panneau de dalle entre axes des voiles.

$$L_{max} = 6.05\ m$$

Donc on aura : $\frac{605}{8} \leq h \leq \frac{605}{5} \Rightarrow$ $75.63\ cm \leq h \leq 121\ cm$

On prend h = 90 cm

2) condition du cisaillement

$$\tau = \frac{T_{max}}{bz} \leq \bar{\tau}_b$$

$\bar{\tau}_b = \mathbf{Min}[0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\ \mathbf{MPa}]$ (Fissuration préjudiciable [2] ►► Art [5.1] ◄◄.

$$\bar{\tau}_b = \mathbf{Min}\left[0.15\frac{40}{1.5}; 4\ \mathbf{MPa}\right] = 4\ \mathbf{MPa}$$

$$T_{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} \Rightarrow q_u = \frac{N_u}{S_r}$$

$$T_{max} = 834.23\ \mathbf{kN}$$

$\tau \leq \bar{\tau}_b \Rightarrow z \geq \frac{T_{max}}{b\bar{\tau}_b}$ Avec : **b = 1 m** (on va supposer qu'on a une poutre de largeur 1m)

Donc : **z ≥ 20.86 cm.**

$z = \frac{7}{8} h \Rightarrow h = \frac{8}{7}.z$ donc : **h ≥ 23.84 cm.**

3) Condition de Verdeyen:

Pour étudier la raideur, on utilise la théorie de **verdeyen.** La rigidité de notre radier est vérifiée

Si : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ avec $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$

L_{max}: La distance maximale entre nu de deux voiles successifs.

L_e: La longueur élastique.

I: l'inertie du radier ; $\mathbf{I} = \frac{bh^3}{12}$

b: largeur de bande **1m**.

K: coefficient de raideur du sol, **K = 4 kg/cm^3** (sol moyen).

E: module d'élasticité du radier **E= 37619.47 MPa**.

Donc : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$

$h^3 \geq \frac{3k}{E} \left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4$

$h^3 \geq 0.7034\ cm^2$ ⇨ **h=88.87 cm**

4) Condition de non poinçonnement [1]►► Art [5.2.4.2]◄◄.

$$q_u \leq 0.0045 U_c . h . \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

q_u: La charge de calcul pour l'état limite ultime.

U_c : Le périmètre du contour de l'air S.

b: largeur du voile.

On a : **qu = 275.78 kN.**

$U_c = 2(a' + b')$ $\begin{cases} a' = a + h \\ b' = b + h \end{cases}$

Dans notre cas on a : **a = b = 60 cm (les débords)**

Donc : $U_c = 4(0,6 + h)$ (m)

$U_c = 4(600 + h)$ (mm).

On aura : $4h^2 + 2400 - 2298.167 \times 10^3 \geq 0$

Donc : **h≥ 51.52 cm**

Conclusion : on adopte **h = 90 cm.**

VIII.3.Ferraillage du radier

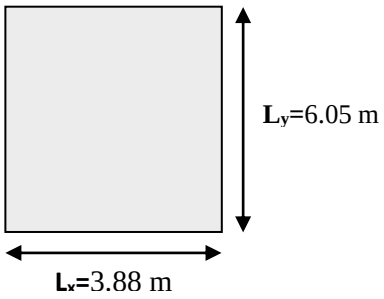


Figure VIII.2.le panneau le plus sollicité

VIII.3.1.Calcul des efforts

$L_x = 3.88$ m et $L_y = 6.05$ m $\Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.64 \Rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1$

⇨Panneau de dalle portant sur deux directions.

En utilisant la méthode forfaitaire, on aura alors :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x . q . L_x^2 \\ M_y = \mu_y . M_x \end{cases}$$

Tableau VIII.1.**Les moments pour le panneau du radier**

Moment (KN.m)	ELU	ELS
μ_X	0.0765	0.0819
μ_Y	0.3472	0.5117
M_x	317.61	246.6
M_y	110.27	126.19
M_{tx}	238.21	184.95
M_{ty}	82.71	94.64
M_{agx}	158.81	123.3
M_{adx}	158.81	123.3
M_{ay}	55.14	63.1

