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

Thème

Etude d'un bâtiment en (sous-sol+RDC+09 étages) à usage d'habitation

---

Présenté par

BOUDJOUABI AYOUB

NECHAD AISSA

Proposé et Dirigé

par

Dr. LACHNANI Amina

Promotion Juin 2024

Remerciements

Tout d'abord nous remercions avant tous « DIEU » qui nous a donné la force, la santé, le courage et la patience de pouvoir accomplir ce travail.

Tout d’abord, je tiens à remercier ma promotrice, M^{me} **LACHNANI** de m’avoir encadré et de m’avoir poussé à donner le meilleur de moi-même.

Je tiens à remercie spécialement Monsieur **Khelladi Mohamed**, pour son aide et pour toutes les informations qu'il m’a donné depuis le mémoire.

Je remercie mes chers parents et mes sœurs et mon frère ; pour leur soutien, moral et financier qu’ils nousapporté tout au long de notre parcours.

Nous remercions aussi les membres de jurys qui nous font l’honneur d’avoir accepté de juger ce modeste travail.

Enfin, Merci à tous les enseignants de génie civil.

Boudjouabi Ayoub

Dédicaces

Je dédie ce travail à
Ma très chère mère

Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Je te dédie travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout-puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

Mon précieux père

Qui peut être fier et trouve ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire sorte que ce travail porte son fruit. Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de la part.

Mes chers frères

Hicham, Wissam et Alaa merci infiniment pour votre soutien et encouragement

A mes collègues et amis

Aissa - Abdelrezak

A tous ceux qui ont été la pour nous et qui m'ont aidé de loin ou de prés a réaliser ce projet.

Merci

Boudjouabi Ayoub

إهداء

أحمد الله عز وجل على منه وعونه لإتمام هذا البحث.

أهدي هذا البحث إلى شفيعي نبي الرحمة والنور,إلى أجمل خلق الله سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم

إلى من ساندني في صلاته ودعائه, إلى وطني الذي اذهب إليه بضعفي فتعيدني إلى الدنيا بقوتي، إلى من ارتحت كلما تذكرت ابتسامتها في وجهي نبع الحنان أمي الغالية وأعز ملاك على القلب و العين. إلى من كان حضنها ملجئ الدفيء و الحنان

إلى أول رجل أحبني و اختار لي اسمي و أعطاني اسمه حتى موتي, إلى المصباح الذي ينير حياتي، إلى أبي الذي جعل مني بذرة خير, إلى الرجل الذي تقف أمامه كل الكلمات صامتة.جزاكما الله عني خير الجزاء في الدارين.

إلى من شاركني كل لحظات العمر و منحني كل الحب وكان لي قمرا ينير طريقي
إلى كل أفراد عائلتي فردا فردا.

إلى من كان في قلبي لهم كل الحب و المودة فهم عطايا الأيام و الذين شاركوني معنى الحياة، أصدقاء الطفولة والشباب, رفقاء دربي دمتم لي كتفا لا يميل.

إلى زميلي الطالب **بوجوابي ايوب** الذي كان لي معينا وركيزة داعمة.

إلى كل من أحبني و ساعدني وساندني و أرشدني وصبر علي ولم يبخل علي بالمعلومات إلى نور العلم وسبيل المعرفة, إلى كل أساتذتي بمختلف الأطوار أساتذتي بالطور الابتدائي المتوسط و الثانوي زملائي في التكوين زملائي في العمل.

أهدي بحثي هذا إلى من طلب العلا و سهر الليالي ,مع تمنياتي أن يحوز على رضاكم داعيا المولى عز وجل أن يطيل أعماركم ويرزقكم الخيرات.

نشاد عيسى

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة ذات استعمال سكني من الخرسانة المسلحة تتكون من9 طوابق +طابق أرضي وتحت أرضي ستتم بنايتها في ولاية المدية بلدية البرواقية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية " IIa " حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(RPA99 V2003) .

- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات،الأعمدة والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

-تحديد بعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية تم وفق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (القواعد الجزائرية المضادة للزلازل وقانون الخرسانة المسلحة).

- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية حيث استعمل Robot structur v20 + (Sap2000V20) لحساب هيكل البناية وبعدها تأتي مرحلة دراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات بأخذ اعتبار مقاومة التربة.

- الكلمات المفتاحية: هيكل، الخرسانة المسلحة، الدراسة الزلزالية،طريقة العناصر المنتهية، الديناميكية.

Résumé

Le but principal de ce travail est l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage habitation constitué de RDC+9étages + sous-sol implanté dans la wilaya de Médéa commune de berrouaghia, cette région a une sismicité moyenne et est classée zone IIa selon le règlement parasismique algérien RPA99 v2003.

-La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement par voile porteur.

-Le dimensionnement et le calcul de ferraillage de des éléments résistants a été fait conformément aux règlements Algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 v2003).

- En utilisant le logiciel « SAP2000 v20+ Robot structural v 20, l'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique baséesur la méthode des éléments finis.

-L'étude de l'infrastructure de ce bâtiment a été faite afin de choisir le système de fondation le plus adéquat.

Mots clés : structure, béton armé, Dynamique, méthode des éléments finis, étude sismique.

Abstract

The purpose of This work is to study a reinforced concrete building for housing usage which constitutes of Ground+9 floors+ Basement, the building is located in berrouaghia, province of Médéa, this area has an average seismicity and classified as zone "IIa" according to the Algerian seismic code RPA99 v 2003.

The strength of the structure under lateral and vertical loads is ensured by the mixed system (frames + shear walls).

The design and the reinforcement calculation of the structural members was established according to the Algerian codes (CBA93 and RPA99 V2003).

Using the software SAP2000 v20+ Robot structural v 20, the dynamic study was carried out in accordance with the numerical method which is based on finite elements.

The study of substructure of this building was carried out in order to choose the most suitable foundation system .

Key words : Structure ; Reinforced concrete ; Dynamic, Finite elements method, Seismic design.

SOMMAIRE.

Remerciement
Dédicace
Résumé
Liste des figures
Liste des tableaux
Notations
Introduction générale 1

CHAPITRE Ⅰ: Présentation de l'ouvrage.

Ⅰ. Introduction 2
Ⅰ.2. Situation du projet 2
Ⅰ.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage 2
Ⅰ.4. Description de la structure 6
Ⅰ.4.1. Plancher 6
Ⅰ.4.2. Maçonneries 6
Ⅰ.4.3. L'ossature 6
Ⅰ.4.4. L'acrotère 6
Ⅰ.4.5. Escaliers 6
Ⅰ.4.6. Ascenseurs 6
Ⅰ.4.7. Revêtement 6
Ⅰ.5. Caractéristique mécanique des matériaux 7
Ⅰ.5.1. Résistance caractéristique à la compression 8
Ⅰ.5.2. Résistance caractéristique à la traction 8
Ⅰ.5.3. Coefficient de poisson (ν) 8
Ⅰ.5.4. Module de déformation longitudinale 8
Conclusion 11

CHAPITRE Ⅱ: Pré dimensionnement.

Ⅱ.1. Introduction 13
Ⅱ.2. Pré dimensionnement des planchers 13
Ⅱ.3. Evaluation des charges permanentes et charges d'exploitations 15
Ⅱ.4. Les poutres 19
Ⅱ.5. Pré dimensionnement des poteaux 21
Ⅱ.5.1. Choix du poteau le plus sollicité 21
Ⅱ.5.2. Dimensions des poteaux)…. 21
Ⅱ.5.3. les étapes de pré dimensionnement 22

Ⅱ.5.4. Calcul de l'effort normal limite 23
Ⅱ.5.5. Calcul des charges revenant aux poteaux..... 23
Ⅱ.5.5.1. Charges permanentes..... 23
Ⅱ.5.5.2. Charges d'exploitations..... 23
Ⅱ.5.6. Calcul de l'effort normal ultime..... 24
Ⅱ.5.7. Vérifications de [RPA99v2003] pour les poteaux ……. 25
Ⅱ.5.8. Vérification aux zones nodales 25
Ⅱ.6. Pré dimensionnement des voiles..... 25
CHAPITRE Ⅲ: Calcul des éléments secondaires.
Ⅲ.1. L'acrotère 29
Ⅲ.1.1. Principe de calcul 29
Ⅲ.1.2. Charges et surcharges..... 29
Ⅲ.1.3. Calcul des efforts..... 29
Ⅲ.1.4. Calcul du ferraillage..... 30
Ⅲ.1.5. Vérification de la l'effort tranchant et la contrainte cisaillement 31
Ⅲ.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme 31
Ⅲ.2. Plancher à corps creux 32
La dalle de compression..... 32
Les poutrelles 33
Dimensionnement des poutrelles 33
Ⅲ.2.3.1 Avant coulage..... 33
Ⅲ.2.3.2. Après le coulage de la table de compression..... 35
Ⅲ.2.3.2.a. Détermination des sollicitations 35
Ⅲ.2.3.2.b. sollicitations dans la poutrelle a deux travée (ELU) et (ELS)..... 37
Ⅲ.2.3.2.c. sollicitations dans la poutrelle a neuf travée (ELU) et (ELS) 38
Ferraillage des poutrelles..... 39
Ⅲ.3. Les escaliers 43
Ⅲ.3.1. Introduction 43
Ⅲ.3.2. Définition des éléments d'un escalier 43
Ⅲ.3.3. Pré dimensionnement..... 43
Ⅲ.3.4. Evaluation des charges et surcharges..... 44
Ⅲ.3.5. Détermination des efforts..... 45
Ⅲ.3.6 : Calcul du ferraillage..... 48
Ⅲ.4. Calcul de la poutre palière..... 51

Ⅲ.4.1. Pré dimensionnement 51
Ⅲ.4.2. Évaluation des charges 51
Ⅲ.4.3. Vérification de l'effort tranchant 52
Ⅲ.5 : plancher à Dalle pleine 53
Ⅲ.5.1 : Définition 53
Ⅲ.5.2 : Hypothèses de calcul 53
Ⅲ.5.3 : Calcul des moments 53
Ⅲ.5.4 : Calcul de la dalle rectangulaire (Méthode forfaitaire) 54
Ⅲ.5.5 : ferraillage de la dalle 55
Ⅲ.5.6. Vérification des contrainte a L'ELS 57
Ⅲ.6 : La dalle machine 57
Ⅲ.6.1 :introductions 57
Ⅲ.6.2 : pré dimensionnement 57
Ⅲ.6.3 : Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation 58
Ⅲ.6.4 : Calcul des sollicitations 58
Ⅲ.6.5 : Calcul du ferraillage 60
Ⅲ.6.6 : vérification à L'ELS 61
Ⅲ.6.7 : vérification de la flèche 62
Ⅲ.6.8 : vérification de non poinçonnement 62
CHAPITRE IV: Etude Dynamique.
IV.1. Introduction 69
IV.1.a. Introduction a l'action séismes 69
IV.1.b. Introduction a l'action dynamique 69
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 69
IV.2.1. Centre de masse 70
IV.2.2. Centre de torsion 70
IV.2.3. Excentricité 72
IV.2.3.A. Excentricité théorique (statique 72
IV.2.3.b. Excentricité accidentelle 72
IV.2.3.c. Effets de la torsion accidentelle 73
IV.3. Disposition des voiles 73
IV.4. Vérification de l'excentricité [RPA version 2003 [Art 3.5.1-a] 75
IV.4.1. Centre de Masse & Centre de Rigidité 75
IV.4.2. Excentricité théorique 75

IV.5. Méthodes de calculs 76
IV.5.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente 76
IV.5.2. Condition d'application de la méthodes dynamiques 76
IV.6. Choix de la méthode de calcul 76
IV.6.1. La méthode d'analyse modale spectrale 77
IV.6.1.1. Spectre de réponse de calcul 77
IV.6.1.2. Analyses modales du modèle 79
IV.7. Résultats et vérification de l'analyse dynamique 81
IV.7.1. Vérification de comportement 81
IV.7.2. Vérification de participation massique 82
IV.7.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 83
IV.7.4. Vérification de la stabilité au renversement 84
IV.7.5. Vérification de déplacement en tête 84
IV.7.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ 86
IV.8. Vérification des contrainte frame 87
IV.9. Vérification de l'Effort normal réduit 88
IV.10. Vérification contrainte voile 88
CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux.
V.1. Étude des éléments structuraux 92
V.2. Ferraillage des poteaux 92
V.2.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa 92
V.2.2. Recommandations du CBA93 94
V.2.3. Calcul des armatures 94
V.2.3.1. calcul des Armatures longitudinales 95
V.2.3.2. Calcul des Armatures transversales 97
V.2.3.3. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale 98
V.3. Ferraillage des poutres 99
V.3.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa 100
V.3.2. Calcul des armatures 100
V.3.2.1. Armatures longitudinales 101
V.3.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service 101
V.3.4. Calcul des armatures transversales 102
V.3.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants 102
V.3.6. Vérification de la flèche 103

Conclusion 110

CHAPITRE VI : Etude infra structures

VI.1. Introduction 111
VI.1.2. Situation du projet 111
VI.1.3. Compagne d'investigation 111
VI.1.4. Nature du sol 111
VI.1.5. Reconnaissances du sol 111
VI.2. Choix de la fondation 112
VI.2.1. Semelle isolée 112
VI.2.1.a. Méthode de calcul 112
VI.2.1.b. Vérification du contraintes et renversement 113
VI.2.1.c. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles .. 113
VI.2.2. Semelle filante 114
VI.2.2.a. Dimensionnement des semelles 114
VI.2.2.b vérification de la stabilité au renversement 115
VI.2.2.c vérification de poinçonnement de semelles filantes 115
VI.2.2.d ferraillage de la semelles filantes 115
VI.2.2.1 semelles filantes continue sous un voile 115
VI.3. poutre de libage 116
VI.3.1 predimensionnement de poutre de libage 116
VI.3.2 ferraillage poutre de libage 117
VI.3.2.1 détermination des moments de la poutre de libage 117
VI.3.2.2 calcul des armatures longitudinales 118
VI.3.2.3 vérification des contraintes a l'ELS 118
VI.3.2.4 vérification du cisaillement de la poutre de libage 118
VI.3.2.5 armatures transversales 118
VI.2.2.1 armatures de peau selan CBA93.A.7.3 119
VI.4. ferraillage des voiles périphériques 120
VII4.1. Détermination des moments a l'ELU 120
VII4.2. Détermination des moments a l'ELS 121
VII4.2.a. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU 121
VII4.2.b. vérification des contraintes à L'ELS 121
VII4.2.c. vérification de la contrainte de cisaillement 122

VII4.2.d. calculé la charge de poussée des terres..... 122
Conclusion générale 120

Liste des figures

CHAPITRE Ⅰ : Présentation de l'ouvrage.

Figure Ⅰ.1 : FACADE PRINCIPALE 3
Figure Ⅰ.2 : Coupe A-A 4
Figure Ⅰ.3 : Vue en plan R. D.C 5
Figure Ⅰ.4 : diagramme contrainte – Déformation du béton 9
Figure : Ⅰ.5 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier 10

CHAPITRE Ⅱ : Pré dimensionnement.

Figure Ⅱ.1 : dimensionnement de plancher à corps creux 14
Figure Ⅱ.2 : Mur double cloison (gauche) Mur simple cloison (droite) 15
Figure Ⅱ.3 : composants d'un plancher terrasse 16
Figure Ⅱ.4: Composants d'un plancher courant 17
Figure Ⅱ.5 : Composants de la dalle terrasse 18
Figure Ⅱ.6 : Composants de la dalle d'étage 19
Figure Ⅱ.7 : Dimensionnement de la poutre 19
Figure Ⅱ.8: Le poteau le plus sollicité 21
Figure Ⅱ.9 : Coupe de voile en plan (gauche) et voile en 3D (droite) 26

CHAPITRE Ⅲ: Calcul des éléments secondaires.

Figure Ⅲ.1 : Schéma de l'acrotère 29
Figure Ⅲ.2 : Section de béton armé a L'ELU 30
Figure Ⅲ.3 : ferraillage de l'acrotère 32
Figure Ⅲ.4 : schéma statique des poutrelles 33
Figure Ⅲ.5 : Travée avec un seul étai aux milieux 34
Figure Ⅲ.6 : Travée avec deux étai 34
Figure Ⅲ.7 : Travée avec trois étai 34
Figure Ⅲ.8 : poutrelle a deux travées 37
Figure Ⅲ.9: poutrelle a neuf travées 37
Figure Ⅲ.10 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite) 42
Figure Ⅲ.11 : escalier droit à deux volés (voir le plan) 43
Figure Ⅲ.12: représente dimensionnement d'escalier 44
Figure Ⅲ.13: Un schéma statique d'escalier 45
Figure Ⅲ.14. Diagramme retenu des moments et l'effort tranchant à L'ELU 46
Figure Ⅲ.15. Diagramme retenu des moments à L'ELS 47
Figure Ⅲ.16. Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS 48
Figure Ⅲ.17. Ferraillage d'escalier coupe B-B (voir plan AUTOCAD) 50
Figure Ⅲ.18. Poutre palière (voir plan) 51

Figure Ⅲ.19. Ferraillage de la poutre palière 53
Figure Ⅲ.20 : Dimensions de la dalle machine 57
Figure Ⅲ.21 : Les lignes de rupture 59

CHAPITRE Ⅳ: Etude Dynamique.

Figure Ⅳ.1 : Propagation de l'onde séisme 69
Figure Ⅳ.2 : Dimension des voiles et poteaux 71
Figure Ⅳ.3 : disposition des voiles (disposition finale) 74
Figure Ⅳ.4 : Position du centre de masse et centre de rigidité 74
Figure Ⅳ.5 : La courbe de spectre de réponse 79
Figure Ⅳ.6 : Mode 1 81
Figure Ⅳ.7 : Mode 2 81
Figure Ⅳ.8 : Mode 3 82

CHAPITRE V: Etude des éléments structuraux.

Figure V.1 : ferraillage des poteaux 99
Figure V.2 : ferraillage des poutres, a gauche PS et à droite PP 104
Figure V.3 : Les voiles 106
Figure V.4 : Les armatures transversales et les épingles 107
Figure V.5 : La zone de recouvrement des voiles 107
Figure V.6 : ferraillage voile 3 109
Figure V.7 : ferraillage voile 1 109
Figure V.8 : ferraillage voile 4 109
Figure V.9 : ferraillage de Linteau 110

CHAPITRE VI : Etude Infra structure

Figure VI.1 : Les bulles de pression sous la semelle 113
Figure VI.2 : ferraillage poutre de libage en travée 119
Figure VI.3 ferraillage poutre de libage en appuis 119
Figure VI.4 : plan de semelle filante 120
Figure VI.5 : les voiles périphérique 123

Liste des tableaux

CHAPITRE Ⅰ : Présentation de l'ouvrage.

Tableau Ⅰ.1 : Résistance F_{c28} du béton à 7.14 et 90 jours 8
Tableau Ⅰ.2 : les aciers utilisé 10

CHAPITRE Ⅱ : Pré dimensionnement.

Tableau Ⅱ.1 : Charge permanent du mur simple cloison 15
Tableau Ⅱ.2 : Charge permanente du mur double cloison 15
Tableau Ⅱ.3 : Charge permanente du plancher terrasse 16
Tableau Ⅱ.4 : Charge permanente du plancher courant 17
Tableau Ⅱ.5 : Charge permanente plancher terrasse 18
Tableau Ⅱ.6 : Charge permanente étage courant 19
Tableau Ⅱ.7 : pré dimensionnement des poteaux 21
Tableau Ⅱ.8 : Calcul de l'effort normal limite (poteau carré) 23
Tableau Ⅱ.9 : Calcul des charges permanentes 23
Tableau Ⅱ.10 : calcul des charges d'exploitations 24
Tableau Ⅱ.11 : Calcul l'effort normal ultime 24
Tableau Ⅱ.12 : Vérification conditions [RPA99v2003] 25
Tableau Ⅱ.13 : Vérification aux zones nodale 25

CHAPITRE Ⅲ: Calcul des éléments secondaires.

Tableau III .1 : Tableau des efforts 29
Tableau Ⅲ.2 : Tableau des efforts 29
Tableau III .3 : Dimensions et caractéristiques des matériaux 30
Tableau III .4 : calcul des armatures 31
Tableau III .5 : vérification a L'ELS 31
Tableau III .6: vérification l'effort tranchant et cisaillement 31
Tableau Ⅲ.7 : Les charges de la poutrelle avant coulage 33
Tableau Ⅲ.8 : calcul des moments 34
Tableau Ⅲ.9: donne les charges, surcharges et efforts aux ELU et ELS 34
Tableau Ⅲ.10: Terrasse ELU a deux travées 37
Tableau Ⅲ.11: Terrasse ELS a deux travées 37
Tableau Ⅲ.12: étage courant ELU a deux travées 37
Tableau Ⅲ.13: étage courant ELS a deux travées 38
Tableau Ⅲ.14: Terrasse ELU a neuf travées 38
Tableau Ⅲ.15: Terrasse ELS a neuf travées 38

Tableau Ⅲ.16: étage courant ELU a neuf travées 39
Tableau Ⅲ.17: étage courant ELS a neuf travées 39
Tableau Ⅲ.18: résultat des sollicitations 39
Tableau Ⅲ.19 : les données 41
Tableau Ⅲ.20 : vérification de L'ELS 41
Tableau Ⅲ.21 : vérification préliminaire de la flèche des poutrelles 42
Tableau Ⅲ.22: Charges et surcharge de paillasse 42
Tableau Ⅲ.23 : Charges permanentes sur le palier 45
Tableau Ⅲ.24: Combinaison des charges de l'escalier 45
Tableau Ⅲ.25 : Les résultats de la flexion simple 48
Tableau Ⅲ.26 : vérification de l'espacement 49
Tableau Ⅲ.27 : vérification a L'ELS 49
Tableau Ⅲ.28 : Les résultats des efforts 52
Tableau.III.29 : Les résultats du ferraillage de la poutre palière 52
Tableau.III.30 : Vérification des contraintes de la poutre palière 52
Tableau.III.31 : Vérification de l'effort tranchant 52
Tableau Ⅲ.32 : vérification des contraintes L'ELS 56
Tableau Ⅲ.33 : charges permanentes 57
Tableau Ⅲ.34 : Les charges concentrées 58
Tableau Ⅲ.35 : Détermination des chargements de la dalle 58
Tableau Ⅲ.36 : Les données 60
Tableau Ⅲ.37 : Calcul des sections d'acier de la dalle 60
Tableau Ⅲ.38 : Calcul de Mser 61
Tableau Ⅲ.39: Vérification à L'ELS 62

CHAPITRE IV: **Etude Dynamique**.

Tableau IV.1 : Calcule de centre de masse 70
Tableau IV.2 : Calcule de centre de torsion 71
Tableau IV.3 : Calcule d'excentricité 72
Tableau IV.4 : Calcule d'excentricité 73
Tableau IV.5 : Calcule d'excentricité totale 73
Tableau IV.6: Centre de Masse & Centre de Rigidité 75
Tableau IV.7: Calcule d'excentricité théorique 75
Tableau IV.8 : Facteur de qualité 78
Tableau IV.9 : valeurs du coefficient CT 79
Tableau IV.10 : Récapitulatif de finale 79
Tableau IV.11 : vérification des périodes 80

Tableau IV.12 : Résultat finale de facteur d'amplification [RPA99v2003 ART4.2]..... 80
Tableau IV.13 : Le comportement des trois premiers modes 82
Tableau IV.14 : Coefficient de participation..... 82
Tableau IV.15 : Calcul de la force sismique 83
Tableau IV.16 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens x-x..... 85
Tableau IV.17 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens y-y..... 85
Tableau IV.18 : Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant X-Y 86
Tableau IV.19 : Vérification des contrainte frame..... 87
Tableau IV.20 : Vérification des poteaux 88
Tableau IV.21 : Vérification des voiles 88

CHAPITRE V : Étude des éléments structuraux.

Tableau V.1 : calcul les armatures longitudinales. 95
Tableau V.2 : vérification des contraintes à ELS 96
Tableau V.3 : ferraillage transversale des poteaux..... 98
Tableau V.4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales..... 98
Tableau V.5 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux 99
Tableau V.6 : Les données de calcul. 100
Tableau V.7 : Ferraillage longitudinal des poutres principales. 101
Tableau V.8 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires. 101
Tableau V.9 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales. 101
Tableau V.10 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires. 102
Tableau V.11 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements. 102
Tableau V.12 : Calcul de $\bar{\tau}_u$..... 102
Tableau V.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.....103
Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires. 103
Tableau V.15 : Vérification de la flèche des poutres 103
Tableau V.16 : Armatures verticales dans les voiles..... 107
Tableau V.17 : calcul des armatures horizontales dans des voiles (V1,V2,V3) 108
Tableau V.18 : Armatures verticales dans les trumeaux. 108
Tableau V.19 : Armatures horizontales dans les trumeaux..... 108
Tableau V.20: Calcul des armatures dans les linteaux..... 109
Tableau V.21 : Calcul des armatures horizontales. 109

CHAPITRE Ⅵ: Étude infra structure.

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.....112
Tableau VI.2 : Vérification de la contrainte sous semelle..... 113
Tableau VI.3 : Dimensionnement des semelles filantes à L'ELS 114
Tableau VI.4 : vérification du chevauchement entre les semelles filantes..... 114
Tableau VI.5 : vérification de renversement des semelles filantes 115
Tableau VI.6 : vérification de poinçonnement de la semelle filante 115
Tableau VI.7 : vérification de méthode de calcul 115
Tableau VI.8 : vérification principaux des semelles filantes sous voiles.....116
Tableau VI.9 : armature de réparation des semelles filantes sous voiles..... 116
Tableau VI.10 : prédimensionnent de poutre de libage.....116
Tableau VI.11 : vérification de poinçonnement..... 117
Tableau VI.12 : sollicitation des forces.....117
Tableau VI.13 : détermination des sollicitation de poutre de libage..... 117
Tableau VI.14 : calcul des armatures long de la poutre de libage a L'ELU 118
Tableau VI.15 : vérification armatures long de poutre de libage a L'ELS. 118
Tableau VI.16 : calcul des armatures transversal de poutre de libage. 118
Tableau VI.17 : Calcul des armatures du voile périphérique l'ELU. 121
Tableau VI.18 : Vérifications des armatures du voile périphérique l'ELS 121

Liste des notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

$\mathbf{A_{max}}$, $\mathbf{A_{min}}$: Section d'acier maximale et minimale.

A : Section d'un cours d'armatures transversales.

Aver : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d'armatures horizontales.

Ac : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.).

AD : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S.

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

W : poids.

Minuscules romaines :
h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
bo : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
Lf : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.
Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.
Sv : Espacement des armatures verticales.

Majuscules grecqu**es :**
Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
Minuscules grecques :
α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.0
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ: Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
ζ : Contrainte normale.
η : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.
Autres notations :
A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures constitue une étape incontournable dans le processus de construction. Elle permet de mettre en pratique les connaissances acquises tout au long du cursus de master. Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous avons entrepris l'analyse d'une bâtiment résidentiel site dans la wilaya de Médéa, commune de Berrouaghia, classe en zone Iia. Ce bâtiment, usage d'habitation, comprend un rez-de-chaussée, neuf étage et un sous sol.

L'étude de ce bâtiment a été menée selon le plan de travail suivant :

- **Le premier chapitre** comporte une présentation de l'ouvrage et ses dimensions.
- **Le deuxième chapitre** traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, maçonnerie, les escaliers, les poutres, les poteaux et les voiles.
- Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au **troisième chapitre**.
- **Le quatrième chapitre** est axé sur l'analyse dynamique de la structure par la méthode spectrale en utilisant le logiciel de calcul structurel « SAP 2000 v 20 + Robot structural v20». En présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.
- Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l'objectif du **cinquième chapitre**.
- **sixième chapitre**, le calcul de l'infrastructure (fondations).

CHAPITRE I

Présentation de l’ouvrage

Ⅰ. Introduction :

Dans la cadre de notre projet de fin d’étude, nous avons réalise l’étude et les calcules des éléments porteurs d’un bâtiment a usage d’habitation individuelle (comprenant un sous-sol, un rez-de-chaussée et neuf étages) en béton arme, contrevente par des portique auto stable et voiles .

Ⅰ.2. Situation du projet :

L’immeuble situé à la wilaya de MEDEA commune de Berrouaghia classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003), comme une zone de moyenne sismicité (zone II a).

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

- Le règlement de Béton Armé "CBA93".
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation".
- Le règlement parasismique algérien "RPA99 version 2003".

Ⅰ.3. Caractéristique géométrique de l’ouvrage

:Dimension en élévation :

La hauteur totale de la structure est de **32.40 m**

- Hauteur des étages est : **3.24m.**
- Hauteur de RDC : **3.24 m**

Dimension en plan :

- Sens transversal Lx =**29.30 m.**
- Sens longitudinal Ly = **16.84 m.**

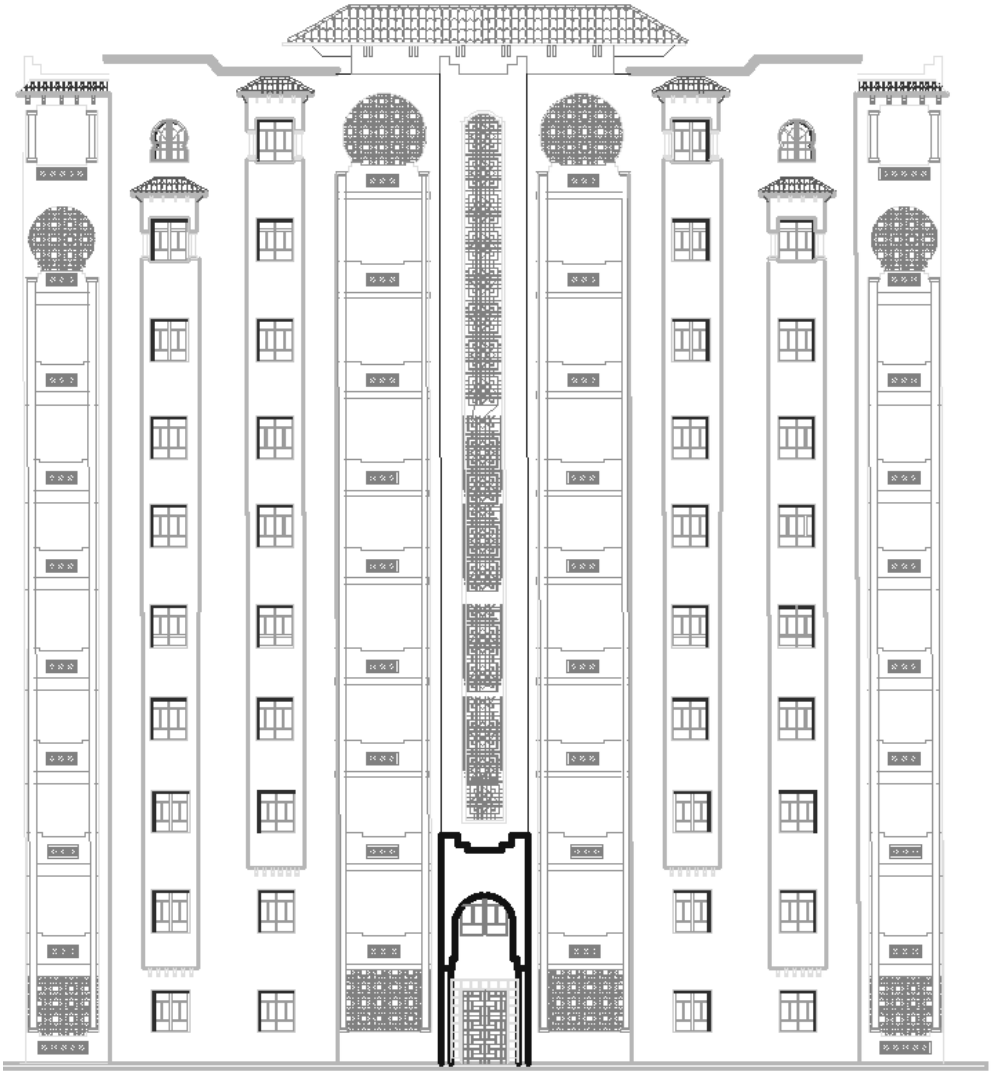


Figure I.1 : FACADE PRINCIPALE.

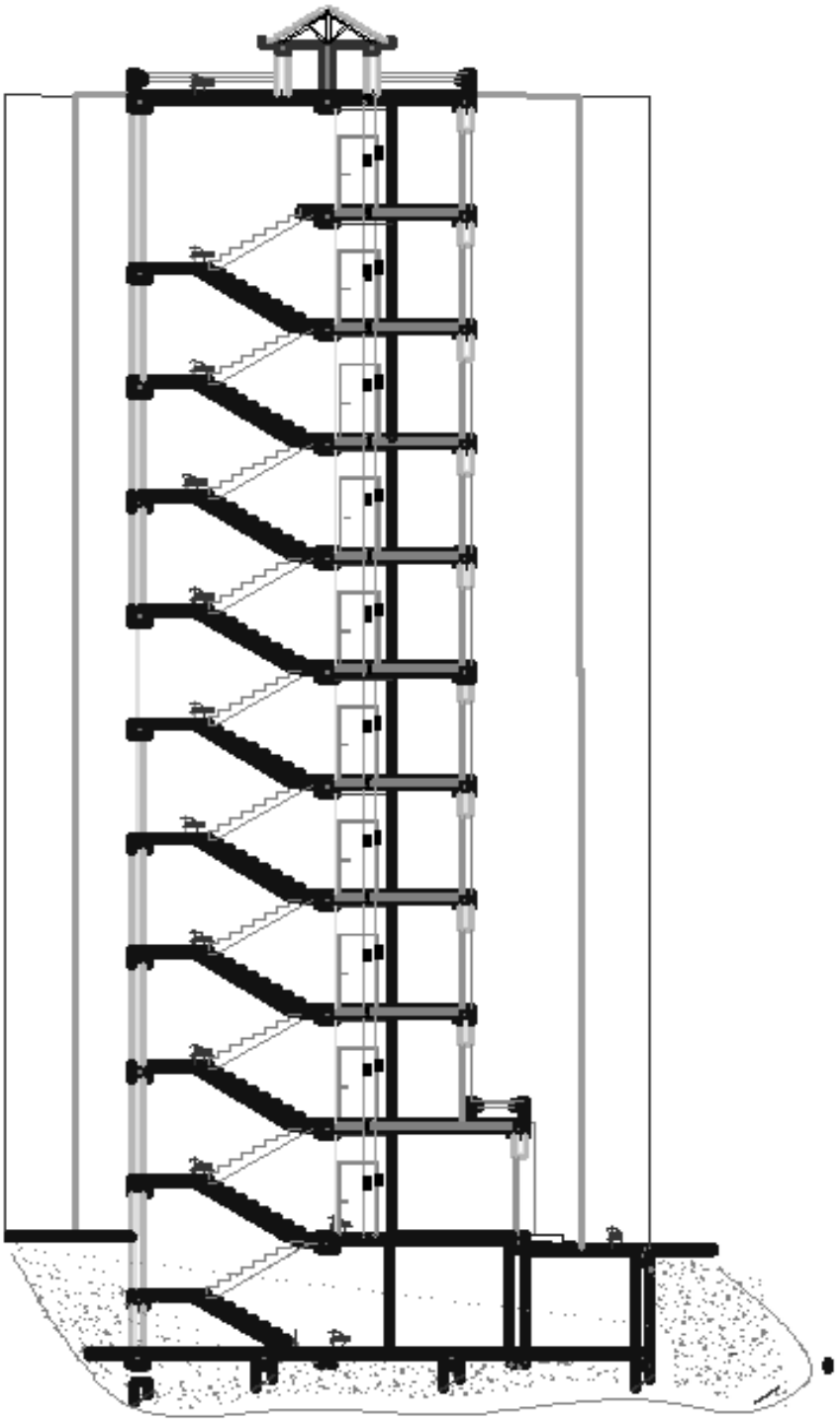


Figure I.2 : Coupe A-A.

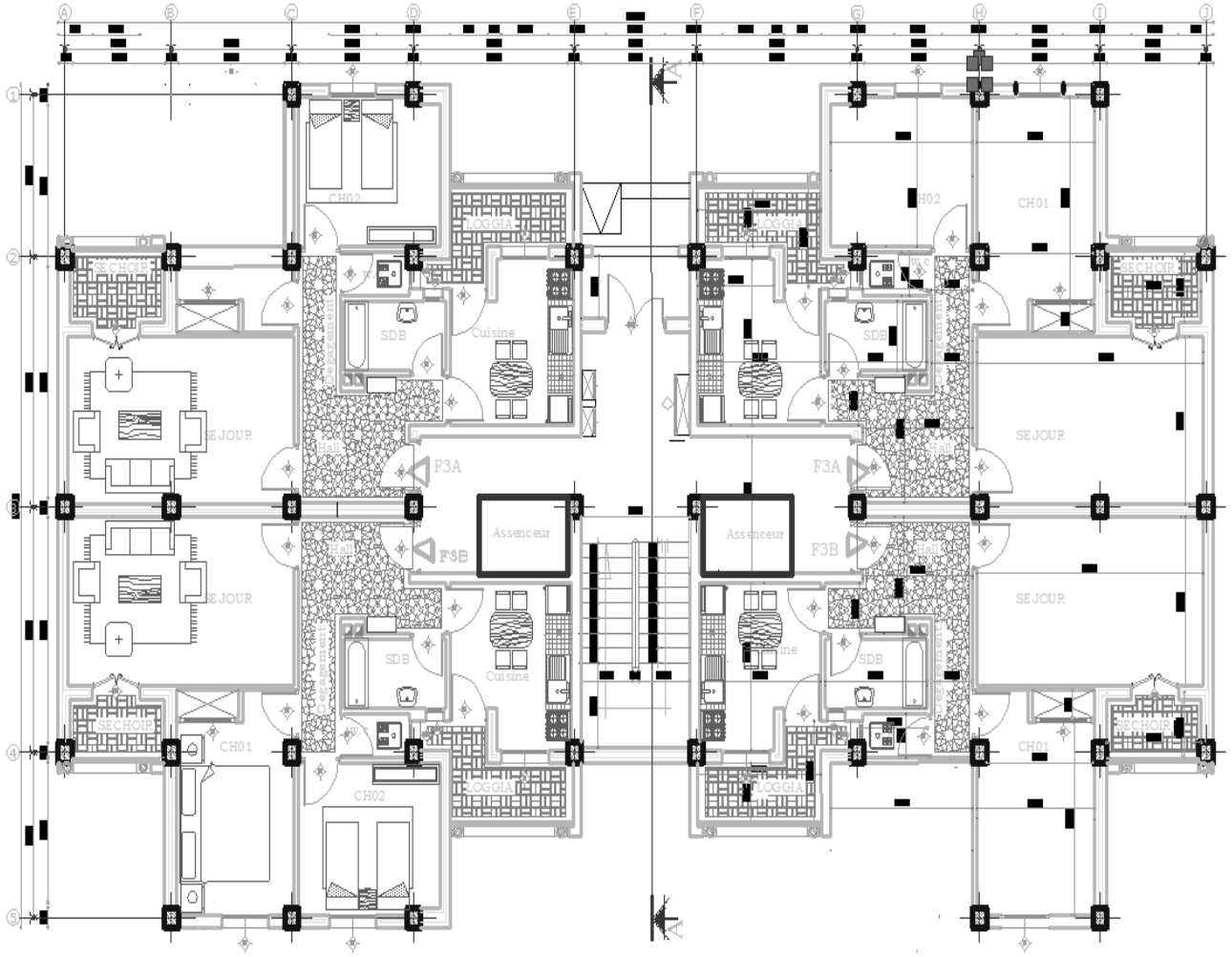


Figure I.3 : Vue en plan R. D.C.

I.4. Description de la structure :

I.4.1. Plancher :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseurs relativement faibles par rapport aux deux autres dimensions de la structure à savoir les poteaux et les voiles.

Notre bâtiment comporte deux types de plancher : plancher corps creux avec poutrelles préfabriquées (hourdis nervures) pour les formes régulières coulées sur place .

I.4.2. Maçonneries :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses. Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs :

Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide, Elles sont composées de :

- Une cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur.

Murs intérieurs :

Cloisons de séparation entre les chambres de 10 cm d'épaisseur.

I.4.3. L'ossature :

Le contreventement est mixte (portique auto stable +voiles).

I.4.4. L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm voir [RPA 99 version 2003] d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.4.5. Escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier à deux volées droites avec paliers intermédiaires.

I.4.6. Ascenseurs :

La structure comporte une cage d'ascenseur du sous-sol au $9^{éme}$ étage

I.4.7. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Du carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.

- Mortier de ciment pour crépissages des murs intérieurs et façades.

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux :

- **Le béton :**

a) Définition :

Le béton est obtenu par un mélange en quantité et en qualité convenable du ciment selon les proportions appropriées, des granulats (gravier, sable) et de l'eau selon le type d'ouvrage à réaliser.