VIII.3.2.Ferraillage des panneaux

b= 100 cm; h=90 cm, $\bar{\sigma}_s$ =435 MPa, $\bar{\sigma}_b$ = 22.67 MPa

$f_e E$500, f_{c28} = 40 MPa ; (fissuration préjudiciable).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.2. Calcul du ferraillage

position		Mu (kN.m)	μ	β	A'	Acm²/ml	Mser	Fiss prej		Amin	A choisie	bares
								$\sigma_b<\overline{\sigma_b}$	$\sigma_s<\overline{\sigma_s}$			
Travée	**x**	238.21	0.016	0.992	**0**	6.815	184.95	C.V	C.V	11.18	12.31	**8HA14**
	y	82.71	0.0056	0.997	**0**	2.36	94.64	C.V	C.V	11.18	6,78	**6HA12**
Appui	**x**	158.81	0.0107	0.995	**0**	4.53	123.3	C.V	C.V	11.18	6,78	**6HA12**
	y	55.14	0.0037	0.998	**0**	1.57	63.1	C.V	C.V	11.18	6,78	**6HA12**

VIII.3.3.Vérification à l'E.L.U

VIII.3.3.1.Vérification de la contrainte de cisaillement

-la fissuration est préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \mathbf{Min}\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\,\text{MPa}\right) = \mathbf{4\,MPa}$$

Suivant x :

$$\mathbf{T_u} = \frac{q_u L_x}{2} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{T_u} = \frac{275.78 \times 3.88}{2} = \mathbf{1070.03\,kN}$$

$$\tau_u = \frac{1070.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.81} = 1.32\ \text{MPa} \quad < \bar{\tau}_u = 4\ \text{MPa} \qquad \text{C.V}$$

Suivant y :

$$\mathbf{T_u} = \frac{q_u L_x}{2} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{T_u} = \frac{275.78 \times 6.05}{2} = \mathbf{834.23\,kN}$$

$$\tau_u = \frac{834.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.81} = 1.03\ \text{MPa} \quad < \bar{\tau}_u = 4\ \text{MPa} \qquad \text{C.V}$$

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet de fin d'études a porté sur l'analyse d'une structure en béton armé à voiles porteurs, réalisée selon la technique du "coffrage tunnel". Cette étude nous a permis de mieux comprendre les caractéristiques mécaniques de ce type de structure et d'évaluer les avantages et les inconvénients. Après avoir achevé ce travail, nous sommes arrivés aux conclusions suivantes :

1. Ductilité des structures à voiles porteurs :

Les structures réalisées avec des voiles porteurs utilisant le coffrage tunnel présentent une grande capacité de déformation (ductilité), leur donnant une meilleure résistance aux séismes par rapport aux systèmes contreventés par des voiles classiques.

2. On n’a pas eu un problème de flexibilité en torsion :

Dans la plupart des modèles coffrage tunnel on aura une torsion le premier mode.

3. Solution du problème :

Nous pensons que l’inexistence de la torsion est principalement liée à la disposition des voiles porteurs (orientés selon les deux directions X et Y) adoptée lors de la conception.

4. Certaines décisions architecturales prises lors de la conception des structures à voiles porteurs peuvent considérablement influencer leur capacité à résister aux séismes, malgré leur réputation de structures particulièrement robustes face aux charges latérales, donc il faut avoir une bonne conception.

5. Modélisation complète de la structure :

La modélisation doit inclure tous les éléments, qu'ils soient secondaires ou porteurs, afin de représenter fidèlement le comportement réel de la structure en cas de séisme.

6. Rôle des voiles porteurs :

Une bonne disposition des voiles porteurs est essentielle pour contrôler et améliorer la stabilité au séisme.

7. Réduction des efforts internes :

Les voiles porteurs réduisent les efforts de flexion et de cisaillement et permettant ainsi de minimiser les sections d'armature selon les exigences du RPA99/2003.

8. Stabilité horizontale :

Il est crucial de vérifier la stabilité globale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux pour garantir sa sécurité.

9. Utilisation radier général :

L'utilisation d'un radier général permet d'augmenter la rigidité et de répartir les charges de manière plus uniforme.

10. Évaluation des performances sismiques :

Pour évaluer les performances sismiques de la structure, nous avons utilisé la méthode spectrale modale, offrant une vision plus précise de sa réponse aux séismes.