Le béton est connu par sa bonne résistance à la compression mais elle est mauvaise à la traction, pour cela on introduit des armatures au niveau des parties tendues pour avoir un béton armé résistant.

b) composition du béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats différents dimensions d/D (sables et pierraille) , de l'eau et éventuellement des produits d'addition (adjuvants). C'est le matériau artificiel de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

- La qualité du ciment et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile et la température de cuisson du mélange et d'un procédé de fabrication.
- Le béton est constitué de deux types de granulats qui doivent être propres et dépourvu d'impureté :
    1. Sable de dimension d/D inférieure à 0/3mm.
    2. Gravier de dimension d/D inférieure à 15/25mm.
- L'eau utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur la réaction du mélange chimique et la cohésion des éléments.

c) préparation du béton :

Le laboratoire doit établir un rapport sur la composition du béton et une courbe granulométrique des agrégats existant sur chantier.

Il existe plusieurs méthodes de préparation basées sur la granulométrie parmi les quelles la méthode de DREUX-GORISSE.

On appelle dosage le poids di liant Employé pour réaliser un mètre cube de béton.

- **Classification des sols [Art 3.3 RPA99 v2003]**

D'après le rapport du sol : δ=1,0 bar.

I.5.1. Résistance caractéristique à la compression :

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$F_{cj} = \frac{J}{4.76+083J} F_{c28}$ pour $F_{c28} \leq 40$Mpa

$F_{cj} = \frac{J}{1.4+0.95J} F_{c28}$ pour $F_{c28} > 40$Mpa

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à 1.10 F_{c28} à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

Tableau I.1 : Résistance F_{c28} du béton à 7-14 et 90 jours.

F_{c28}	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10.6	13.2	14.6	16.5	19.9	23.2	26.5
14 Jours	13.7	17.9	18.8	21.4	2506	29.9	34.2
90 jours	17.6	22	24.2	27.5	33	38.5	44

I.5.2. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " F_{tj}" est déterminée par trois essais :

1. En traction directe.
2. En traction par fendage.
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation :

$F_{tj}=0.6+0.06f_{cj}$ avec : F_{cj} et F_{tj} en Mpa

I.5.3. Coefficient de poisson (v) :

$$v=\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}}=\frac{\Delta a/a}{\Delta i/i}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple ; (Flambement transversal "Δa "raccourcissement longitudinal " Δi ").

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

v= 0,2 pour le calcul des déformations (ELS).

v= 0 pour le calcul des sollicitations (ELU).

I.5.4. Module de déformation longitudinale :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à :

E_{ij} (MPA) = 11000 $(F_{cj})^{1/3}$

- Principe de calcul selon le règlement C.B.A 93 :
  Il existe deux états limites :

1. Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :
   - ❖ L'équilibre statique.
   - ❖ L'ouverture des fissures.
   - ❖ La stabilité de forme.
2. Etat limite de service (E.L.S) basé sur :
   - ❖ La compression du béton.
   - ❖ L'ouverture des fissures.
   - ❖ La déformation DETAILS.

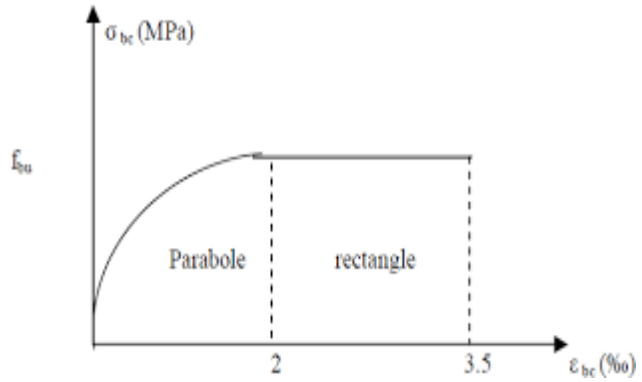


Figure Ⅰ.4 : diagramme contrainte – Déformation du béton.

❖ **A l'ELU de Résistance**

Ⅰ-Contrainte du béton en compression :

La contrainte ultime du béton en compression δ_{bc} est donnée par la formule :

$$\delta_{bc}=\frac{0.85\ F\ cj}{\theta\ .\ \gamma\ b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité tel que :

- ✓ γ_b =1.5 pour une combinaison fondamentale.
- ✓ γ_b=1.15 pour une combinaison accidentelle.

Θ=1 lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à24 heures.

Θ=0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures.

Θ=0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Ⅱ-Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- ➢ Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}=\min\{\frac{0.2F\ cj}{\gamma\ b}, 5\ Mpa\}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\sigma} = \min\{\frac{0.15\, f_{cj}}{\gamma_b}, 4Mpa\}$$

Acier :

L'acier est utilisé au niveau des parties tendues du bêton et se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance (module d'Young) ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

a) Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau Ⅰ.2 : Les aciers utilisé.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre(mm)	Fe (MPA)	E(MPA)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE215	Φ6 et Φ8	215	$2.1*10^5$
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE400	$T \geq 10$	400	$2.1*10^5$
Treillis soudé	Table de compression	TLE520	$0 \leq \Phi \leq 6$	520	$2.1*10^5$

b) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé :

$$[E_s = 2.10^5 \text{ MPA}].$$

c) ontrainte limite de l'acier :

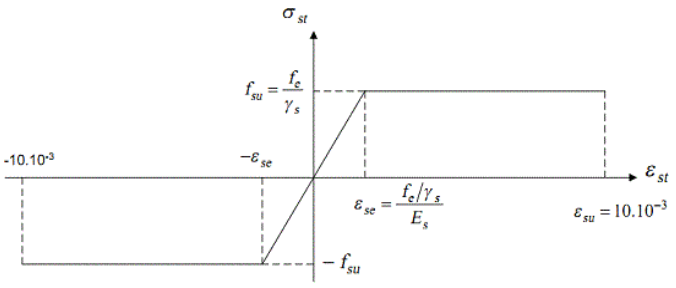


Figure : Ⅰ.5 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier.

d) A L'E.L. U :

La contrainte limite de l'acier est : $\bar{\delta s} = \frac{Fe}{\gamma s}$

Avec :

$\bar{\delta s}$ Contrainte de l'acier.

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité. $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 \ situation\ durable \\ 1 \ situation\ accidentelle \end{cases}$

$\square_s$: Allongement ou raccourcissement de l'acier.

$\square_1$: Allongement ou raccourcissement limite.

$\square_s = S\ Fe/\gamma_s .E_s$ d'où : $\square_s = \Delta L / L$

e) A L'E.L.S :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\bar{\delta b} = 0.6\ F_{cj}$.

A l'état ultime de service δb doit être inférieure à $\bar{\delta b}$

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\delta s} = \min [2\frac{Fe}{3} ; 110\sqrt{n\ F_{tj}}]$ Mpa
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\delta s} = \min [\frac{Fe}{2} ; 90\sqrt{n\ F_{tj}}]$ Mpa

Avec :

n : Coefficient de fissuration tel que :

$n = \begin{cases} 1 & pour\ les\ ronds\ lisses\ et\ les\ treillis\ soudés \\ 1.6 & pour\ les\ armateures\ à\ haute\ adhérance \end{cases}$

- **Les règlements utilisent :**
  - RPA 99 version 2003.
  - CBA 93.
  - DTR.

Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

F_{c28} =25Mpa

F_{t28}= 2.1Mpa

FeE400, Fe =400Mpa : pour les armatures longitudinales

FeE400, Fe =400Mpa : pour les armatures transversales.

CHAPITRE Ⅱ

Prédimensionnement

Ⅱ.1. Introduction :

L'objectif du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure et d'éviter les divers charges qui agissent sur eux, afin d'assurer une résistance adéquate et une stabilité optimale de l ouvrage . ces démentions sont déterminées selon les recommandations du règlement parasismique algérien(RPA99version 2003 et CBA93) . les résultats obtenus ne sont pas définitifs et peuvent être ajustés après vérifications durant la phrase de calcul. Avant de procéder à la descente de charges, qui permet le dimensionnement des éléments porteurs, des éléments portés et des fondations(les premiers éléments à construire), il est nécessaire de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment savoir :

- Les planchers ;
- Les poutres (principales et secondaires) ;
- Les poteaux ;
- Les voiles.

Ⅱ.2. Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- La séparation des différents niveaux ;
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs ;
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux ;
- La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont à utiliser :

- Planchers à corps creux.
- Dalles pleines.

Ⅱ.2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes :

- $L/20 \geq ht \geq L/25$
- Et $ht \geq L/22.5$

Avec :

- ✓ L : La portée la plus longue de la poutrelle mesurée enter nue .
- ✓ Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4.07 m

$407/20 \geq ht \geq 407/25 \Rightarrow 20\ cm \geq ht \geq 16cm$

$ht \geq 407/22.5 \Rightarrow ht \geq 18.08\ cm$

Selon le calcul préliminaire nous adoptons un plancher (16+4) cm

$\Rightarrow ht = 20cm$

Dont : ht = 16 cm (la dimension de notre poutrelle).
e=4cm (comme table de compression).

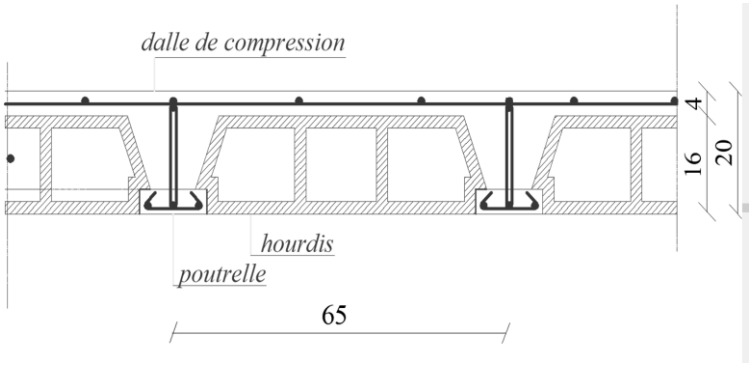


Figure Ⅱ.1 : dimensionnement de plancher à corps creux.

Ⅱ.2.2. Les dalles pleines :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

Critère de résistance :

⇒ Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis ……. [1]

$(Lx/45) \leq ep \leq (Lx/40)$

⇒Dalle reposant sur deux appuis :

$(Lx/35) \leq ep \leq (Lx/30)$

Où : $\begin{cases} ep : épaisseur\ de\ la\ dalle \\ L : la\ plus\ grande\ portée\ mesurée\ entre\ nu\ d'appui. \end{cases}$

Sécurité contre l'incendie :

ep=7cm : pour assurer un coupe-feu d'une heure.

ep=11cm : pour assurer un coupe-feu de deux heures.

- Critère de résistance : $130/45 \leq ep \leq 130/40 \Rightarrow 2.88 \leq ep \leq 3.25$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11 cm peut assurer un coupe-feu de deux heure

  ep=7cm peut assurer un coupe-feu d'une heure
- Condition d'isolation acoustique : ep =15cm

Conclusion :

On adopte la dimension de la dalle conformément aux critères émanant des règlements et les conditions d'acoustiques et cela pour toutes raisons de sécurité.

A cet effet on adoptera pour la dalle plaine : ep = 15cm

Ⅱ.3. Evaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :

Ⅱ.3.1. Maçonnerie :

Ⅱ.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau Ⅱ.1 : Charge permanent du mur simple cloison.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			TOTAL	1.62

Tableau récapitulatif des valeurs des charges permanentes concernant les murs de simplescloisons.

Ⅱ.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau Ⅱ.2 : Charge permanente du mur double cloison.

N	Composants	Epaisseur (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	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			TOTAL	2.52

Tableau récapitulatif des valeurs des charges permanentes concernant les murs de doubles cloisons.

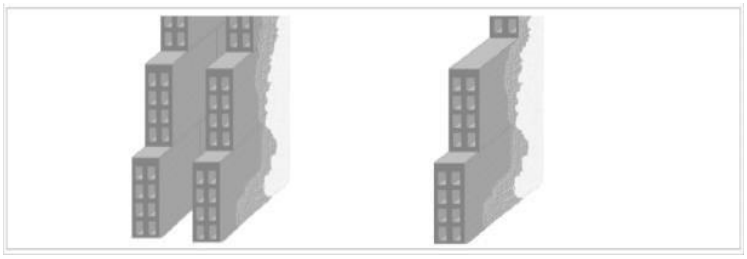


Figure Ⅱ.2 : Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite).

Ⅱ.3.2. Plancher terrasse :

Ⅱ.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau Ⅱ.3 : Charge permanente du plancher terrasse.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^2)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.2
5	Plaque de liège	0.03	-	0
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Film polyane	-	-	0.01
8	Plancher corps creux	0.16+0.04		2.80
9	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**6.4**

❖ Surcharge d'exploitation $Q=1KN/m^2$ la terrasse inaccessible

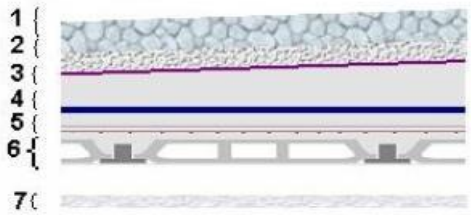


Figure Ⅱ.3 : composants d'un plancher terrasse.

Ⅱ.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible $Q=1\ KN/m^2$.

Ⅱ.3.3. Plancher courant :

Ⅱ.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau Ⅱ.4 : Charge permanente du plancher courant.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^2)	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	Plancher corps creux	0.16+0.04		2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Mur simple cloison	0.1		1.62
Charge permanente G				5.96



Figure Ⅱ.4: Composants d'un plancher courant.

Ⅱ.3.3.b. charges d'exploitation :

Le plancher courant a usage d'habitation : $Q=1.50\ KN/m^2$.

Ⅱ.3.4. Dalle pleine :

Ⅱ.3.4.a. plancher Terrasse :

Tableau Ⅱ.5 : Charge permanente plancher terrasse.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				7.51

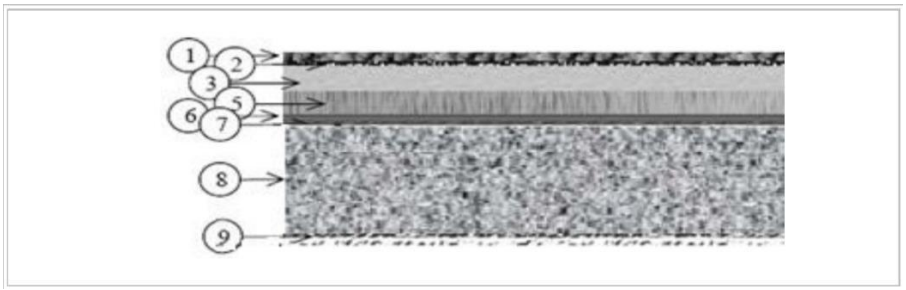


Figure Ⅱ.5 : Composants de la dalle terrasse.

Ⅱ.3.4.b. Etage courant :

Tableau Ⅱ.6 : Charge permanente étage courant.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
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	Cloison légère	0.01	-	1.62
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				7.07

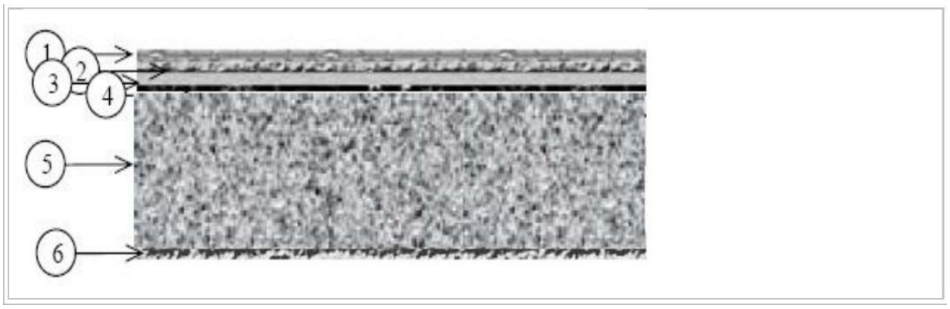


Figure Ⅱ.6 : Composants de la dalle d'étage

Ⅱ.4. Les poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, la portée de la poutre est largement supérieure aux dimensions de la section.

Ⅱ.4.1. Prédimensionnement des poutres :

Leur prédimensionnement s'effectuer par des formules données par les [Ouvrage en BA].

Les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par les règlements parasismiques Algérien (RPA99) et le règlement (CBA93) à partir de L

L : La plus grande portée mesurée a nu d'appuis comme suit :

$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$ et $\Rightarrow 0.3h \leq b \leq 0.7h$

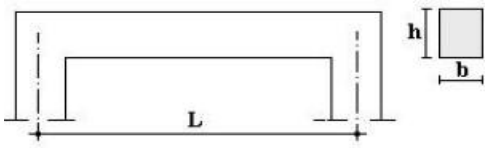


Figure Ⅱ.7 : Dimensionnement de la poutre.

Avec :

L_{max} : La portée maximale de la poutre (entre axe).

H : La hauteur de la poutre.

B : La largeur de la poutre.

Et pour la zone II_a (Zone moyenne sismicité), Les dimensions des poutres doivent respecterles conditions imposées par le RPA99 version 2003 :

H =40≥30 cm

B=30 ≥20 cm

h/b =1.33 ≤ 4

$b_{max} \leq 1.5\ h + b_1$

Ⅱ.4.1.a. Les poutres principales :

L_{max} =5.00m ⇒ $500/15 \leq h \leq 500/10$ ⇒ $33.33 \leq h \leq 50$

- On prend : h=40cm

$0.3h \leq b \leq 0.7h$ ⇒ $12 \leq b \leq 28$

- On prend : b=30cm conformément au règlement article
- Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\begin{cases} b = 30cm \geq 20cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ h = 40cm \geq 30cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \end{cases}$$

- Donc on opte pour une poutre de section (30*40)

Vérifications de la flèche : Art [B.6.5]

$F = \frac{5*p*L^4}{384*E*I}$ =0.0015cm < F_{limt}=L/1000 +0.5=0.97cm

Alors les poutres principales (porteuses) on adoptera la section suivante (30*40).

Ⅱ.4.1.b. Les poutres secondaires :

- L_{max} =4.07m ⇒ $407/15 \leq h \leq 407/10$ ⇒ $27.13 \leq h \leq 40.7$
- On prend : h=35cm

$0.3h \leq b \leq 0.7h$ ⇒ $10.5 \leq b \leq 24.5$

- On prend :b=30cm
- Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$b = 30cm \geq 20cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifier$$

$$\begin{cases} h = 35cm \geq 30cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifier \\ h = 1.16cm \leq 4cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifier \end{cases}$$

- Donc on opte pour une poutre de section (30*35)

Ⅱ.5. Prédimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1.35G+1.5Q). [**Vérification selon le RPA99]**

Ⅱ.5.1. Choix du poteau le plus sollicité : (voir le plans)

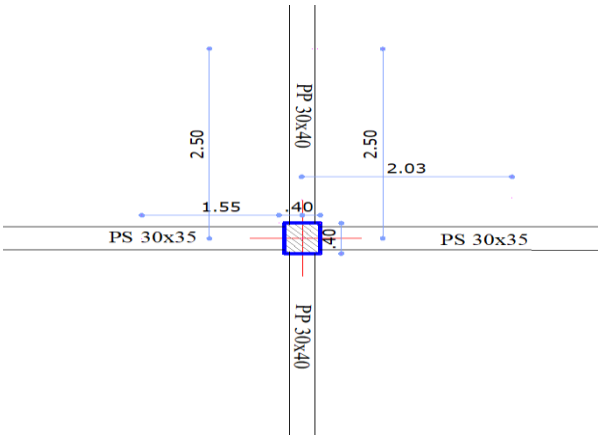


Figure Ⅱ.8: Le poteau le plus sollicité.

Ⅱ.5.2. Dimensions des poteaux :

- **Les poteaux :**

Tableau Ⅱ.7 : prédimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage	9 éme (cm*cm)	8 éme (cm*cm)	7 éme (cm*cm)	6émé (cm*cm)	5éme (cm*cm)	4éme (cm*cm)	3éme (cm*cm)	2éme (cm*cm)	1ére (cm*cm)	RDC (cm*cm)	Sous-Sol (cm*cm)
Dimension du poteau	30*30	30*30	30*30	35*35	35*35	35*35	40*40	40*40	40*40	45*45	45*45

La surface complète du plancher :

St= (1.4+1.88+0.3) *(2.35+2.3+0.3)

St=17.72m^2

La surface du plancher seulement :

Sp=(1.4*2.35)+(1.88*2.30)+(1.4*2.30)+(1.88*2.35)

Sp=15.25m^2

Donc finalement on a : St=17.72m^2 et Sp=15.25m^2

Ⅱ.5.3. Les étapes de prédimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Vérification : $NU \leq \alpha\left(\frac{Br.fc28}{0.9\,\gamma b} + As\frac{fe}{\gamma s}\right)$

Avec :

A :la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul A=B/1000

Br : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6(50/\lambda)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

λ : λ =Lf /i : C'est l'élancement mécanique

Lf=0.7L$_0$: C'est la longueur de flambement

i = b/$\sqrt{12}$ et I = h*b^3/12 (poteau carré)

Ⅱ.5.4. Calcul de l'effort normal limite :

Tableau Ⅱ.8 : Calcul de l'effort normal limite (poteau).