11. L'utilisation du logiciel ROBOT 2021 pour l'analyse des structures nous a permis de nous adapter avec les outils informatiques avancés et de simplifier le calcul des efforts internes.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

1. **Documents réglementaires :**

[1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

[2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

[3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

[4] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99

2. **Manuels techniques :**

[5] : Cours Béton Armé de monsieur « BOUKENDAKDJI »

[6] : Etude d'un bâtiment en voile RDC+15+sous-sol à Blida utilisant le coffrage tunnel. Présenté par : **Mr OTSMANE** Ismail et **Mr BENCHEERIF** Abdelmadjid. BLIDA 2021.

[7] : Conception et Etude de la structure de deux blocs en béton armé contreventés par des voiles étude par **Mouas Amina** et **Settari Chafika** promotion 2009-2010.

[8] : Etude d'un bâtiment à usage multiples «Sous-sol+RDC+10 étages». Présenté par **MEMMI Omar** et **HAOUI Ayoub** promotion **2020.**

3. **Logiciels :**

ROBOT version 2021.

AUTO CAD 2016.

Word 2013

Excel 2010

ANNEXE

Départ. G.C. C.U de Médéa.

nom: ..... Poids et Sections des barres en fonction du diamètre. prénoms: .....

Diam. Ø (mm)	Masse linéique (kg/ml)	Sections en cm² pour un nombre de barres compris entre 1 et 10.									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0.154	0.19	0.39	0.59	0.78	0.98	1.17	1.37	1.57	1.76	1.96
6	0.222	0.28	0.56	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.82
8	0.395	0.50	1.00	1.50	2.01	2.31	3.01	3.51	4.01	4.52	5.02
10	0.617	0.78	1.57	2.35	3.14	3.92	4.71	5.49	6.28	7.06	7.85
12	0.888	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.92	9.05	10.18	11.31
14	1.208	1.54	3.08	4.62	6.15	7.69	9.23	10.77	12.31	13.85	15.39
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.09	20.10
20	2.466	3.14	6.28	9.42	12.56	15.70	18.84	21.99	25.13	28.27	31.41
25	3.853	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09
32	6.313	8.04	16.08	24.12	32.17	40.21	48.25	58.29	64.34	72.38	80.42
40	9.865	12.56	25.13	37.70	50.26	61.83	75.39	87.96	100.53	113.09	125.66

Tableau 5 : Section rectangulaire en flexion simple, sans armatures comprimées.
Pour l'utilisation du tableau dans le cas de la section en T,

μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s
0,000	0,0000	1,000	10	0,080	0,1044	0,958	10	0,160	0,2193	0,912	10
0,002	0,0025	0,999	10	0,082	0,1071	0,957	10	0,162	0,2223	0,911	10
0,004	0,0050	0,998	10	0,084	0,1099	0,956	10	0,164	0,2253	0,910	10
0,006	0,0075	0,997	10	0,086	0,1126	0,955	10	0,166	0,2284	0,909	10
0,008	0,0100	0,996	10	0,088	0,1154	0,954	10	0,168	0,2314	0,907	10
0,010	0,0126	0,995	10	0,090	0,1181	0,953	10	0,170	0,2345	0,906	10
0,012	0,0151	0,994	10	0,092	0,1209	0,952	10	0,172	0,2376	0,905	10
0,014	0,0176	0,993	10	0,094	0,1236	0,951	10	0,174	0,2406	0,904	10
0,016	0,0201	0,992	10	0,096	0,1264	0,949	10	0,176	0,2438	0,902	10
0,018	0,0227	0,991	10	0,098	0,1291	0,948	10	0,178	0,2469	0,901	10
0,020	0,0252	0,990	10	0,100	0,1320	0,947	10	0,180	0,2500	0,900	10
0,022	0,0279	0,989	10	0,102	0,1348	0,946	10	0,182	0,2531	0,899	10
0,024	0,0304	0,988	10	0,104	0,1376	0,945	10	0,184	0,2562	0,898	10
0,026	0,0330	0,987	10	0,106	0,1404	0,944	10	0,186	0,2594	0,896	10
0,028	0,0355	0,986	10	0,108	0,1431	0,943	10	0,188	0,2626	0,895	9,83
0,030	0,0381	0,985	10	0,110	0,1460	0,942	10	0,190	0,2658	0,894	9,67
0,032	0,0406	0,984	10	0,112	0,1489	0,940	10	0,192	0,2689	0,892	9,52
0,034	0,0432	0,983	10	0,114	0,1517	0,939	10	0,194	0,2721	0,891	9,36
0,036	0,0459	0,982	10	0,116	0,1546	0,938	10	0,196	0,2753	0,890	9,21
0,038	0,0485	0,981	10	0,118	0,1574	0,937	10	0,198	0,2785	0,889	9,07
0,040	0,0510	0,980	10	0,120	0,1603	0,936	10	0,200	0,2818	0,887	8,92
0,042	0,0536	0,979	10	0,122	0,1631	0,935	10	0,202	0,2850	0,886	8,78
0,044	0,0562	0,978	10	0,124	0,1660	0,934	10	0,204	0,2882	0,885	8,64
0,046	0,0589	0,976	10	0,126	0,1689	0,932	10	0,206	0,2915	0,883	8,51
0,048	0,0615	0,975	10	0,128	0,1719	0,931	10	0,208	0,2948	0,882	8,37
0,050	0,0641	0,974	10	0,130	0,1748	0,930	10	0,210	0,2980	0,881	8,24
0,052	0,0667	0,973	10	0,132	0,1776	0,929	10	0,212	0,3013	0,879	8,12
0,054	0,0694	0,972	10	0,134	0,1805	0,928	10	0,214	0,3046	0,878	7,99
0,056	0,0721	0,971	10	0,136	0,1835	0,927	10	0,216	0,3079	0,877	7,87
0,058	0,0747	0,970	10	0,138	0,1864	0,925	10	0,218	0,3112	0,876	7,75
0,060	0,0774	0,969	10	0,140	0,1894	0,924	10	0,220	0,3146	0,874	7,63
0,062	0,0801	0,968	10	0,142	0,1923	0,923	10	0,222	0,3179	0,873	7,51
0,064	0,0828	0,967	10	0,144	0,1953	0,922	10	0,224	0,3212	0,872	7,40
0,066	0,0854	0,966	10	0,146	0,1983	0,921	10	0,226	0,3246	0,870	7,28
0,068	0,0881	0,965	10	0,148	0,2013	0,919	10	0,228	0,3280	0,869	7,17
0,070	0,0907	0,964	10	0,150	0,2041	0,918	10	0,230	0,3315	0,867	7,06
0,072	0,0935	0,963	10	0,152	0,2071	0,917	10	0,232	0,3349	0,866	6,95
0,074	0,0962	0,962	10	0,154	0,2101	0,916	10	0,234	0,3383	0,865	6,85
0,076	0,0989	0,960	10	0,156	0,2131	0,915	10	0,236	0,3417	0,863	6,74
0,078	0,1016	0,959	10	0,158	0,2162	0,914	10	0,238	0,3451	0,862	6,64

diagramme rectangulaire. Valeurs de α, β et 1000 ϵ_s en fonction de μ
voir deuxième partie, chapitre II, section II.

μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s
0,240	0,3486	0,861	6,54	0,320	0,5000	0,800	3,500	0,400	0,6910	0,724	1,565
0,242	0,3521	0,859	6,44	0,322	0,5041	0,798	3,443	0,402	0,6966	0,721	1,524
0,244	0,3556	0,858	6,34	0,324	0,5083	0,797	3,386	0,404	0,7023	0,719	1,484
0,246	0,3591	0,856	6,25	0,326	0,5126	0,795	3,328	0,406	0,7080	0,717	1,444
0,248	0,3626	0,855	6,15	0,328	0,5169	0,793	3,271	0,408	0,7138	0,714	1,403
0,250	0,3661	0,854	6,06	0,330	0,5211	0,792	3,217	0,410	0,7196	0,712	1,364
0,252	0,3696	0,852	5,97	0,332	0,5254	0,790	3,162	0,412	0,7256	0,710	1,324
0,254	0,3732	0,851	5,88	0,334	0,5297	0,788	3,107	0,414	0,7316	0,707	1,284
0,256	0,3768	0,849	5,79	0,336	0,5341	0,786	3,053	0,416	0,7376	0,705	1,245
0,258	0,3804	0,848	5,70	0,338	0,5385	0,785	3,000	0,418	0,7438	0,702	1,205
0,260	0,3840	0,846	5,62	0,340	0,5429	0,783	2,947	0,420	0,7500	0,700	1,166
0,262	0,3876	0,845	5,53	0,342	0,5474	0,781	2,894	0,422	0,7562	0,697	1,128
0,264	0,3913	0,843	5,45	0,344	0,5518	0,779	2,843	0,424	0,7626	0,695	1,090
0,266	0,3949	0,842	5,36	0,346	0,5563	0,777	2,792	0,426	0,7691	0,692	1,051
0,268	0,3985	0,841	5,28	0,348	0,5608	0,776	2,741	0,428	0,7756	0,690	1,013
0,270	0,4022	0,839	5,20	0,350	0,5654	0,774	2,690	0,430	0,7822	0,687	0,974
0,272	0,4059	0,838	5,12	0,352	0,5699	0,772	2,641	0,432	0,7890	0,684	0,936
0,274	0,4096	0,836	5,04	0,354	0,5745	0,770	2,592	0,434	0,7959	0,682	0,898
0,276	0,4134	0,835	4,97	0,356	0,5791	0,768	2,544	0,436	0,8028	0,679	0,860
0,278	0,4171	0,833	4,89	0,358	0,5838	0,766	2,495	0,438	0,8099	0,676	0,822
0,280	0,4209	0,832	4,82	0,360	0,5885	0,765	2,447	0,440	0,8170	0,673	0,784
0,282	0,4246	0,830	4,74	0,362	0,5933	0,763	2,399	0,442	0,8242	0,670	0,746
0,284	0,4284	0,829	4,67	0,364	0,5981	0,761	2,352	0,444	0,8316	0,667	0,708
0,286	0,4322	0,827	4,60	0,366	0,6029	0,759	2,305	0,446	0,8393	0,664	0,670
0,288	0,4361	0,826	4,53	0,368	0,6078	0,757	2,258	0,448	0,8469	0,661	0,633
0,290	0,4399	0,824	4,46	0,370	0,6126	0,755	2,212	0,450	0,8547	0,658	0,595
0,292	0,4437	0,823	4,39	0,372	0,6175	0,753	2,168	0,452	0,8627	0,655	0,557
0,294	0,4476	0,821	4,32	0,374	0,6225	0,751	2,123	0,454	0,8709	0,652	0,519
0,296	0,4516	0,819	4,25	0,376	0,6275	0,749	2,078	0,456	0,8792	0,648	0,481
0,298	0,4555	0,818	4,18	0,378	0,6325	0,747	2,034	0,458	0,8877	0,645	0,443
0,300	0,4595	0,816	4,12	0,380	0,6376	0,745	1,990	0,460	0,8965	0,641	0,404
0,302	0,4634	0,815	4,05	0,382	0,6427	0,743	1,946	0,462	0,9054	0,638	0,366
0,304	0,4674	0,813	3,99	0,384	0,6479	0,741	1,902	0,464	0,9146	0,634	0,327
0,306	0,4714	0,811	3,92	0,386	0,6531	0,739	1,859	0,466	0,9240	0,630	0,288
0,308	0,4754	0,810	3,86	0,388	0,6584	0,737	1,816	0,468	0,9337	0,626	0,248
0,310	0,4795	0,808	3,80	0,390	0,6637	0,735	1,773	0,470	0,9438	0,622	0,208
0,312	0,4835	0,807	3,74	0,392	0,6691	0,732	1,731	0,472	0,9542	0,618	0,168
0,314	0,4876	0,805	3,68	0,394	0,6745	0,730	1,689	0,474	0,9650	0,614	0,127
0,316	0,4916	0,803	3,62	0,396	0,6799	0,728	1,648	0,476	0,9761	0,610	0,086
0,318	0,4959	0,802	3,56	0,398	0,6854	0,726	1,607	0,478	0,9877	0,605	0,044

Valeurs de f_e et de 1000 ε_l, α_l, μ_l, β_l pour $\gamma_s = 1,15$ — $\gamma_s = 1,15$