Etage	B_1(cm)	H_1(cm)	B_r(cm^2)	F_{c28}	L_f(m)	λ	α	A_s(cm^2)	N_{limite} (KN)
9eme	30	30	78400	25	2.26	48.08	0.617	0.9	9151.06
8eme	30	30	78400	25	2.26	48.08	0.617	0.9	9151.06
7eme	30	30	78400	25	2.26	48.08	0.617	0.9	9151.06
6émé	35	35	108900	25	2.26	38.30	0.686	1.22	14125.43
5émé	35	35	108900	25	2.26	38.30	0.686	1.22	14125.43
4émé	35	35	108900	25	2.26	38.30	0.686	1.22	14125.43
3émé	40	40	144400	25	2.26	30.95	0.735	1.60	20063.56
2émé	40	40	144400	25	2.26	30.95	0.735	1.60	20063.56
1émé	40	40	144400	25	2.26	30.95	0.735	1.60	20063.56
RDC	45	45	184900	25	2.26	25.92	0.766	2.025	26767.93
Sous-sol	45	45	184900	25	2.26	25.92	0.766	2.025	26767.93

Ⅱ.5.5. Calcul des charges revenant aux poteaux :

Ⅱ.5.5.1. Charges permanentes :

Tableau Ⅱ.9 : Calcul des charges permanentes.

Etage	H	$G_{plancher}$	G_{pp}	G_{ps}	G_{poteau}	G_{totale}	$G_{cumulé}$
9émé	3.24	97.60	11.95	10.08	7.29	126.92	126.92
8émé	3.24	90.89	11.95	10.08	7.29	120.21	247.13
7émé	3.24	90.89	11.95	10.08	7.29	120.21	247.13
6émé	3.24	90.89	11.95	10.08	9.92	120.21	367.34
5émé	3.24	90.89	11.95	10.08	9.92	120.21	487.55
4émé	3.24	90.89	11.95	10.08	9.92	120.21	607.76
3émé	3.24	90.89	11.95	10.08	12.96	120.21	727.97
2émé	3.24	90.89	11.95	10.08	12.96	120.21	848.18
1ére	3.24	90.89	11.95	10.08	12.96	120.21	968.39
RDC	3.24	90.89	11.95	10.08	16.40	120.21	1088.60
Sous-Sol	3.24	90.89	11.95	10.08	16.40	120.21	1208.86

Ⅱ.5.5.2. Charges d'exploitations :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

$$Q_0 + \ldots + \frac{3+n}{} \sum Qn2n$$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').

- ❖ Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- ❖ Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage

- ➢ Plancher terrasse : Q=1*17.72=17.72 KN
- ➢ Plancher étages et RDC : Q=1.5*17.72=26.58 KN

Tableau Ⅱ.10 : calcul des charges d'exploitations.

Etage	Q plancher (KN)	$\sum surcharges$	Q étage (KN)	Q cumulé (KN)
9éme	1	Q_0	17.72	17.72
8éme	1.5	Q_0+Q_1	26.58	44.30
7éme	1.5	$Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$	26.58	68.22
6éme	1.5	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$	26.58	89.49
5éme	1.5	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	26.58	108.09
4éme	1.5	$Q_0+0.80(Q_1+\ldots\ldots+Q_5)$	26.58	124.09
3éme	1.5	$Q_0+0.75(Q_1+\ldots..+Q_6)$	26.58	137.33
2éme	1.5	$Q_0+0.70(Q_1+\ldots..+Q_7)$	26.58	147.96
1éme	1.5	$Q_0+0.65(Q_1+\ldots..+Q_8)$	26.58	155.94
RdC	1.5	$Q_0+0.60(Q_1+\ldots..+Q_9)$	26.58	161.25
Sous-sol	1.5	$Q_0+0.55(Q_1+\ldots..+Q_{10})$	26.58	163.91

Tableau récapitulatif le calcul des charges d'exploitations des poteaux .

Ⅱ.5.6. Calcul de l'effort normal ultime :

Tableau Ⅱ.11 : Calcul l'effort normal ultime.

Etage	NG	NQ	Nu	1,1NU	N_{limite} (KN)	Vérification
9éme	126.92	17.72	197.922	217.7142	9151.06	C.V
8éme	247.13	44.30	400.075	440.0830	9151.06	C.V
7éme	247.13	44.30	400.075	440.0830	9151.06	C.V
6éme	367.34	68.22	598.239	658.0629	14125.43	C.V
5éme	487.55	89.49	792.427	871.6702	14125.43	C.V
4éme	607.76	108.09	982.611	1080.8726	14125.43	C.V
3éme	727.97	124.04	1168.819	1285.7014	20063.56	C.V
2éme	848.18	137.33	1351.038	1486.1420	20063.56	C.V
1éme	968.39	147.96	1529.26	1682.1860	20063.56	C.V
RDC	1088.60	155.94	1703.52	1873.8720	26767.93	C.V
Sous-sol	1208.81	161.252	1873.771	2061.1486	26767.93	C.V

Ⅱ.5.7. Vérifications de [RPA99v2003] pour les poteaux :

Tableau Ⅱ.12 : Vérification conditions [RPA99v2003].

Dimension	Min (b_1,h_1) ≥25 cm	Min (b_1,h_1)≥he/20	1/4≤b_1/h_1≤4	Vérification
30*30	Min (30,30) ≥25cm	Min (30,30)≥16.2cm	1/4≤1≤4	**Vérifiée**
35*35	Min (35,35) ≥25cm	Min (35,35)≥16.2cm	1/4≤1≤4	**Vérifiée**
40*40	Min (40,40) ≥25cm	Min (40,40)≥16.2cm	1/4≤1 ≤4	**Vérifiée**
45*45	Min (45,45) ≥25cm	Min (45,45)≥16.2cm	1/4≤1≤4	**Vérifiée**

St= (1.57+0.45+1.875)*(2.125+0.45+2.125)

St=18.30 m^2

Sp = (1.875*2.125)+(1.875*2.125)+(1.57*2.125)+(1.57*2.125)

SP=14.64 m^2

Pour longrines :
Les longrines travaillent à la traction

Les dimensions minimales des longrines sont :

(30*30) cm^2 .

Ⅱ.5.8. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

$b_{max} \leq 1.5\ h_1+b_1$

$d \leq \max(b_1/2 ; h_1/2)$

Tableau Ⅱ.13 : Vérification aux zones nodale.

B max (Cm)	H_1 (Cm)	B_1 (Cm)	B_{max} $\leq 1.5h_1+b_1$	Max ($b_1/2$; $h_1/2$)	$d \leq \max(b_1/2 ; h_1/2)$
30	30	30	Oui	15	Oui
30	45	45	Oui	22.5	Oui

Ⅱ.6. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.
Dans notre cas on a :

he=3.24-0.3=3.04m

a≥max (15cm ; he/25 ; he/22 ; he/20).

a≥max (15cm ; 11.8cm ; 13.4m ;

15cm) On adopte a =15cm

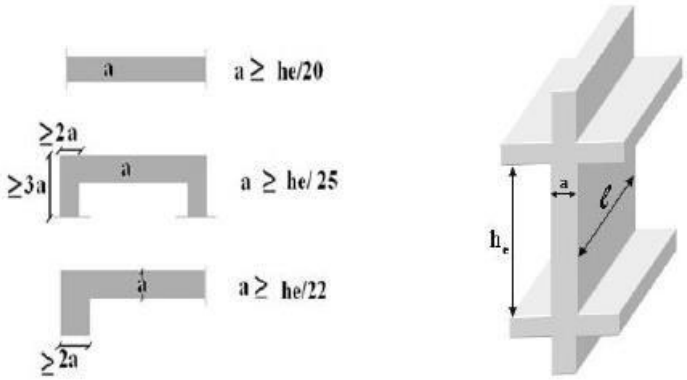


Figure Ⅱ.09 : Coupe de voile en plan (gauche) et voile en 3D (droite).

CHAPITRE Ⅲ

Calcul des éléments secondaires

Ⅲ.1. L'acrotère :

Ⅲ.1.1. Principe de calcul :

L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, soumis à son poids propre et une surcharge de **1 kN/m** due à la main courante.
Le calcul se fait par une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60 cm de hauteur La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

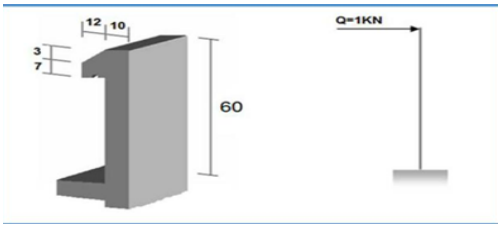


Figure Ⅲ.1 : Schéma de l'acrotère.

Ⅲ.1.2. Charges et surcharges :

- Poids propre : 0,1 x 0,6 x 25 = 1,50 kN/ml.
- Revêtement : 2(0,015x0,6x18) = 0,324 kN/ml.

G=1.824KN/ml

- Main courante **:** **Q = 1kN/m**

Ⅲ.1.3. Calcul des efforts :

- **A L'ELU :**

Tableau III .1 : Tableau des efforts.

Effort normal :	Nu = 1,35 x 1,824 = 2,46 kN.
Moment d'encastrement :	Mu = 1,5xQxh =0,90 kN.m
Effort tranchant :	Tu = 1,5xQ = 1,5 kN

- **A L'ELS :**

Tableau Ⅲ.2 : Tableau des efforts.

Effort normal :	Ns=G=1.824 KN
Moment d'encastrement :	Ms=Q*h=1*0.6=0.6
L'effort tranchant :	Ts=Q=1 KN

δδ

Ⅲ.1.4. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée.

- **A L'ELU :**

Tableau III .3 : Dimensions et caractéristiques des matériaux.

F_{c28}	25 MPa	h	10 cm
F_{t28}	21 MPa	d	7.5 cm
f_e	400 MPa	c	2.5 cm
$\delta_{b\,adm}$	14.2 MPa	c'	2.5 cm
$\delta_{s\,adm}$	348MPa	b	100 cm
F_e (MPa)	400	L_0 (m)	0.6 m
L_f	2.26		

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100*10) cm^2 soumise à la Flexion composée.

$e_0=\frac{Mu}{Nu}=\frac{0.9}{2.46}$

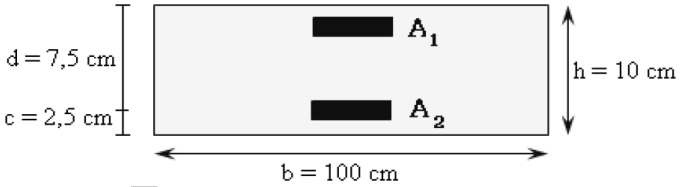


Figure Ⅲ.2 : Section de béton armé a L'ELU.

Calcul de l'excentricité :

$e_0=\frac{Mu}{Nu}=\frac{0.9}{2.46}$ ⇒ e_0=36.60cm

Ou l'enrobage est : $c=c_1$=2.5cm

On a e_0=36.60 cm> $\frac{h}{2}-c=\frac{10}{2}-2.5=2.5\ cm$

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

e : e_0 + (h/2-c) ⇒ e=0.391m

M_1=N*e ⇒ M_1=0.962 KN.m

Calcul des armatures verticales :

Tableau III .4 : calcul des armatures.

μ	β	A	A_{min} (cm^2)	A(choisie)	Ar	St	S rep
0.112	0.940	0.367	1	5HA8=2.31	4HA8=2.01	20	15

Vérification a L'ELS :

Tableau III .5 : vérification a L'ELS.

Nser (KN)	**Mser(KN)**	**$e_{0(cm)}$**	**$B_0(cm^2)$**	**I (cm^4)**	**P(cm^2)**
1.824	0.6	32.80	1034.65	8542.55	-2281.141
q(cm^2)	**Y(cm)**	**K (N/mm^3)**	**δb MPa**	**δs MPa**	**δb $\leq\overline{\delta b}$=15MPa**
42992.821	5.03	0.070	0.352	84.03	C.V
δs $\leq\overline{\delta s}$	**$\overline{\delta s}$**				
C.V	201.63				

Donc on adoptera la section calculée a L'ELU.

Ⅲ.1.5. Vérification de la l'effort tranchant et la contrainte cisaillement :

Tableau III .6: vérification l'effort tranchant et cisaillement.

T (KN)	τu (MPa)	$\overline{\tau u}(MPa)$	τu<$\overline{\tau u}$
-11.83	0.02	2.5	0.02<2.5

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

Ⅲ.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme :

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant :

$Fp= 4AC_pw_p$ **(Art.6.2.3: RPA 99 VERSION 2003).**

A: coefficient d'accélération ;

A = 0,15 **[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zone Ⅱa)]**

Cp : facteur de force horizontal ; Cp = 0,8 **[R.P.A 99 VERSION 2003 page 43 TAB 6.1]**

Wp : poids propre de l'élément Wp= 1.824KN.

D'où alors : $F_p= 4(0.15*0.80*1.824)$ ⇒ F_p =0.875KN < T=1.5 KN **(CV).**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

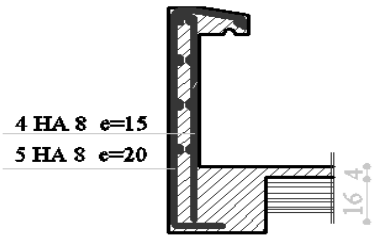


Figure Ⅲ.3 : ferraillage de l'acrotère.

Ⅲ.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'administration, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

La dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.
La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20 cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$At \geq 0.02 * L * \frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe}$$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).

- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.

❖ At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \quad \Rightarrow \quad At \geq 0.5\ cm^2/m.l$

❖ La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/m.l$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé : **TLE520** avec des armateurs de **Φ**5

Les poutrelles :

Les poutrelles sont des nervures séparées par des hourdis, l'ensemble de ces éléments sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

Dimensionnement des poutrelles :

- $B_0 = L_0 - B = 65-53 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

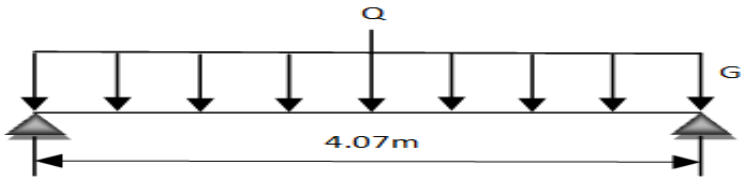


Figure Ⅲ.4 : schéma statique des poutrelles.

III.2.3.1. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes :

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau Ⅲ.7 : Les charges de la poutrelle avant coulage.

La travée L(m)	Q(KN)	G(KN/ml)	
4.07	2.035	Poids de poutrelle	Poids du corps creux
		0.12*0.04*25=0.12	0.65*1=0.65
		0.77	

Tableau Ⅲ.8 : calcul des moments.

MG(KN.m)	MQ(KN.m)	MU(KN.m)
$GL^2/8$=1.59	QL/4=2.07	1.35MG+1.5MQ=5.252

$\mu = \frac{Mu}{\overline{\sigma b} * b * d^2}$ =3.43>>μmax=0.392 ; A'≠0

Les armatures comprimées A' sont nécessaires ,cependant la, section est faible, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression .
Cette valeur de $\mu = 3.43$ sort du domaine de la flexion simple : en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle ,il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est détermine de façon a éliminer le risque de déformation .

Calcul des étaiements :

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu ,on détermine alors « μ » pour la comparer avec « μ » si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira ,sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inferieur de frottement limite .

- **Pour un seul étai au milieu**

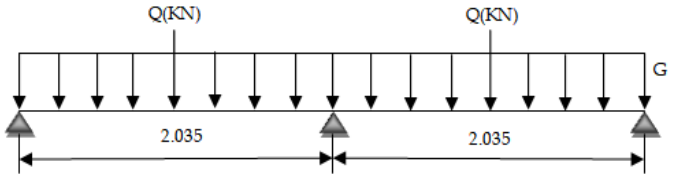


Figure Ⅲ.5 : travée avec un seul étai au milieux

G=0.77 KN/ml
Q=Max [1KN ; 0.5*2] Q=1KN
M_u =1.35M_g +1.5M_Q
M_g =G*L²/8 =0.77*2.035²/8=0.399 KN.m
M_Q =Q.L/4 =0.509 KN.m
$M_u = 1.30\ KN.m$
$\mu = \frac{M_u}{b*d^2*\overline{\sigma_s}}$ =$\frac{1.30*10^6}{14.2*120*30^2}$ =0.847 > μ_1=0.392 (CNV)

- **Pour deux étais**

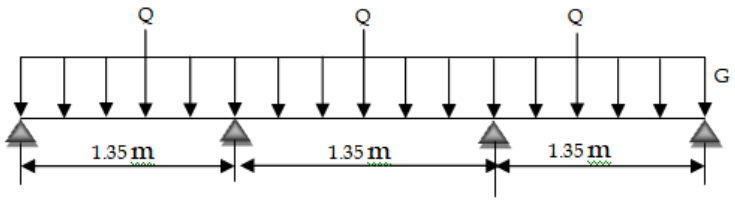


Figure Ⅲ.6 : travée avec deux étai

$\mu = \frac{M_u}{b*d^2*\overline{\sigma_s}} = \frac{0.742*10^6}{14.2*120*30^2}$ =0.484 > μ_1=0.392 (CNV)

- **Pour trois étais**

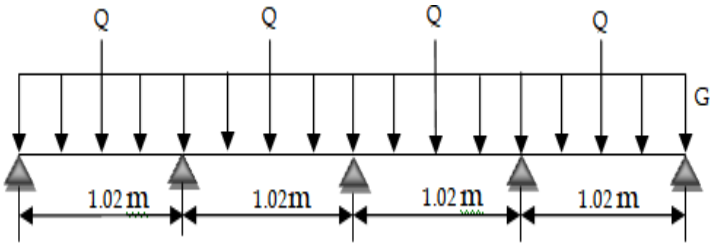


Figure Ⅲ.7 : travée avec trois étai

$\mu = \frac{M_u}{b*d^2*\overline{\sigma_s}} = \frac{0.742*10^6}{14.2*120*30^2}$ =0.308< μ_1=0.392 (CV)

Alors il faut prévoir 3 étais le long de la travée espace de 1.02m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression .

Ⅲ.2.3.2. Après le coulage de la table de compression :

Tableau Ⅲ.9: donne les charges, surcharges et efforts aux ELU et ELS.

	G(KN/m^2)	Q(KN/m^2)	Pu (KN/m)	Pser (KN/m)
Plancher terrasse	6.40*0.65=4.16	1*0.65=0.65	6.59	4.81
Plancher courant	5.96*0.65=3.87	1.5*0.65=0.97	6.67	4.84

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher courant et terrasse.

Ⅲ.2.3.2.a. Détermination des sollicitations :

- **Méthodes de calcul :**

Méthode forfaitaire :

Dans notre cas nous avons utilisé pour des calculs des poutrelles la méthode à charge d'exploitation modérée Forfaitaire

A/Le principe de calcul :

- **Le moment en travée :** $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

$$\mathbf{Mt}=\begin{cases} \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} * M0 \text{ si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} * M0 \text{ si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

Mt : Moment maximale dans la travée continue.

M0 : Moment maximale dans la travée de référence.

Mg ;Md: moment sur l'appui de gauche et l'appui de droite.

❖ **Le moment en appuis :**

Ma=0.6*M0……poutre a deux travées

Ma=0.5*M0……appuis voisin des appuis de rive

Ma=0.4*M0…….appuis intermédiaire

Ma=0.2*M0…..appuis de rive.

Remarque :

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la **méthode de Caquot**.

Méthode de Caquot : (pour les poutres) :

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est Pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et Concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en Travée.

A/ portée fictive *:*

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive} \\ 0.8\, L \text{ pour une travée intermidiaire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$K_w = \frac{Lw}{L^F w}$ et $K_e = \frac{Ie}{I'e}$

❖ **Le moment aux appuis :**

$$M_{app} = -\frac{qw * l^{F3}_{w} + qe * L'^{3}_{e}}{8.5\,(L^F_w + L^F_e)}$$

❖ **Le moment en travée :**

$$M(x) = q\frac{l}{2}x - q\frac{x^2}{2} + Mw + \frac{Me - Mw}{l}x \quad \text{et} \quad T(x) = \frac{dM}{dx}$$

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire pour deux travées :

Q=0,65<2*G=2*0.77=1.54 **(CV)**

0,8< $(\frac{3.10}{3.05})$= 1.01<1,25 (**CV)**

Alors on utilise la méthode de Caquot.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire pour neuf travées :

Q=0,65<2*G=2*0.77=1.54 **(CV)**

0,8< $(\frac{3.10}{3.05})$= 0.76<1,25 (**CV)**

Alors on utilise la méthode forfaitaire.

Ⅲ2.3.2.b. sollicitations dans la poutrelle a deux travée (ELU) et (ELS

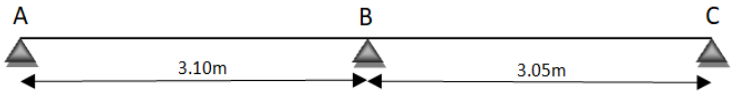


Figure III.8 : Poutrelle a deux travées .

Terrasse ELU :

Tableau Ⅲ10: Terasse ELU a deux travées.

Travée	Pu	L	L'	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
AB	6.59	3.1	3.1	3.63	-0.72	4.07	5.66	4.63	-9.20
BC	6.59	3.05	3.05	14.53	4.07	2.13	17.65	11.24	-13.37

Terrasse ELS :

Tableau Ⅲ11: Terasse ELS a deux travées.

Travée	Pu	L	L'	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
AB	4.81	3.1	3.1	5.78	1.16	5.35	2.52	3.38	-6.71
BC	4.81	3.05	3.05	3.05	5.59	5.35	1.12	8.65	-8.65

Etage courant ELU :

Tableau Ⅲ12: étage courant ELu a deux travées.

Travée	Pu	L	L'	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
AB	6.67	3.1	3.1	8.01	1.60	7.42	3.50	8.46	12.22
BC	6.67	3.05	3.05	10.61	4.12	-2.16	19.81	15.50	-12.51

Etage courant ELS :

Tableau Ⅲ.13: étage courant ELS a deux travées.

Travée	Pu	L	L'	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
AB	4.84	3.1	3.1	2.66	-0.53	2.99	4.15	3.40	-6.75
BC	4.84	3.05	3.05	10.67	2.99	-1.56	11.49	11.24	-9.08

Ⅲ.2.3.2.c. sollicitations dans la poutrelle a 9 travée (ELU) et (ELS) :

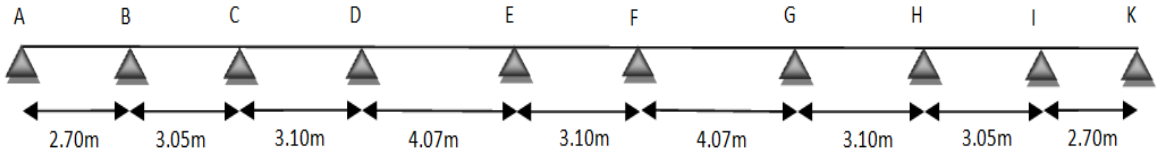


Figure III.9 : Poutrelle ELU a neuf travées.

Terrasse ELU :

Tableau Ⅲ.14: Terrasse ELU a 9 travées.

Travée	Pu	L	L'	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
AB	6.59	2.7	2.7	12.21	2.44	6.10	7.56	11.73	-13.63
BC	6.59	3.05	2.44	14.53	7.26	5.81	7.54	14.18	-13.49
CD	6.59	3.10	2.48	10.67	4.26	4.26	5.54	11.86	-11.86
DE	6.59	4.07	3.25	8.97	3.58	3.58	4.65	10.87	-10.87
EF	6.59	3.10	2.48	10.67	4.26	4.26	5.54	11.86	-11.86
FG	6.59	4.07	3.25	14.53	5.81	7.26	7.54	13.49	-14.18
GH	6.59	3.10	2.48	10.97	5.48	2.19	6.79	12.92	-11.12
HI	6.59	3.05	2.44	5.63	3.45	3.79	2.01	11.65	-10.51
IK	6.59	2.7	2.7	4.41	3.79	0.88	2.07	12.85	-11.42

Terrasse ELS :

Tableau Ⅲ.15: Terrasse ELS a 9 travées.

Travée	Pu	L	L'	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
AB	4.81	2.7	2.7	8.91	1.78	4.45	5.51	8.56	-9.95
BC	4.81	3.05	2.44	10.60	5.3	4.24	5.50	10.35	-9.84
CD	4.81	3.10	2.48	7.79	3.11	3.11	4.04	5.18	-5.18
DE	4.81	4.07	3.25	6.54	2.61	2.61	3.39	7.93	-7.93
EF	4.81	3.10	2.48	7.79	3.11	3.11	4.04	8.65	-8.65
FG	4.81	4.07	3.25	10.60	4.24	5.3	5.50	9.84	-10.35
GH	4.81	3.10	2.48	8.01	4.00	1.60	4.96	9.43	-8.12
HI	4.81	3.05	2.44	5.59	3.43	3.77	2	7.34	-9.63
IK	4.81	2.7	2.7	4.38	3.77	0.88	2.06	8.25	-8.45

Etage courant ELU :

Tableau Ⅲ.16: étage courant ELU a 9 travées.

Travée	Pu	L	L'	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
AB	6.67	2.7	2.7	12.35	2.47	6.17	7.78	11.87	-13.80
BC	6.67	3.05	2.44	14.70	7.35	5.88	7.79	14.35	-13.65
CD	6.67	3.10	2.48	10.80	4.32	4.32	5.72	12.00	-12.00
DE	6.67	4.07	3.25	9.07	3.62	3.62	4.80	11.00	-11.00
EF	6.67	3.10	2.48	10.80	4.32	4.32	5.72	12.00	-12.00
FG	6.67	4.07	3.25	14.70	5.88	7.35	7.79	13.65	-14.35
GH	6.67	3.10	2.48	11.10	5.55	2.22	6.99	13.08	-11.26
HI	6.67	3.05	2.44	14.70	7.76	4.75	5.22	10.02	-10.33
IK	6.67	2.7	2.7	11.10	6.08	5.22	1.22	10.49	-7.25

Etage courant ELS :

Tableau Ⅲ.17: étage courant ELS a 9 travées.

Travée	Pu	L	L'	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KN.m)	T_w(KN)	T_e(KN)
AB	4.84	2.7	2.7	8.96	1.79	4.48	5.64	8.61	-10.01
BC	4.84	3.05	2.44	10.67	5.33	4.26	5.65	10.41	-9.90
CD	4.84	3.10	2.48	7.84	3.13	3.13	4.15	8.71	-8.71
DE	4.84	4.07	3.25	6.58	2.63	2.63	3.48	7.98	-7.98
EF	4.84	3.10	2.48	7.84	3.13	3.13	4.15	8.71	-8.71
FG	4.84	4.07	3.25	10.67	4.26	5.33	5.65	9.90	-10.41
GH	4.84	3.10	2.48	8.06	4.03	1.61	5.07	9.49	-8.16
HI	4.84	3.05	2.44	7.66	4.69	5.16	2.74	9.9	-10.2
IK	4.84	2.7	2.7	6.01	5.16	1.20	2.52	10.36	-7.43

❖ **Résultat final :**

Tableau Ⅲ.18: résultat des sollicitations.

ELU			ELS	
Ma (max)	Mt(max)	T(max)	Ma(max)	Mt(max)
-7.35	19.81	-14.35	5.33	14.27

Ferraillage des poutrelles :

Le ferraillage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

$M_0=b*h_0*\bar{\delta}b(d –h0/2)$

Le moment équilibré par la table :

Avec : b=65 cm ; h_0=4 cm ;δ_{bc}=14.2MPA ; d=18cm ; δ_s =348MPA ; FeE400MPA ;

B_0=8 cm ; c=2 cm ;

M0=59.07> Mt , d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une Section rectangulaire (b×h)=(65×20) cm² en flexion simple.

1) A L'ELU :

➢ **En travée :**

$$\mu = \frac{Mt}{\delta b * b * d^2} = \frac{19.81*10^3}{14.2*65*18^2} = 0.06 < \mu_l = 0.392$$

dans le tableau :β=0.969

donc A=3.26 cm²

on adopte : A=3HA12=3.39cm²

- ✓ **Conditions de non fragilité (CBA93) :**

A=3.26cm² >A_{min} = $\frac{B}{1000}$ =1.2 cm² **(CV)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 3.39 cm².

- ➢ **Aux appuis :**

Mapp=7.35 kN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

$\mu = \frac{Ma}{b0*\delta bc*d^2}$ = 0.02< μ_l=0.392 donc A'=0

Dans le tableau :β=0.990⇒ A=$\frac{Ma}{\beta*\delta s*d}$ = 1.18cm²

On adopte :A=2HA10=1.57 cm²

- ✓ **Conditions de non fragilité (CBA93) :**

A = 1.57 cm² > Amin =B/1000= 1.2cm² **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 1.57 cm².

- ✓ **Armatures transversales (cadre) :**

Vérification de contrainte de cisaillement :

V_{umax}= -14.35 KN

$\tau u = \frac{Vumax}{b0*d}$ = 0.09 MPA

La fissuration est peu nuisible :

⇒ $\bar{\tau}u$=Min[$\frac{0.2\ Fc28}{\gamma b}$; $5MPa$] = 3.33MPa

Donc : τ u=0.09<3.33Mpa **(cv)**

- ✓ **Espacement St :**

St≤ Min { $\begin{matrix} 0.9\ d \\ 40\ cm \end{matrix}$ =(16.2 ;40)

Donc : St=20 cm

- ✓ **Calcule Diamètre des armature transversales Φt :**

Φt ≤Min {$\frac{h}{35}$; Φ ; $b/10$} = { 5.71 ;12 ;8} mm

On adopte : **Φ**t =4 mm ⇒ $\frac{\pi}{4}\ \overset{2}{t} = 12.56mm^2$

Le choix :2**Φ**4

at : section d'une barre ; nt: nombre des barres

At=at*nt=0.12*2=0.24cm^2

At=2HA4=25mm²=0.25cm²

- ✓ **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (FeE400).

$$\frac{At}{b0*St} \geq \gamma s \left(\frac{ru - 0.3\,K*Ft28}{0.9*fe[cos\ a + sin\ a]}\right)$$

Avec : K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=67.5° Pour les armatures transversales.

$At \leq \frac{Tmax}{fe/\gamma s}$ =41.25mm²

St=391.57

Donc ;At_{min}=0.4*b_0*St/fe=0.16cm²≤At_{choisi}=0.25cm²

1. **Vérification appuis de rive :**

Tableau Ⅲ.19 : les données.

d(cm)	T_{max}	F_{c28} (MPa)	C-e-2 cm	b_0(cm)	γ_b	a
18	14.35	25	22.25	8	1.5	16.2

$v \leq 0.4*a*d*\frac{fc28}{\gamma b}$

14.35≤1944 (C.V)

$\frac{2Vu}{b0*a} \leq \frac{0.8\,fc28}{\gamma b}$

0.22≤13.33 (C.V)

2. **Vérification appui intermédiaire :**

Vu+ $\frac{Mu}{0.9*d}$ =-13.12<0 (CV)

2) A L'ELS :

Vérification des contraintes :

Tableau Ⅲ.20 : vérification de L'ELS.

/	Mser(KN.m)	A(cm²)	Y(cm)	I(cm^4)	$\overline{\delta b}$MPa	δb MPa	δb≤$\overline{\delta}$
En travée	14.27	3.39	1.85	13336.9	15	0.0019	Oui
Eu appuis	5.33	1.57	1.28	6590.1	15	0.0010	Oui

- ✓ **Vérification préliminaire de la flèche :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau Ⅲ.21 : vérification préliminaire de la flèche des poutrelles.

1^{éré} condition	2^{éme} condition
h/l ≥ Mt/(15 M_0)	p≤ 3.6/fe
h/L=18/4.2=4.28 ≥ 14.27/15(5.33) =0.17	P=0.0012≤ 3.6/400=0.009
Condition vérifiée	Condition vérifiée

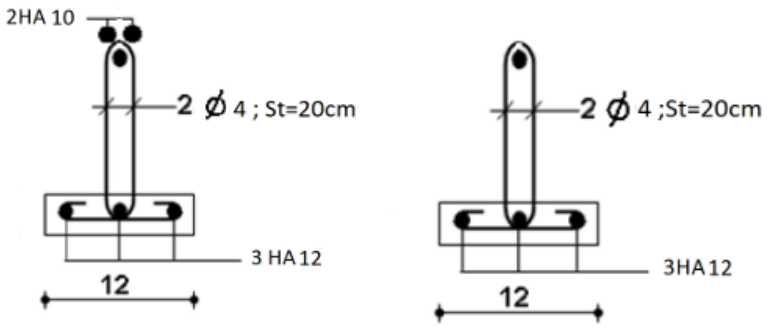


Figure Ⅲ.10 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite).

Ⅲ.3. Les escaliers :

Ⅲ.3.1. Introduction :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'emmarchement, la largeur est le giron, la partie verticale est là contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps
Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.
Notre bâtiment comporte un seul type d'escaliers.

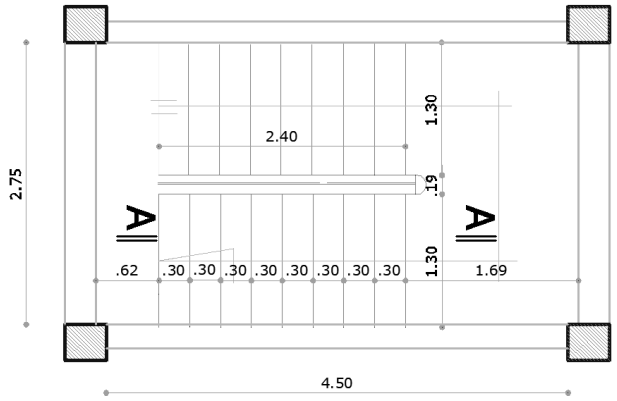


Figure Ⅲ.11 : escalier droit à deux volés (voir le plan).

Ⅲ.3.2. Définition des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « Contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.
h : Hauteur de la marche.
g : Largeur de la marche.
L : Longueur horizontale de la paillasse.
H : Hauteur verticale de la paillasse.

Ⅲ.3.3. Prédimensionnement :

Hauteur du contre marche H=18 cm

Largeur de la marche g =30cm

Nombre de contre marches n=9

Le nombre des marches n-1=8 marches

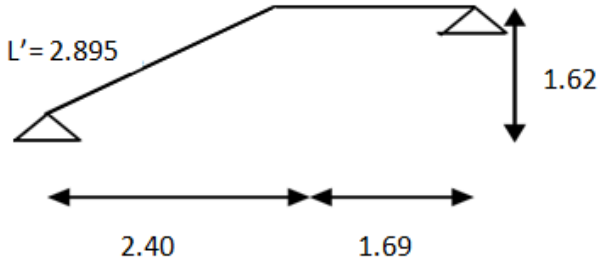


Figure Ⅲ.12: représente dimensionnement d'escalier.

❖ **Vérification de l'équation de BLONDEL :**

$$\begin{cases} (59 \leq g + 2h \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g = 30cm \\ H = 16cm \\ g + 2h = 30 + (2 * 16) = 62\ donc\ c'est\ vérifié \end{cases}$$

L'inclinaison de la paillasse : tan=H/L=1.62/2.4=33.90^0

La longueur de l'inclinaison : L'=L/cosα =2.895m

La longueur de l'escalier :Lt=2.895+1.69=4.585 m

Epaisseur de la volée :

$\frac{Lt}{30} \leq e \leq \frac{Lt}{20}$ ⇒ 0.1528≤e≤0.229 on prend e =15 cm

Ⅲ.3.4. Evaluation des charges et surcharges :

a. Paillasse :

Les charges permanent et surcharges d'exploitation de la paillasse sont présenté dans le Tableau suivant :

Tableau Ⅲ.22: Charges et surcharge de paillasse.

Désignation de l'élément	P (KN/m^3)	E_p(cm)	G(KN/m^2)
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Poids propre de paillasse	25	0.15/cosα	4.52
Poids propre des marches	25	0.18/2	2.25
Garde -corps	/	/	1.45
Enduits en ciment	18	0.02	0.36
G (charges permanentes)	9.38 KN/m^2		
Q (charges d'exploitation)	2.50 KN/m^2		

b. Palier :

Les charges permanent et surcharges d'exploitation du palier sont présenté dans le tableau Suivant :

Tableau Ⅲ.23 : Charges permanentes sur le palier.

Désignations des éléments	P(KN/m^3)	Ep(m)	G(KN/m^2)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.54
Poids propre de palier	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
G (charges permanentes)	5.45 KN/m^2		
Q (charges d'exploitation)	2.50 KN/m^2		

Ⅲ.3.5. Détermination des efforts :

A L'ELU : Pu=1.35G+1.5Q

A L'ELS : Pser =G+Q

Tableau Ⅲ.24: Combinaison des charges de l'escalier.

/	G(KN/m)	Q(KN/m)	Pu(KN/m)	Pser(KN/m)
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95
Paillasse	9.38	2.5	16.41	11.88

Un schéma statique d'escalier :

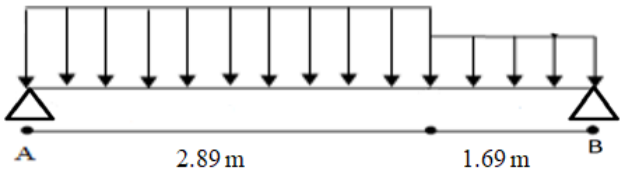


Figure Ⅲ.13: Un schéma statique d'escalier.

a) A L'ELU :

Les réactions d'appuis :

$\sum f = 0$

Ra+Rb-(11.11*1.69)-(16.41*2.895)

Ra+Rb=66.28KN

$\sum M/A=0$

Rb*4.49+11.10*(1.69)*(1.69/2+2.895)+16.41*2. $895^2/2$

Rb=30.92KN et Ra=35.36KN

Donc ;

Tronçon A (0<x<2.895)

Effort tranchant : T(x)=35.36-16.41x et t(0)=35.36

T(2.895)=-12.15

Moment fléchissant : M(x)=35.36x-16.41 $x^2/2$ et M(0)=0

M(2.895)=33.60

Tronçon B (0<x<1.6)

Effort tranchant : T(x)=-30.92+11.10x et T(0)=-30.92

T(1.69)= -12.14

Moment fléchissant : M(x)=30.92-11.11 $x^2/2$ et M(0)=0

M(1.69)=36.39

M(0) ; T(x)=0 ⇒ x=2.155m ; M(2.15)=40.25KN.m

Donc :

M_t=0.85*40.25=34.21KN.m

M_a=-0.5*40.25=-20.125KN.m

T_{max}=35.36 KN

Donc :

M_{max}=34.21 KN.m a x=2.15m

T_{max}= 35.36 KN a x=0

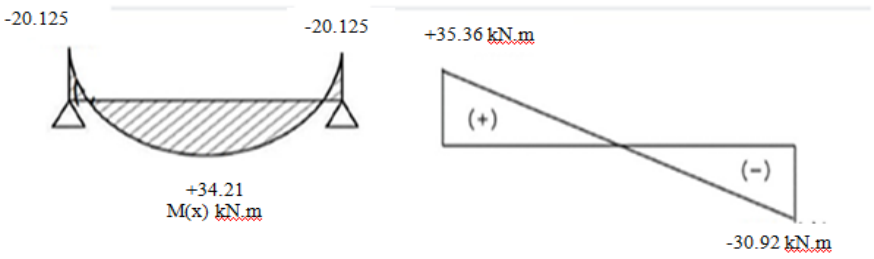


Figure Ⅲ.14. Diagramme retenu des moments et l'effort tranchant à L'ELU.

b) A L'ELS :

Les réactions d'appuis :

$\sum f$ =0

Ra+Rb-(11.88*2.89)-(7.95*1.6)

Ra+Rb=47.83KN

$\sum M/A$=0

Rb*4.49=11.88*2.89^2/2+7.95*1.69(1.69/2+2.8)

Rb=22.25KN et Ra=25.58 KN

Donc ;

Tronçon A (0<x<2.895)

Effort tranchant : T(x)=25.58-11.88x et T(0)=25.58

T(2.89)=-8.81

Moment fléchissant : M(x)=25.58x-11.88 x^2/2 et M(0)=0

M(2.89)=24.27

Tronçon B (0<x<1.6)

Effort tranchant : T(x)=-22.25+7.95x etT(0)=-22.25

T(1.6)= -8.81

Moment fléchissant : M(x)=22.25x-7.95x^2/2 et M(0)=0

M(1.6)=26.25M(0) ; T(x)=0 ⇒ x=2.15m ;

M(2.15)=27.54KN.m

Donc :

M_t=0.85*27.54=23.41 KN.m

M_a=-0.5*27.54=-13.77KN.m

T_{max}=25.58 KN

Donc :

M_{max}=25.58 KN.m a x=2.15m

T_{max}= 25.58 KN a x=0

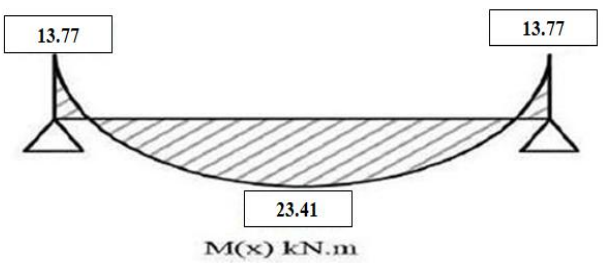


Figure Ⅲ.15. Diagramme retenu des moments à L'ELS.