	Nuance	f_e (MPa)	1000 ε_l	α_l	μ_l	β_l	σ_s (MPa)
Ronds lisses	FeE 215	215	0,935	0,789	0,432	0,682	$\mu \leqslant 0,432$ $\sigma_s = 187$ $\mu > 0,432$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
	FeE 235	235	1,022	0,774	0,427	0,696	$\mu \leqslant 0,427$ $\sigma_s = 204$ $\mu > 0,427$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
Barres H A	Fe E 400	400	1,739	0,668	0,392	0,733	$\mu \leqslant 0,392$ $\sigma_s = 348$ $\mu > 0,392$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
	Fe E 500	500	2,174	0,617	0,372	0,753	$\mu \leqslant 0,372$ $\sigma_s = 435$ $\mu > 0,372$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
Fils HA	Fe TE 400	400	1,739	0,668	0,392	0,733	$\mu \leqslant 0,392$ $\sigma_s = 348$ $\mu > 0,392$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
	Fe TE 500	500	2,174	0,617	0,372	0,753	$\mu \leqslant 0,372$ $\sigma_s = 435$ $\mu > 0,372$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
Treillis soudés et lisses	TLE 520 ($\phi \leqslant 6$)	520	2,261	0,607	0,368	0,757	$\mu \leqslant 0,368$ $\sigma_s = 452$ $\mu > 0,368$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
	TLE 500 ($\phi > 6$)	500	2,174	0,617	0,372	0,753	$\mu \leqslant 0,372$ $\sigma_s = 435$ $\mu > 0,372$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$

Valeurs de f_e et de 1000 ε_l, α_l, μ_l, β_l pour $\gamma_s = 1$ — $\gamma_s = 1$

	Nuance	f_e (MPa)	1000 ε_l	α_l	μ_l	β_l	σ_s (MPa)
Ronds lisses	Fe E 215	215	1,075	0,765	0,425	0,694	$\mu \leqslant 0,425$ $\sigma_s = 215$ $\mu > 0,425$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
	Fe E 235	235	1,175	0,749	0,420	0,700	$\mu \leqslant 0,420$ $\sigma_s = 235$ $\mu > 0,420$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
Barres HA	Fe E 400	400	2,000	0,636	0,379	0,745	$\mu \leqslant 0,379$ $\sigma_s = 400$ $\mu > 0,379$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
	Fe E 500	500	2,500	0,583	0,358	0,767	$\mu \leqslant 0,358$ $\sigma_s = 500$ $\mu > 0,358$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
Fils HA	Fe TE 400	400	2,000	0,636	0,379	0,745	$\mu \leqslant 0,379$ $\sigma_s = 400$ $\mu > 0,379$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
	Fe TE 500	500	2,500	0,583	0,358	0,767	$\mu \leqslant 0,358$ $\sigma_s = 500$ $\mu > 0,358$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
Treillis soudés en fils	TLE 520 ($\phi \leqslant 6$)	520	2,600	0,574	0,354	0,770	$\mu \leqslant 0,354$ $\sigma_s = 520$ $\mu > 0,354$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
							$\mu \leqslant 0,358$ $\sigma_s = 500$