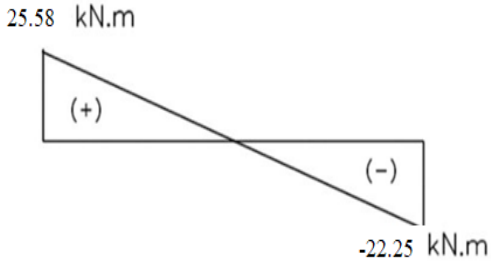


Figure Ⅲ.16. Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS.

Ⅲ.3.6 : Calcul du ferraillage :

Acier : FeE400 ; γ_s=1.15 ; δ_s= 347.8 MPa

Béton : f_{c28}=25 MPa ; γ_b=1.5 ; δ_b =14.16 MPa

f_{t28}=2.1 ; b=100cm ; d=12.5 cm ;c=2.5.

Tableau Ⅲ.25 : Les résultats de la flexion simple.

/	Mu(KN.m)	D(cm)	μ	β	A(cm^2)	A choisit (cm^2)	A'	Choix
En travée	34.21	12.5	0.015	0.992	7.92	4 HA14	0	6.16
Aux appuis	20.125	12.5	0.009	0.995	4.65	4 HA14	0	6.16

- Le calcul en travée : et le même travail par rapport l'appuis

$\mu = \frac{Mu}{b * \delta bc * d^2} = \frac{34.21}{1 * 14.16 * 12.5^2} = 0.015$

$A = \frac{Mu}{\beta * d * \delta s} = 7.92$

Armatures de répartition :

$Ar = \frac{At}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54$ ⇒ $A_{choisir}$ = Ar=4HA10

Avec ; St=25 cm.

Condition de non fragilité : [ART A4.2.1 CBA93].

A_{min} = b*h/1000 = 18*100/1000=1.8 cm^2

$A_{choisir} > A_{min}$ ⇒ (C.V)

Condition d'espacement :

Tableau Ⅲ.26 : vérification de l'espacement.

/	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions	Vérification
En travée	St=20cm≤Min[3h=54.33cm]=33cm	St=25cm≤Min[4h=72 ;45]=45cm	Oui
En appuis	St=20cm≤Min[3h=54 ;33cm]=33cm	St=25cm≤Min[4h=72 ;45cm]=45cm	Oui

Vérification de l'effort tranchant :

T=35.36 KN

$\tau=\frac{Tu}{b*d}$ =2.90MPa

$\bar{r} = \min(\frac{0.2*fc28}{\gamma b}; 5MPa)$=3.33MPa

τ=2.95≤$\bar{r}$=3.33 MPa **vérifiée**

Donc ; il y-a pas de risque de cisaillement

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

$\delta_b \leq \bar{\delta}=0.6*f_{c28}$ =15 MPa.

Vérification des contraintes :

a L'ELS :

Vérification des contraintes :

Tableau Ⅲ.27 : vérification a L'ELS.

/	En travées	En appuis
A(cm^2)	6.16	6.16
M_{ser} (KN.m)	23.41	13.77
Y(cm)	$50y^2+15Ay-15Ad=0$ y=3.97	$50y^2+15Ay-15Ad=0$ y=3.97
I(cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^2+15A(d-y)^2 \Rightarrow$ I=8808.81	$I=\frac{b}{3}y^2+15A(d-y)^2 \Rightarrow$ I=8808.81
$\bar{\delta}b$(Mpa)	15	15
δ b (MPa)	$\delta b=\frac{Mser}{I}$. y=0.01	$\delta b=\frac{Mser}{I}$. y=0.006
$\delta b \leq \bar{\delta}b$	Oui	Oui

Vérification de la flèche :

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

$\frac{h}{l} \geq 1/20 * Mt/M0 \Rightarrow 3.17 \geq 0.08$ (C.V);

$\frac{A}{b0*b} \leq 2/fe \Rightarrow 0.0008 \leq 0.005$ (C.

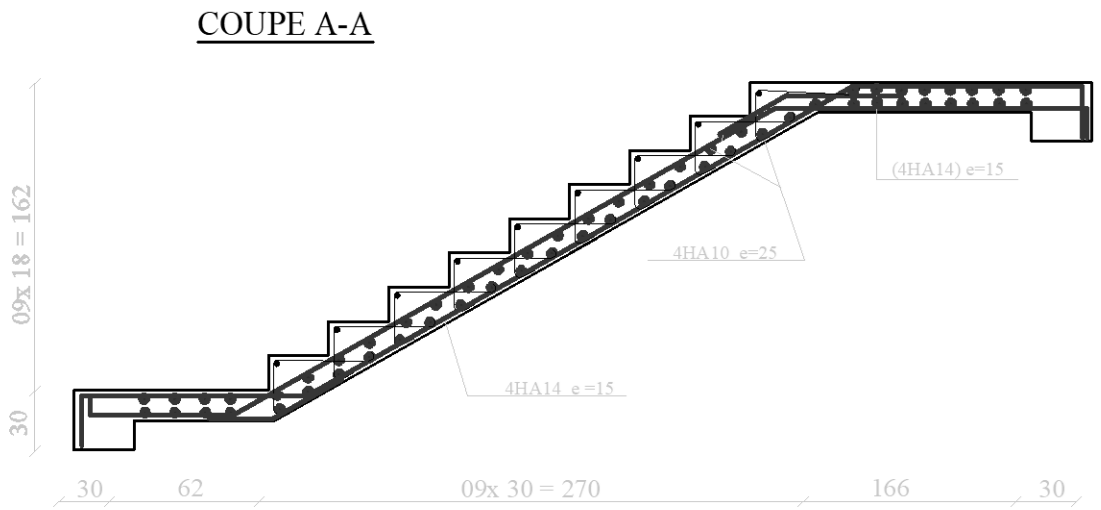


Figure Ⅲ.17. Ferraillage d'escalier coupe A-A (voir plan AUTOCAD).

Ⅲ.4. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en Flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées Par les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99 version 2003,

La poutre palière elle est de section (b*h) avec longueur de 2.75m.

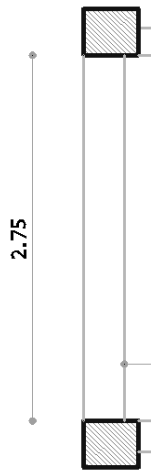


Figure Ⅲ.18. Poutre palière (voir plan).

Ⅲ.4.1. Prédimensionnement :

$L/15 \leq h \leq l/10 \Rightarrow 20 \leq h \leq 30 \Rightarrow h=30$ cm

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow b=30$ cm

- **Vérification des conditions exigées par R.P.A.99 :**

$b \geq 30$ cm……. (C.V)

$h \geq 30$ cm…….(C.V)

$h/b \leq 4$ cm……(C.V)

Donc, la section de la poutre palière est de $(b \times h) = 30 \times 30$ cm²

Ⅲ.4.2. Évaluation des charges :

Poids propre de la poutre : $p_{pa} = 0.30*0.30*25=2.25$ KN/ml

- **Les réactions d'appuis :**

R_a(ELU)=17.32KN P_u=11.55KN

R_b(ELS)=11.92KN P_{ser}=7.95KN

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

La méthode R.D.M donne :

Tableau Ⅲ.28 : Les résultats des efforts.

/	T(KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
ELU	17.32	12.98	22.07
ELS	11.92	8.89	15.12

❖ **Ferraillage de la poutre palière (Flexion Simple) :**

ELU :

Tableau.III.29 : Les résultats du ferraillage de la poutre palière.

/	M(KN.m)	μ	β	A	A choisir (cm²)
En travée	22.07	0.068	0.965	2.38	3HA12=3.39
Eux appuis	12.98	0.040	0.980	1.38	3HA12=3.39

❖ **Vérification des contraintes :**

ELS :

Tableau.III.30 : **Vérification des contraintes de la poutre palière.**

/	Mser (KN.m)	A choisir (cm²)	Y(cm)	I(cm²)	δb(MPa)	$\overline{\delta b}$(MPa)	Vérification
En travée	15.12	3.39	3.30	113.47	0.43	15	C.V
En appuis	8.89	3.39	3.30	113.47	0.25	15	C.V

Ⅲ.4.3. Vérification de l'effort tranchant :

Tableau.III.31 : Vérification de l'effort tranchant.

τu	$\overline{\tau u}$	Vérification	**Φ**	St (cm)
0.02	3.25	C.V	8 mm	20

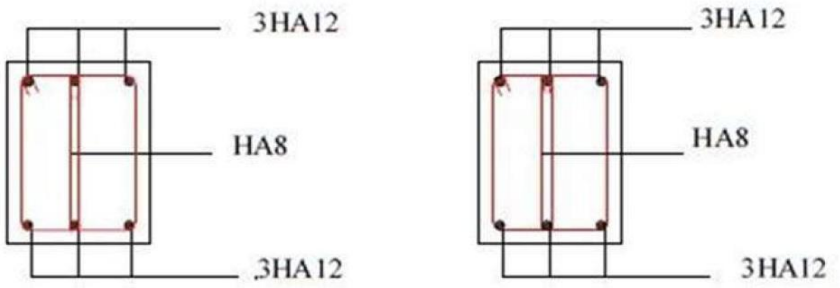


Figure Ⅲ.19. Ferraillage de la poutre palière.

Ⅲ.5 : plancher à Dalle pleine :

Ⅲ.5.1 : Définition :

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la largeur est très grande par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être reposant avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 Appuis.

Ⅲ.5.2 : Hypothèses de calcul :

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure. Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou on centrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre). Les hypothèses de calcul sont :

- La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
- Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
- La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
- Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.
- Conventionnellement on désignera :

  -Un côté libre par un trait sans hachures
  -Un appui simple par une hachure
  -Un encastrement par une double hachure

Ⅲ.5.3 : Calcul des moments :

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail Virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il se rappelé travail

externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum des\ travaux\ Externes - \sum des\ travaux\ internes = 0$$

Travail externe :

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext}=P.f$$

Travail interne :

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$T_{int}=M.L.\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

Calcul de la charge totale :

Plancher terrasse :

G=7.51 kN/m² ; Q=1 kN/m²

Pu=11.63KN/m²

Pser=8.51 KN/m²

Plancher courant :

G=7.07 KN/m² ;Q=1.5KN/m²

Pu=11.79KN/m²

Pser=8.57KN/m²

- **Remarque :**

Pour notre projet on a un seul type de dalles pleines.

Ⅲ5.4 : Calcul de la dalle rectangulaire (Méthode forfaitaire) :

- **Condition de la méthode forfaitaire :**

- Panneau de dalle rectangulaire (cv)
- Charge uniformément répartie (cv)
- Q<2G 1.5<2*7.07=14.14 KN/m² (cv)

Alors la méthode forfaitaire est applicable :

Lx=0.75m ; Ly=2.07m

e=Lx/Ly=0.362<0.4

Alors la dalle travaille suivant une seule direction

a) ELU

$M^t_u = \frac{Pu*Lx^2}{10} = \frac{11.79*0.75^2}{10}$ =0.66 KN.m

$M^a_u = -\frac{Pu*Lx^2}{16}$ = -0.41 KN.m

b) ELS

$M^t_{ser} = \frac{pser*Lx^2}{10} = \frac{8.57*0.75^2}{10}$=0.48KN.m

$M^a_{ser} = -\frac{Pser*Lx^2}{16}$ = -0.30 KN.m

ELU		ELS	
Mt	0.66 KN.m	Mt	0.48 KN.m
Ma	-0.41 KN.m	Ma	-0.30 KN.m

Ⅲ.5.5: ferraillage de la dalle :

δ_b=14.16 MPa ; **Φ**≤$\frac{h}{10}$=1.5 cm ; b=100cm ; C=C'=2.5cm ;d=12.5cm ;fe(MPa)=400

On adopte **Φ**=10mm ; dx= h-e-**Φ**/2 =12 cm

En travée :

$\mu=\frac{M_u^t}{\delta b*b*d^2}=\frac{0.66*10^3}{14.16*100*12.5^2}$ =0.03 et β=0.985

μx <μl=0.392 A'=0

$A=\frac{Mtu}{\beta*d*\delta s}=\frac{0.66*10^3}{0.985*12.5*348}$ = 0.155 cm²

$A_{min}=\frac{100*15}{1000}$ =1.5 cm²

On choisit : A=5HA10=3.92 cm²

Eux appuis :

$\mu=\frac{M_u^a}{\delta b*b*d^2}=\frac{0.41*10^3}{14.167*100*12.5^2}$ =0.001 et β=0.999

$A=\frac{Mau}{\beta*d*\delta s}=\frac{0.41*10^3}{0.997*12.5*348}$ =0.10 cm²

$A_{min}=\frac{100*15}{1000}$ =1.5 cm²

On choisit : A=5HA10=3.92 cm²

St=20≤ min (3h ;33cm) =Min (45 ;33cm)=33cm

Les armatures de répartition :

Ay =A/4 =0.98 cm²

On adopte : Ay= 4HA10=3.14 cm² .

Ⅲ.5.6. Vérification des contrainte a L'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

Tableau Ⅲ.32: vérification des contraintes L'ELS.

/	M (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	K (N/mm^3)	I (cm^4)	δ_b (MPa)	δb (MPa)	Vérification
En travée	1.67	3.92	3.41	0.28	5795.32	0.95	15	Vérifiée
En appuis	1.04	3.92	3.41	0.17	5795.32	0.57	15	Vérifiée

Donc : les armatures calculées à ELU Seront maintenues.

- **Espacement :**

St=20cm≤Min(3h ;33cm)=33cm

St=20cm≤33 cm (C.V)

- **Armature de répartition :**

St≤Min(4h=60 ;45cm)=45cm

St=20cm<45cm (C.V)

- **L'effort tranchant :**

V_{max}=PL/2=11.79*0.75/2=4.42 KN

$\bar{r} = 0.07fc28/\gamma b$=1.15Mpa

τu=V_{max}/bd=0.003Mpa<$\bar{r}$u (C.V)

Le béton seul peut prendre tout seul l'effort de cisaillement donc les armatures Transversales ne sont pas nécessaires.

- **La flèche :d'après [CBA]**

h/l=1.07≥Mt/20M_0 =0.08 (C.V)

A/b*d=0.001≤2/fe=0.005 (C.V)

Donc le calcul de la flèche n'est pas indispensable.

Ⅲ.6 : La dalle machine :

Ⅲ.6.1 : 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'a 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.

Ⅲ.6.2 : prédimensionnement :

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

Ix=1.5m et Ly=2.25 m

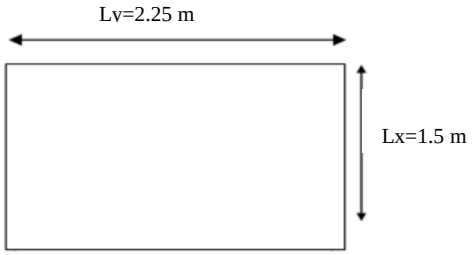


Figure Ⅲ.20 : Dimensions de la dalle machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

- ❖ **Résistance à la flexion :**

$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow \frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3cm \leq e \leq 4.75cm$

- ❖ **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=25cm

Ⅲ.7.3 : Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

Ⅲ.6.3.a : Charge permanentes G :

Tableau Ⅲ.33: charges permanentes.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Dalle pleine	0.25	25	6.25
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanentes G			6.61

Ⅲ.6.3.b : Poids de la machine supportée :

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

Tableau Ⅲ.34 : Les charges concentrées.

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

$q=\frac{\sum Pi}{S}$ = 5125.92Kg/m²=51.25 KN/m²

G_{tot}=6.61+51.25=57.86KN/m²

Ⅲ.6.3.c : 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/m²

Tableau Ⅲ.35 : Détermination des chargements de la dalle.

G(KN/m²)	Q(KN/m²)	Pu(KN/m²)	Pser(KN/m²)
57.86	5	85.62	62.86

Les appuis sont considérés comme des semi-encastrements.

Ⅲ.6.4 : Calcul des sollicitations :

On a : $\rho=\frac{Lx}{Ly}$ =0.66 ; donc la dalle travaille suivant les deux directions

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.

Hypothèses (ligne de rupture) :

- La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites.

Principe de calcul :

Travail extérieur =Travail intérieur,

Travail extérieur : en fonction de (charge, portée),

Travail intérieur : en fonction du moment,

Pour le cas des charges réparties :

$T_{ext}=q*s*f_{cdg}$

q: charge répartie.

S: surface de la région rigide.

f_{cdg}: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$T_{int}=M*L*\theta$

M: moment de flexion,

L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation,θ: l'angle de rotation

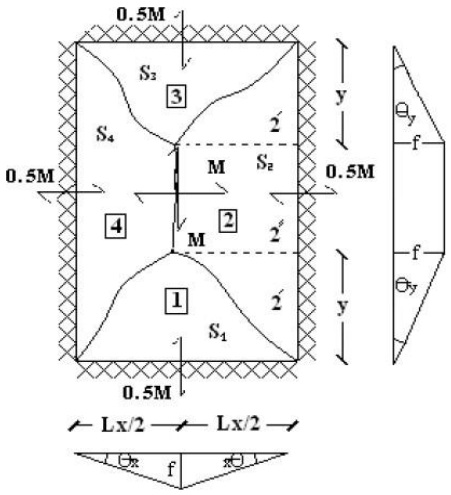


Figure Ⅲ.21: Les lignes de rupture.

- **Travail externe :**

$T_{ext}=T^1{}_t+T^2{}_t+T^3{}_t+T^4_{ext}$ ex ex ex

Avec :

$T^1{}_t=T^3{}_t$ et $T^2{}_t=T^4_{ext}$ ex ex ex

$T^1_{ext}=q*S_{1/3}=q*f\{\frac{1}{6}Lx*y\}$

$T^2_{ext}=2T^{2'}_{ext}+T^{2''}_{ext}=q*f\{\frac{1}{4}Lx*Ly-\frac{1}{3}Lx*y\}$

$T_{ext}=q*f\{\frac{1}{2}Lx*Ly-\frac{1}{3}Lx*y\}$

- **Travail interne :**

$T_{int}=T_{int}^1+T_{int}^2+T_{int}^3+T_{int}^4$

Avec :

$T_{int}^1=T_{int}^3$ et $T_{int}^2=T_{int}^4$

$T^1_{int}=0.5M*Lx*\theta_y+M*Lx*\theta_y$; $\theta_y=tg\,\theta_y=\frac{f}{y}$

$T_{int}^1=1.5*M*L_x*\frac{f}{y}$

$T^2_{int}=M*L_y*\theta_x+0.5M*L_y*\theta_x$; $\theta_x=tg\,\theta_x=2\frac{f}{Lx}$

$T_{int}^2=3*M*\frac{Ly}{Lx}*f$

$T_{int}=3M\{\frac{Lx}{y}+2\frac{Ly}{Lx}\}f$

- **Principe du travail virtuel :**

$T_{ext}=T_{int}$

$q=3M\frac{\{\frac{1.5}{y}+3\}}{1.687-0.25y}$

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

$\frac{dq}{dy}=0 \Rightarrow 0.75y^2+0.75y-2.53=0 \Rightarrow Y=1.05m$

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

M_t=M=0.107*q_u=0.107*(85.62)=9.16 KN.m

M_a=0.5*M=0.5*9.16=4.58KN.M

Ⅲ.6.5 : Calcul du ferraillage :

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

Tableau Ⅲ.36 : Les données.

F_{c28}	25MPa	h	25cm
F_{t28}	2.1MPa	d	23cm
f_e	400MPa	c	2cm
δ_{badm}	14.2MPa	c’	2cm
δs_{adm}	348MPa	b	100cm

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

Tel que :$\mu=\frac{Mu}{\delta b*b*d^2}$ et $A=\frac{Mu}{\delta b*d*\beta}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau Ⅲ.37 : Calcul des sections d’acier de la dalle.

		M_u(KN.m)	μ	β	A(cm²)	A’(cm²)	A_{min}(cm²)	A choisit (cm²)
Sens x	En travée	9.16	0.012	0.994	1.17	0	2.5	5HA10 =3.93cm²
	En appuis	4.64	0.006	0.997	0.59	0	2.5	5HA10 =3.93cm²
Sens y	En travée	9.16	0.014	0.993	1.23	0	2.5	5HA10 =3.93cm²
	En appuis	4.64	0.007	0.996	0.62	0	2.5	5HA10 =3.93cm²

- **Condition de non fragilité :**

A_{min}=B/1000=25*100/1000=2.5cm²

Donc on adopte les sections : $\begin{cases} Ax = 4\Phi 10 = 3.14cm^2 \\ Ay = 4\Phi 10 = 3.14cm^2 \end{cases}$

- **Condition d'espacement :**

St=Min[2h=50cm,22cm] =22cm

On prend :S=25cm

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Suivant L_x :

$\tau u = V_{max}/bdx \leq \bar{r} = 0.07 fc28/\gamma b$

$V_{ux} = \frac{Pu*Lx*Ly}{2Ly+Lx}$ =48.16 kN

$\tau u_x = \frac{48.16*10^3}{1000*225}$ = 0.214 MPa < $\bar{\tau u}$=1.16MPa (C.V)

Suivant L_y :

$\tau u = V_{max}/bdy \leq \bar{r} = 1.16\ MPa$

$V_{ux} = \frac{Pu*Lx*Ly}{3Ly}$ =42.81 kN

$\tau u_x = \frac{42.81*10^3}{1000*215}$ = 0.199 MPa < $\bar{\tau u}$=1.16MPa (C.V)

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

Ⅲ.6.6 : vérification à L'ELS :

Tableau Ⅲ.38 : Calcul de Mser.

/		M_{ser}(KN.m)
Sens x	Travée	0.107*q_{ser}=0.107*62.86=6.72
	Appuis	0.5*Mt=0.5*6.72=3.36
Sens y	Travée	0.107*q_{ser}=0.107*62.86=6.72
	Appuis	0.5*Mt=0.5*6.72=3.36

- **Détermination de la valeur de (y) :**

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

Tableau Ⅲ.39 : Vérification à L'ELS.

/		M_{ser} (KN.m)	$A_s(cm^2)$	Y(cm)	$I(cm^4)$	$K(N/mm^3)$	δbc(MPa)	$\delta bc \leq \overline{\delta b}$
Sens x	Travée	6.72	2.5	8.56	40495.21	0.016	0.136	Oui
	Appuis	3.36	2.5	4.28	19344.62	0.017	0.074	Oui
Sens y	Travée	6.72	2.5	8.41	40448.15	0.016	0.134	Oui
	Appuis	3.36	2.5	4.21	19315.26	0.017	0.073	Oui

Ⅲ.6.7 : 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 :

$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20Mx} \Rightarrow 0.166 > 0.0425$ **Vérifiée**

$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35} \Rightarrow 0.166 > 0.028$ à 0.037 **Vérifiée**

$\frac{As}{bd} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow 1.115 * 10^{-4} < 5 * 10^{-3}$ **Vérifiée**

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

Ⅲ.6.8 : vérification de non poinçonnement :

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

$Qu \leq 0.045 * Uc * h * F_{cj}/\gamma_b$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Qu= 84 KN , γb = 1.5 , $f$cj = 25 MPa , h = 25 cm

Uc = 2(u + v)

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

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

Uc = 2(a+b) + 8e + 4h

Avec : a=b=e=0

Uc=4h=100 cm

Qu = 84 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =1875 KN

CHAPITRE Ⅳ

ETUDE DYNAMIQUE

I V.1. Introduction :

I V.1.a. Introduction a l'action séismes :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus meurtrier et qui cause le plus de dégâts, caractérisé par des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, dites « ondes sismique » engendrant à leur tour un mouvement du sol. Ainsi toute construction en béton armé sera conçue pour reprendre les forces horizontales dues à l'action du vent ou du séisme.

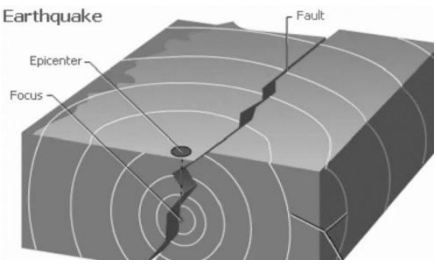


Figure I V.1 : Propagation de l'onde séisme.

I V.1.b. Introduction a l'action dynamique :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité,
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations,
- Minimiser les effets de torsion.

L'analyse dynamique d'un bâtiment est une étude complexe qui commence par la

Modélisation du bâtiment en question. Cette modélisation est menée en connaissant les caractéristiques de l'ouvrage qui interviennent dans la détermination des effets maximaux d'origine sismique.
L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

I V.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse,
- Le centre de Torsion.

I V.2.1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments Constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule Suivante :

$$XG=\frac{\sum Wi*Xi}{\sum Wi} \qquad YG=\frac{\sum Wi*Xi}{\sum Wi}$$

Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré,

Xi et **Yi** : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global,

XG et **YG** : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Tableaux I V.1 : Calcule de centre de masse.

Etage	$\sum Wi$	$\sum Wi * Xi$	$\sum Wi * Yi$	XG	YG
9éme	6599,018	96 732,184	55 542,107	14,65	8,416
8éme	6599,018	96 732,184	55 542,107	14,65	8,416
7éme	6599,018	96 732,184	55 542,107	14,65	8,416
6éme	6683,448	98 078,758	56 297,637	14,67	8,423
5éme	6683,448	98 078,758	56 297,637	14,67	8,423
4éme	6683,448	98 078,758	56 297,637	14,67	8,423
3éme	6783,418	99 583,858	57 145,681	14,68	8,424
2éme	6783,414	99 583,858	57 145,681	14,68	8,424
1ére	6783,418	99 583,858	57 145,681	14,68	8,424
RDC	6894,378	101 247,978	58 079,774	14,685	8,424

I V.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$XT=\frac{\sum Iyi*Xi}{\sum Iyi} \qquad YT=\frac{\sum Ixi*yi}{\sum Ixi}$$

Avec :

- Ix et IY : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

- Xi, Yi: coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- XT,YT: coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

1. Pour les poteaux : $Ix=\frac{b*h^3}{12}$; $Iy=\frac{h*b^3}{12}$;
2. Pour les voiles pleins : $Ix=\frac{L*e^3}{12}$; $Iy=\frac{e*L^3}{12}$
3. Pour les voiles avec ouvertures : $I_e=\frac{an\ I}{\frac{60}{11}\frac{2mc}{(I1+I2)}\frac{A0.(\alpha\xi)}{\alpha^2}+1}$

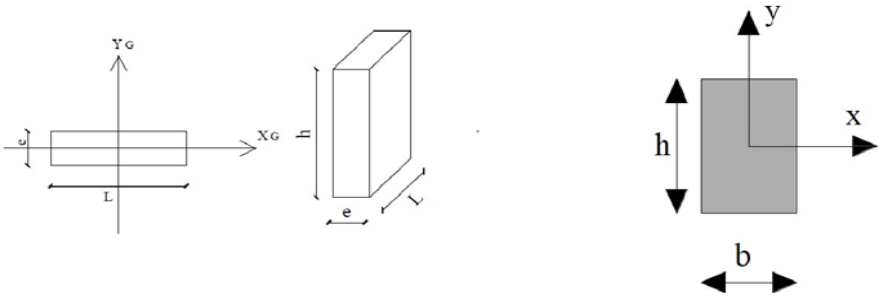


Figure I V.2 :Dimension des voiles et poteaux.

Tableau I V.2 : Calcule de centre de torsion.

Etage	$\sum Ixi$	$\sum Iyi$	$\sum Iyi * Xi$	$\sum Ixi * yi$	XT	YT
9éme	8,123	1,978	69,048	27,951	14,124	8,499
8éme	8,123	1,978	69,048	27,951	14,124	8,499
7éme	8,123	1,978	69,048	27,951	14,124	8,499
6éme	8,146	2,002	69,242	28,297	14,134	8,499
5éme	8,146	2,002	69,242	28,297	14,134	8,499
4éme	8,146	2,002	69,242	28,297	14,134	8,499
3éme	8,181	2,037	69,540	28,828	14,150	8,499
2éme	8,181	2,037	69,540	28,828	14,150	8,499
1ére	8,181	2,037	69,540	28,828	14,150	8,499
RDC	8,233	2,088	69,974	29,599	14,171	8,499

I V.2.3. Excentricité : [RPA 99 V2003 Art 3.5.a.2]

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dimensions du bâtiment :

- Longueur du bâtiment =**29.30 m**
- Largeur du bâtiment =**16.84 m**
- Hauteur de RDC =**3.24 m**
- Hauteur d'étage =**3.24 m**

I V.2.3.A. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$\text{Ex}=|XT - XG| \qquad \text{Ey} =|YT - YG|$$

Tableau I V.3: Calcule d'excentricité.

/	Direction X			Direction Y		
Niveau (m)	X_G	X_I	$E_{X\ théo}$ (m)	Y_G	Y_I	$E_{Y\ théo}$ (m)
+32.40	14,65	14,12	0,525	8,416	8,499	0,083
+29.16	14,65	14,1	0,525	8,416	8,499	0,083
+25.92	14,65	14,12	0,525	8,416	8,499	0,083
+22.68	14,67	14,13	0,535	8,423	8,499	0,076
+19.44	14,67	14,13	0,535	8,423	8,499	0,076
+16.20	14,67	14,13	0,535	8,423	8,499	0,076
+12.96	14,68	14,15	0,529	8,424	8,499	0,075
+9.72	14,68	14,15	0,529	8,424	8,499	0,075
+6.48	14,68	14,15	0,529	8,424	8,499	0,075
+3.24	14,685	14,171	0,513	8,424	8,499	0,075

I V.2.3.b. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 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.

$$\begin{cases} \mathbf{Ex = 0.05 * Lx} \\ \mathbf{Ey = 0.05 * Ly} \end{cases}$$

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

Tableau I V.4: Calcule d'excentricité.

Niveau (m)	L_x(m)	L_y(m)	E_x(m)	E_y(m)
Tous les niveaux	29.3	16.84	1.465	0.842

I V.2.3.c. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 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 ± 0.005 Lx

(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.

Tableau I V.5: Calcule d'excentricité totale.

/	Direction X			Direction Y		
Niveau (m)	**$E_{x\ théo}$ (cm)**	**$E_{x\ Acc}$ (cm)**	**$E_{x\ théo}$+ $E_{x\ Acc}$**	**$E_{y\ théo}$ (cm)**	**$E_{y\ Acc}$ (cm)**	**$E_{y\ théo}$+ $E_{y\ Acc}$**
+32.40	0,526	1,465	1,99	0,084	0,842	0,926
+29.16	0,526	1,465	1,99	0,084	0,842	0,926
+25.92	0,526	1,465	1,99	0,084	0,842	0,926
+22.68	0,535	1,465	2,00	0,077	0,842	0,919
+19.44	0,535	1,465	2,00	0,077	0,842	0,919
+16.20	0,535	1,465	2,00	0,077	0,842	0,919
+12.96	0,530	1,465	1,99	0,075	0,842	0,917
+9.72	0,530	1,465	1,99	0,075	0,842	0,917
+6.48	0,530	1,465	1,99	0,075	0,842	0,917
+3.24	0,513	1,465	1,98	0,075	0,842	0,917

I V.3. Disposition des voiles :

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique-voiles), de plus elle présente une architecture (vue en plan) différente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique le choix du positionnement des voiles qui doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Disposer les voiles d'une façon symétrique à égales distances par rapport aux axes de symétries dans les deux directions,
- Minimiser le bras de levier entre le Centre de Masse et le Centre de Rigidité,
- Assurer la continuité des voiles verticalement,
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable,
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles,
- Respect du nombre d'ouvertures par voile,
- Assurer une ductilité suffisante,
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

Les propositions des dispositions des voiles de contreventement :

disposition finale

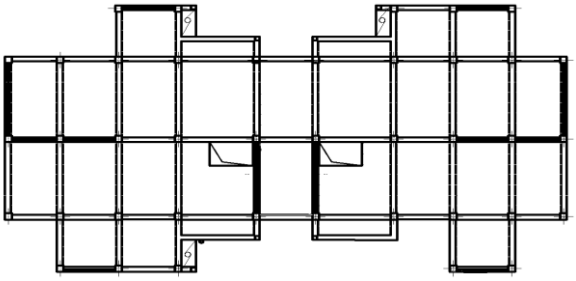


Figure I V.3 : disposition des voiles (disposition finale).

Modes	Mode 1/T1=0.79 s	Mode 2/T2=0.71 s	Mode 3/T3=0.52 s
Suivant X (%)	67.90	0.21	0.00
Suivant Y (%)	0.00	69.50	0.01
Autour de Z (%)	0.00	0.01	0.01

Remarque :

Après plusieurs dispositions des voiles, on adopte pour cette disposition et la disposition finale.

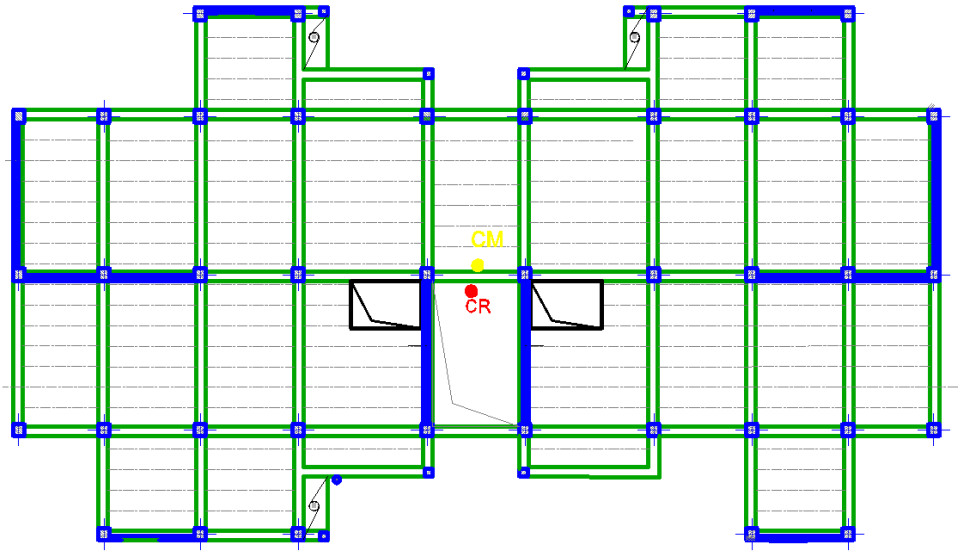


Figure I V.4 : Position du centre de masse et centre de rigidité.

I V.4. Vérification de l'excentricité [RPA version 2003 [Art 3.5.1-a] :

a1. À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a2.Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = **29.30 m**

Largeur du bâtiment = **16.84 m**

a3.Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 4.395 m

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 2.53 m

I V.4.1. Centre de Masse & Centre de Rigidité :

Tableau I V.6: Centre de Masse & Centre de Rigidité.

Niveaux	Poids et centre de Masse			Rigidités et centre de Rigidité			
Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	∑ kx (N/m)	∑ ky (N/m)	XR (m)	YR (m)
3,24	6113.561	14.60	8.21	9.471E+004	7.238E+004	14.72	7.77
6,48	5356.684	14.59	8.21	9.471E+004	7.238E+004	14.47	7.77
9,72	5304.170	14.58	8.21	9.471E+004	7.238E+004	14.47	7.76
12,96	5252.685	14.58	8.21	9.471E+004	7.238E+004	14.47	7.76
16,2	5205.171	14.58	8.20	9.471E+004	7.238E+004	14.47	7.65
19,44	5158.590	14.58	8.20	9.471E+004	7.238E+004	14.47	7.65
22,68	5116.078	14.58	8.20	9.471E+004	7.238E+004	14.47	7.65
25,92	5070.469	14.58	8.20	9.471E+004	7.238E+004	14.47	7.64
29,16	4585.063	14.58	8.20	9.471E+004	7.238E+004	14.47	7.64
32,4	4585.063	14.57	8.20	9.471E+004	7.238E+004	14.47	7.64

I V.4.2. Excentricité théorique :

Tableau I V.7: Calcule d'excentricité théorique.

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	
3,24	0.12	0.43	✔
6,48	0.11	0.43	✔
9,72	0.11	0.44	✔
12,96	0.11	0.44	✔
16,2	0.11	0.56	✔
19,44	0.11	0.56	✔
22,68	0.11	0.56	✔
25,92	0.11	0.56	✔
29,16	0.11	0.56	✔
32.40	0.11	0.56	

I V.5. Méthodes de calculs :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes : **[ART 4.1.1 RPA99version2003]**

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

I V.5.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente : [ART4.1.2 RPA99v2003]

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

- ❖ Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- ❖ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ❖ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

- ❖ Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ❖ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- ❖ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

I V.5.2. Condition d'application de la méthodes dynamiques :

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

b) La méthode d'analyse dynamique par accélérographes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

I V.6. Choix de la méthode de calcul :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiées (car la structure est irrégulière en plan), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

I V.6.1. La méthode d'analyse modale spectrale :

I V.6.1.1. Spectre de réponse de calcul : [ART4.3.3 RPA99v2003]

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

A: coefficient d'accélération de zone

R: coefficient de comportement de la structure

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : facteur de qualité

η : facteur de correction d'amortissement

A- Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 [ART.3.1]

- ✓ Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit

- ❖ Zone 0 : sismicité négligeable
- ❖ Zone I : sismicité faible
- ❖ Zone II : sismicité moyenne
- ❖ Zone III : sismicité élevée

Wilaya de Médéa de groupe 2 donc : zone séismique IIa

- ✓ Classification de l'ouvrage selon son importance :

Le bâtiment étudié à usage de d'habitation selon **l'article 3.2 de RPA 99-version2003** Le bâtiment est dans le groupe 2

- ✓ Classification des sites :

Vu la non disposition du rapport de l'analyse topographique et géotechnique du sol nous prenons le type du site Meuble S3

B. Détermination des coefficients :

a) Coefficient d'accélération : **[TAB.4.1 RPA99version2003]**

Groupe d'usage :2

Zone sismique :

IIa

- ✓ A=0.15

b) Facteur de correction d'amortissement η : **[TAB 4.2RPA99version2003]**

$\eta=\sqrt{7/(2+\xi}=0.88$

$\xi =$ Pourcentage d'amortissement critique

Étant donné que notre portique en béton armé et le remplissage Dense d'après l'RPA 99-version2003 on prend $\xi = 7$

c) Facteur de qualité Q : **[Tab.4.4 RPA99version2003]**

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 :

$$\mathbf{Q=1+\sum_1^6 pq}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non"

Tableau I V.8 : Facteur de qualité.

/	Pq	
Critère q	**Observé**	**N/observé**
1.Condition minimales sur les files de contreventement	oui	0
2.Redondance en plan	oui	0
3.Régularité en plan	non	0.05
4.Régularité en élévation	oui	0
5.Controle de la qualité des matériaux	oui	0
6.Controle de la qualité de l'exécution	non	0.1
		Pq=0.15

Qx=Qy=1+0.15=1.15

d) Coefficient de comportement de la structure R :

Le coefficient de comportement de la structure R est en fonction du système voiles porteurs tel que

R= 3.5

R : coefficient de comportement global de la structure on prend **R = 3.5**

e) Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2

T1, T2 : périodes caractéristiques associé à la catégorie du site est attribué dans le tableau **[4.7 de RPA 99- version2003]**

Catégorie S3 : Site meuble $\begin{cases} T1 = 0.15\ S \\ T2 = 0.50\ S \end{cases}$

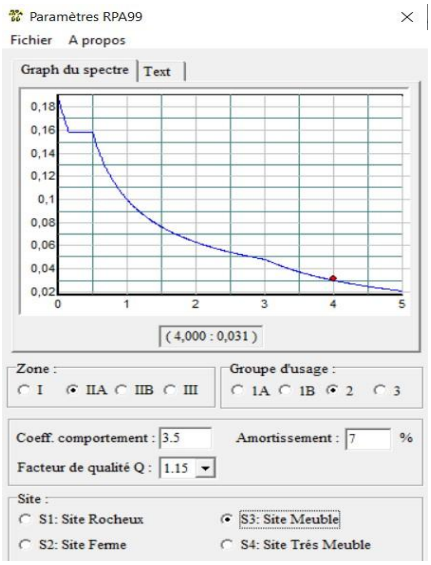


Figure I V.5 : La courbe de spectre de réponse.

I V.6.1.2. Analyses modales du modèle :

A. Estimation de la période fondamentale de la structure :

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau **[4.6 de RPA 99- version2003]**

Tableau I V.9 : valeurs du coefficient CT.

cas n°	Système de contreventement	CT
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.05

Dans mon cas :

Tableau I V.10 : Récapitulatif de finale.

Formule	Tx	Valeur (s)	Ty	Valeur (s)
4.6	Tx=$C_t h_n^{3/4}$	0.68	Ty=$C_t h_n^{3/4}$	0.68
4.7	Tx=0.09 $h_n / \sqrt{Lx}$	0.54	Ty=0.09 $h_n / \sqrt{Ly}$	0.71
Tx=		0.54	Ty=	0.68

Vérification de la période : "RPA 99 VERSION 2003" (Art 4.2.4.4)

Les valeurs de T calculées à partir de **Robot structural v20** ne doivent pas dépasser celles estimées àpartir des formules empiriques appropriées de 30%
1.3 T emp >T num

Tableau IV.11: vérification des périodes.