Valeurs de β_1 , K et ρ_1 en fonction de μ_1

μ_1	β_1	K	ρ_1	μ_1	β_1	K	ρ_1	μ_1	β_1	K	ρ_1
0.5222	0.680	1.600	76.80	0.0394	0.770	0.148	5.12	0.0087	0.860	0.048	1.01
0.4498	0.682	1.382	65.95	0.0381	0.772	0.144	4.93	0.0084	0.862	0.047	0.96
0.3940	0.684	1.215	57.61	0.0368	0.774	0.140	4.76	0.0081	0.864	0.046	0.94
0.3498	0.686	1.082	51.00	0.0356	0.776	0.137	4.59	0.0078	0.866	0.045	0.90
0.3139	0.688	0.975	45.63	0.0344	0.778	0.133	4.43	0.0075	0.868	0.044	0.87
0.2842	0.690	0.886	41.19	0.0333	0.780	0.129	4.24	0.0072	0.870	0.043	0.83
0.2591	0.692	0.812	37.45	0.0322	0.782	0.126	4.12	0.0070	0.872	0.042	0.80
0.2377	0.694	0.746	34.26	0.0312	0.784	0.123	3.98	0.0067	0.874	0.041	0.76
0.2193	0.696	0.691	31.51	0.0302	0.786	0.120	3.84	0.0064	0.876	0.039	0.73
0.2032	0.698	0.642	29.11	0.0292	0.788	0.117	3.70	0.0061	0.878	0.038	0.70
0.1890	0.700	0.600	27.00	0.0282	0.790	0.114	3.58	0.0059	0.880	0.037	0.67
0.1764	0.702	0.562	25.13	0.0273	0.792	0.111	3.45	0.0057	0.882	0.037	0.65
0.1652	0.704	0.528	23.47	0.0265	0.794	0.108	3.33	0.0055	0.884	0.036	0.62
0.1551	0.706	0.498	21.96	0.0256	0.796	0.105	3.22	0.0052	0.886	0.035	0.59
0.1460	0.708	0.472	20.63	0.0248	0.798	0.103	3.11	0.0050	0.888	0.034	0.57
0.1378	0.710	0.446	19.41	0.0240	0.800	0.100	3.00	0.0048	0.890	0.033	0.54
0.1303	0.712	0.423	18.30	0.0232	0.802	0.097	2.90	0.0046	0.892	0.032	0.52
0.1233	0.714	0.403	17.28	0.0225	0.804	0.095	2.80	0.0044	0.894	0.031	0.49
0.1170	0.716	0.384	16.35	0.0218	0.806	0.093	2.70	0.0042	0.896	0.030	0.47
0.1112	0.718	0.366	15.49	0.0211	0.808	0.091	2.61	0.0040	0.898	0.029	0.45
0.1058	0.720	0.350	14.70	0.0204	0.810	0.088	2.52	0.0038	0.900	0.029	0.43
0.1008	0.722	0.335	13.97	0.0196	0.812	0.086	2.43	0.0034	0.905	0.027	0.38
0.0962	0.724	0.321	13.29	0.0191	0.814	0.084	2.35	0.0030	0.910	0.025	0.33
0.0919	0.726	0.308	12.65	0.0185	0.816	0.082	2.27	0.0026	0.915	0.023	0.29
0.0878	0.728	0.296	12.06	0.0179	0.818	0.080	2.19	0.0023	0.920	0.021	0.25
0.0840	0.730	0.284	11.51	0.0173	0.820	0.078	2.11	0.0020	0.925	0.019	0.22
0.0805	0.732	0.273	10.99	0.0168	0.822	0.076	2.04	0.0017	0.930	0.018	0.19
0.0771	0.734	0.263	10.51	0.0162	0.824	0.075	1.96	0.0015	0.935	0.016	0.16
0.0740	0.736	0.254	10.05	0.0157	0.826	0.073	1.90	0.0012	0.940	0.015	0.13
0.0710	0.738	0.245	9.62	0.0152	0.828	0.071	1.83	0.0010	0.945	0.013	0.11
0.0682	0.740	0.236	9.22	0.0147	0.830	0.069	1.70	0.0008	0.950	0.012	0.09
0.0656	0.742	0.228	8.84	0.0142	0.832	0.068	1.71	0.0007	0.955	0.010	0.07
0.0630	0.744	0.221	8.47	0.0137	0.834	0.066	1.65	0.0005	0.960	0.009	0.05
0.0606	0.746	0.214	8.13	0.0133	0.836	0.065	1.59	0.0004	0.965	0.008	0.04
0.0584	0.748	0.207	7.81	0.0128	0.838	0.063	1.53	0.0003	0.970	0.007	0.03
0.0562	0.750	0.200	7.50	0.0124	0.840	0.062	1.48	0.0002	0.975	0.005	0.02
0.0542	0.752	0.194	7.21	0.0120	0.842	0.060	1.42	0.0001	0.980	0.004	0.01
0.0522	0.754	0.188	6.93	0.0116	0.844	0.059	1.37	0.0000	0.990	0.002	0.00
0.0504	0.756	0.182	6.66	0.0112	0.846	0.057	1.32				
0.0486	0.758	0.177	6.41	0.0108	0.848	0.056	1.27				
0.0469	0.760	0.171	6.17	0.0104	0.850	0.055	1.23				
0.0453	0.762	0.166	5.94	0.0101	0.852	0.053	1.18				
0.0437	0.764	0.161	5.72	0.0097	0.854	0.052	1.14				
0.0422	0.766	0.157	5.51	0.0094	0.856	0.051	1.10				
0.0408	0.768	0.153	5.31	0.0090	0.858	0.049	1.05				