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.54	0.79	0.7	CNV
Y	0.68	0.71	0.88	CV

B. Calcul facteur d'amplification dynamique moyen :

Tableau IV.12 : Résultat finale de facteur d'amplification [RPA99v2003 ART4.2].

/	ξ	η	T_2 (s)	$0 \leq T \leq T_2$	$T_2 \leq T \leq 3.0s$	$T \geq 3.0s$	Valeur de D (s)
Dx	7	0.88	0.50	*			2.20
Dy	7	0.88	0.50		*		2.11

I V.7. Résultats et vérification de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 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.

I V.7.1. Vérification de comportement :

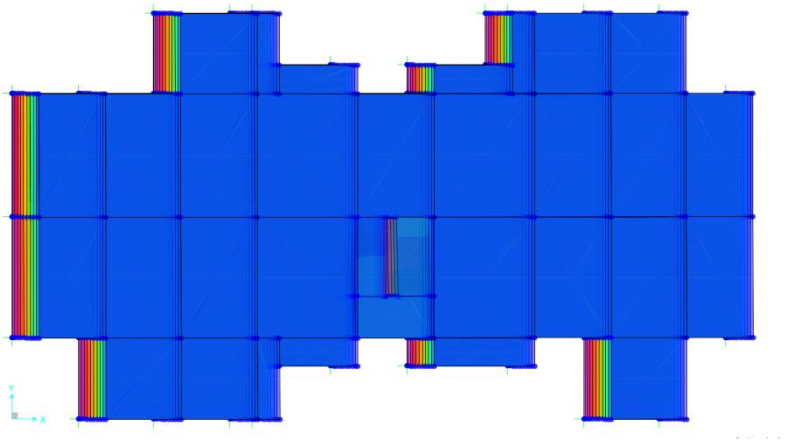


Figure I V.6 : Mode 1

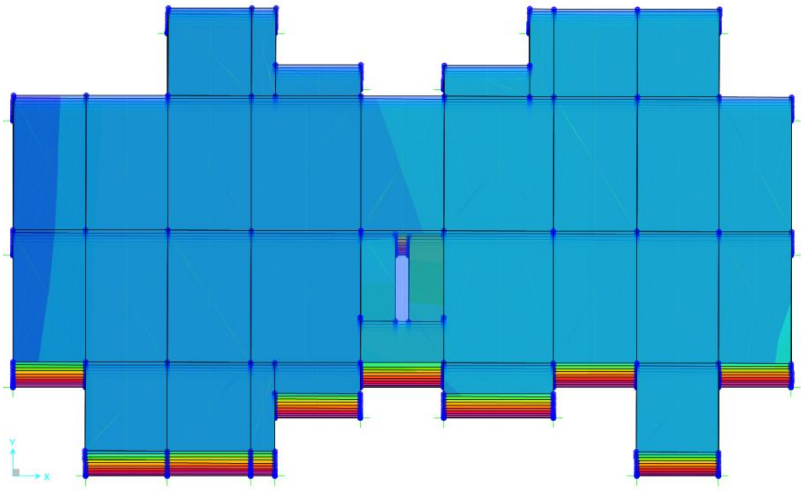


Figure I V.7: Mode 2.

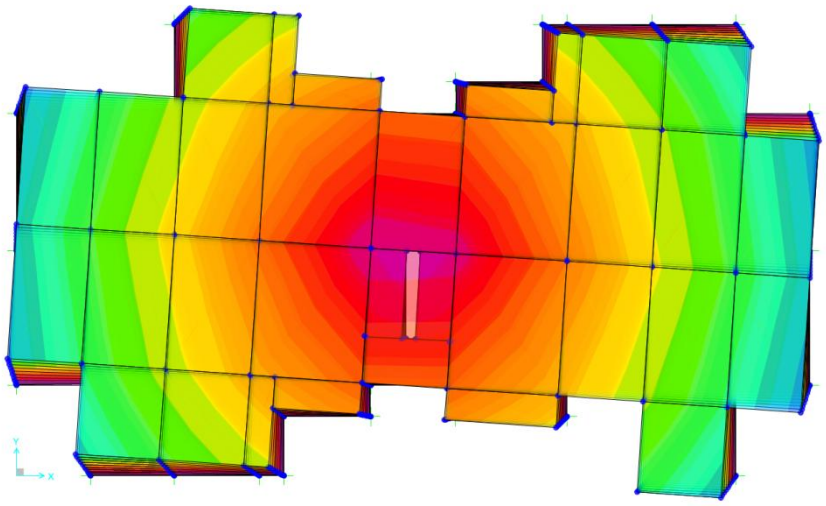


Figure I V.8 : Mode 3.

Tableau I V.13 : Le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	Mode2	Mode3
Translation suivant X	Translation suivant Y	Rotation autour de Z

I V.7.2. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées 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 **RPA99 version 2003, [Art 4.3.4.a].**
Les coefficients " αi " et les périodes sont portés dans le tableau suivant :

Tableau I V.14 : Coefficient de participation.

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sum UX (%)	Sum UY (%)	Sum RZ (%)
01	0.79	67.90	0.00	0.00
09	0.09	**91.91**	88.09	45.97
21	0.07	91.94	**92.55**	63.50

- Le temps total des modes retenus : 3.46 s ;
- Le mode retenu :21 modes.

I V.7.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt 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. **[RPA99 version 2003 Art 4.2.6]**

Donc il faut vérifier que $\frac{Vt}{V}$>0.8

a) Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

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

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

- W : Poids total de la structure

W=$\sum Wi$.

Wi=WG+βWQ, β=0.2 : coefficient de pondération.

W=46014.014 KN

La force sismique V :

Tableau I V.15 : Calcul de la force sismique.

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	$\sum Wi$ (KN)	Vx (KN)	Vy (KN)
0.15	2.205	2.116	3.5	1.15	1.15	46014.014	4989.23	4785.12

b) Calcul la charge dynamique :

Edx=$\int(spectre)x.W$ =3036.19 KN W

Edy=$\int(spectre)y.W$ =3594.4 KN W

c) Vérification de la force dynamique :

$\frac{Edx}{vsx}$ = 0.609 <0.8 **(C.N.V)**

$\frac{Edy}{vsy}$ = 0.751 <0.8 **(C.N.V)**

Donc ;

On a augmenté la force dynamique par rapport 0.8V/Vt :

Sx=$\frac{V.s.x}{Edx}$ ∗ 0.8 Donc ; SFx=1.315

Sy=$\frac{V.s.y}{Edy}$ ∗ 0.8 Donc ; SFy=1.065

I V.7.4. Vérification de la stabilité au renversement :

a) Moment de stabilité :

Msx=396346.71 KN.m

Msy=630500.78 KN.m

b) Moment de Renversement :

Mrx=61703.230 KN.m

Mry=82475.920 KN.m

Alors ;

Le rapport :

$\frac{Msx}{Mrx}$= 4.657 > 1.5 (C.V)

$\frac{Msy}{Mry}$= 7.645 > 1.5 (C.V)

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

I V.7.5. Vérification de déplacement en tête :

Le déplacement horizontal de la structure est donné par logiciel **Robot structural v20.**

H : La hauteur total du bâtiment =32.40 m

R : Le coefficient de comportement =3.5

Donc ;

δadm= $\frac{H}{250}$ =12.96cm

- ✓ Vérification suivant X et Y :

Suivant X :

Tableau I V.16 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens x-x.

h etage (m)	δ(cm)	δr (cm)	δ inter-etage(cm)	ε	admissible	verification
3,24	0.966	3.381	0.035	0.011	3.24	Vérifier
3,24	0.976	3.416	0.021	0.066	3.24	Vérifier
3,24	0.970	3.395	0.1155	0.356	3.24	Vérifier
3,24	0.937	3.280	0.1855	0.572	3.24	Vérifier
3,24	0.884	3.094	0.301	0.929	3.24	Vérifier
3,24	0.798	2.793	0.427	1.318	3.24	Vérifier
3,24	0.676	2.366	0.525	1.610	3.24	Vérifier
3,24	0.526	1.841	0.672	2.074	3.24	Vérifier
3,24	0.334	1.169	0.990	3.057	3.24	Vérifier
3,24	0.334	0.178	0.178	0.551	3.24	Vérifier

Suivant Y :

Tableau I V.17 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens y-y.

h etage (m)	δ(cm)	δr (cm)	δ inter-etage(cm)	ε	admissible	verification
3,24	0.854	2.989	0.052	0.162	3.24	Vérifier
3,24	0.869	3.042	0.018	0.054	3.24	Vérifier
3,24	0.874	3.059	0.035	0.108	3.24	Vérifier
3,24	0.864	3.024	0.119	0.367	3.24	Vérifier
3,24	0.830	2.905	0.178	0.550	3.24	Vérifier
3,24	0.779	2.727	0.276	0.853	3.24	Vérifier
3,24	0.700	2.450	0.385	1.182	3.24	Vérifier
3,24	0.590	2.065	0.458	1.415	3.24	Vérifier
3,24	0.459	1.606	0.574	1.771	3.24	Vérifier
3,24	0.295	1.033	1.032	3.186	3.24	Vérifier

Commentaire :

- Le déplacement inter étage est satisfait à tous les niveaux,
- La déformation ne pas dépasser la limite élasto-plastique dans les deux directions**,**
- La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées. **[RPA.2003. Art 2.5.5]**

I V.7.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [RPA.V.2003. 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 :

$\theta=(Pk*\Delta k)/(Vk*hk)\leq 0.10$…… **Suivant X et Y**

Pk : Poids total de la structure ;

Δk : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » ;

Vk : effort tranchant d'étage au niveau « K » ;

Hk : 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 du1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta k}$$

Si θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Suivant X et Y :

Tableau I V.18 : Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant X-Y.

Diaphragm N°	Niveau (m)	Wi (kN)	Wi*hi	Edx (kN)	Edy (kN)	Vkx (kN)	Vky (kN)
J_ DIAPH_ 3.24	3.24	6599,018	21380,818	3997,350	3840,000	3982,290	3822,150
I_ DIAPH_ 6.48	6.48	6599,018	42761,637			3974,500	3813,510
h_ DIAPH_ 9.72	9.72	6599,018	64142,455			3931,370	3770,930
G_ DIAPH_ 12.96	12.96	6683,448	86617,486			3770,870	3617,170
F_ DIAPH_ 16.20	16.20	6683,448	108271,858			3555,520	3412,820
E_ DIAPH_ 19.44	19.44	6683,448	129926,229	3997,350	3840,000	3295,440	3165,720
D_ DIAPH_ 22.68	22.68	6783,418	153847,920			2984,050	2869,140
C_ DIAPH_ 25.92	25.92	6783,414	175826,0909			2613,810	2516,620
B_ DIAPH_ 29.16	29.16	6783,418	197804,4689			2178,610	2101,780
A_ DIAPH_ 32.40	32.40	6894,378	223377,8472			1651,690	1596,850
			980578,963				

hk (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	θx	θy	SFx	Sfy
320	0,051	0,057	0,00026	0,0003	1,0	1,0
320	0,334	0,295	0,00171	0,0016	1,0	1,0
320	0,526	0,459	0,00273	0,0025	1,0	1,0
320	0,676	0,59	0,00370	0,0034	1,0	1,0
320	0,798	0,7	0,00463	0,0042	1,0	1,0
320	0,884	0,779	0,00553	0,0051	1,0	1,0
320	0,937	0,83	0,00657	0,0061	1,0	1,0
320	0,97	0,864	0,00777	0,0072	1,0	1,0
320	0,976	0,874	0,00938	0,0087	1,0	1,0

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

I V.8. Vérification des contrainte frame : [Art A.5.1 CBA93]

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

Avec :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

Donc ;

Tableau I V.19 : Vérification des contrainte frame.

section	b(cm)	h(cm)	T(v2) (kN)	combinaison	situation	Ɣb	position	τ (mpa)	τ adm (mpa)	verification
Pp 30x40	30	40	147.5	ELU	durable	1,5	rive	1.311	3	vérifier
Ps 30x35	30	35	165.13	ACC	accidentelle	1,15	rive	1.694	4	vérifier

Commentaire :

- ❖ Pour les charges horizontales on néglige les efforts tranchant dans les poteaux
- ❖ Dans le cas de R=3.5 les voiles prennent 100% de charges horizontale (t), donc les poteaux sont bloqués (prennent 0%) ; pas besoin de vérifier le cisaillement.

I V.9. Vérification de l'Effort normal réduit : [Art 7.1.3.3]

Selon RPA version 2003, On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Tableau I V.20 : Vérification des poteaux.

Section	b(cm)	h(cm)	N (kN)	Bc (mm²)	Combinaison	fc28 (MPA°)	γ (mpa)		verification
pot 55x55	55	55	2773.46	280900	G+Q+Edx	30	0.282	0,3	Vérifier
pot 50x50	50	50	2186.79	230400	G+Q+Edx	30	0.271	0,3	Vérifier
pot 45x45	45	45	1662.05	184900	G+Q+Edx	30	0.257	0,3	Vérifier
pot 40x40	40	40	973.00	144400	G+Q+Edx	30	0.185	0,3	Vérifier

I V.10. Vérification contrainte voile :

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu \text{ calculé}$$

$$\bar{\tau} = 0.2fc28$$

Tableau I V.21 : Vérification des voiles.

b(cm)	L(cm)	T (kN)	τ (mpa)	τ adm (mpa)	Vérification
15	500	1197	1.330	6.00	Vérifier
15	490	849	0.963	6.00	Vérifier
15	305	684.5	1.181	6.00	Vérifier
15	270	727	1.496	6.00	Vérifier

Conclusion :

à partir les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre Bâtiment relativement dimensionné il peut vis-à-vis après un ferraillage est bien fait, est bien dimensionné, elle peut résister aux différents chocs extérieurs.

CHAPITRE V

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Étude des éléments structuraux :

V.1.a. Introduction :

Le présent chapitre est consacré à l'étude des éléments principaux poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.
Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel Robot Expert , qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- ❖ Les combinaisons données par les règles du C.B.A93 :

ELU : 1,35G+1,5Q
ELU : 1,35G+1,5Q+0,8T
ELS : G+Q

- ❖ Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :

G + Q ± E
0,8 G ± E
Avec :
G : charges permanentes.
Q : charges d'exploitation.
E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés à reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à **25%** pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée déviée.
Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :
Nmax=>Mx correspondant et My correspondant
Mx max =>My correspondant et N correspondant My max =>Mx correspondant et N correspondant Nmin=>Mx correspondant et My correspondant

V.2.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa :

- ✓ **Armatures longitudinales :**

-Les armatures longitudinales doivent être à **haute adhérence**, droites et sans crochets
-Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

1. **Le pourcentage minimal d'armatures sera de 0,8% x b x h :**

Poteau (55*55) : Amin=0.008*55*55 = 24,2 cm²
Poteau (50*50) : Amin=0.008*50*50=20 cm²
Poteau (45*45) : Amin=0.008*45*45 = 16,2cm²
Poteau (40*40) : Amin=0.008*40*40= 12,8 cm²

2. **Le pourcentage minimal d'armatures sera de 6% x b x h :**

Poteau (55*55) : Amin=0,06*55*55 = 181,5 cm²
Poteau (50*50) : Amin=0,06*50*50=150 cm²

Poteau (45*45) : Amin=0,06*45*45 = 121,5 cm²
Poteau (40*40) : Amin=0,06*40*40= 96 cm²

3. **Le pourcentage minimal d'armatures sera de 3% x b x h :**

Poteau (55*55) : Amin=0,03*55*55 = 90,75 cm²
Poteau (50*50) : Amin=0,03*50*50=75 cm²
Poteau (45*45) : Amin=0,03*45*45 = 60,75 cm²
Poteau (40*40) : Amin=0,03*40*40= 48 cm²

- Calcul de ferraillage à l'ELU ou l'ACC
- Section minimales et maximales selon **[RPA2003 Art 7.5.2.1]**

$$0{,}9\% \leq \frac{Al}{b.h} \leq 3\% \text{ (Zone courant)}$$

$$0{,}9\% \leq \frac{Al}{b.h} \leq 6\% \text{ (Zone de recouvrement)}$$

Le diamètre minimum est de 12 mm.

- Section minimales et maximales selon **[CBA93 Art.B.6.4]**

Section tendu Atmin= 0,1%. b.h (cm²).

- La longueur minimale de recouvrement

40 Ø Max en zone I, IIa
50 Ø Max en zone IIb, III

- Matériaux **:**

Béton : Fc28=30 (MPa) Résistance du béton a 28 jours,
Acier : Fe=400 (MPa) Résistance de l'acier.

- Zone sismique : zone IIa

✓ **Armatures transversales :**

Le rôle des armatures transversales consiste à :
-Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{St} = \frac{pa*vu}{h1*fe}$$ **[ART 7.4.2.2 RPA 2003]**

vu : Effort tranchant de calcul,
pa : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant,
$h1$: Hauteur totale de la section brute,
fe : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$$\rho_d = \begin{cases} 2{,}5 \; Si \; \lambda g \geq 5 \\ 3{,}75 \; Si \; \lambda g < 5 \end{cases}$$ Avec : λg élancement géométrique.

At : Armatures transversales.
St : Espacement des armatures transversales.
La valeur maximum d'espacement en zone IIa est fixée comme suit :

-Dans la zone nodale :

$$s_t \leq \{\min(10\text{ɵ}; 15\ cm)$$

- Dans la zone courante : St ≤ 15ɵt

V.2.2. Recommandations du CBA93 :

La section des armatures longitudinales est :

$$A \geq A_{min} = \frac{B.h}{1000}$$ [A.7.1.2.1 CBA93]

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Theta 1 \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Theta 1\right]$$ [A.6.4.2 CBA93]

Calcule et vérification de l'espacement :

St=min[0.9d ;40cm] [A.5.1.2.2 CBA93]

$$\frac{At*fe}{b*st} \geq 0.4 \text{ MPa}$$ [A.5.1.2.2 CBA93]

$$\frac{At}{b0*st} \geq \Upsilon s\left(\frac{cu-0.3*K*ft28}{0.9*fe[cos\alpha+sin\alpha]}\right)$$ [A.5.1.2.3. CBA93]

Avec : K=1 , α=90

V.2.3. Calcul des armatures :

Le ferraillage est calculé à l'aide du logiciel « Robot Expert » et on compare avec le minimum du RPA (Amin).

V.2.3.1. calcul des Armatures longitudinales :

Tableau V.1 : calcul les armatures longitudinales.

Etage	section	situ	sollicitation				Acal		Amin RPA (cm2)	A choisire
Sous sol + rdc	55*55	ACC	Nmax	2773.24	Mcor	43.43	4.4	S.E.C	24.2	4HA20 + 8HA16 = 28.65
		ACC	Mmax	-110.53	Ncor	2353.42	4.4	S.E.C		
		ACC	Nmin	-1839.31	Mcor	-36.26	4.4	S.E.C		
1+2+3 Etage	50*50	ACC	Nmax	2186.79	Mcor	46.40	2.5	S.E.C	20	4HA20 + 8HA14 = 24.87
		ACC	Mmax	-92.87	Ncor	1214.58	2.5	S.E.C		
		ACC	Nmin	-1361.76	Mcor	-66.67	2.5	S.E.C		
4+5+6 Etage	45*45	ACC	Nmax	1662.05	Mcor	83.92	3.8	S.E.C	16.2	4HA16 + 8HA14 = 20.36
		ACC	Mmax	114.21	Ncor	638.40	3.8	S.E.C		
		ACC	Nmin	-734.48	Mcor	-27.78	3.8	S.E.C		
7+8+9 Etage	40*40	ACC	Nmax	937.00	Mcor	81.35	3.2	S.E.C	12.8	4HA14 + 8HA12 = 15.2
		ACC	Mmax	104.02	Ncor	680.54	3.2	S.E.C		
		ACC	Nmin	-196.36	Mcor	-51.03	3.2	S.E.C		

S.P.C : section partiellement comprimée.
S.E.C : section entièrement comprimée.
S.P.T : section partiellement tendue.

a) Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (Mser – Nser) selon les règles CBA93, Concernant la flexion composée.
Et il faut vérifier que :
-Pour la fissuration peu nuisible :
$\sigma b \leq \sigma b = 0.6\ fc28 = 18$

- Section entièrement comprimée :

$\sigma b=\frac{N\ ser}{B0}+\frac{M^F G.V1}{I'G}$ $\sigma s=15.[\frac{N\ ser}{B0}+\frac{M^F G.(v1-c^F)}{I'G}$

❖ Section partiellement comprimée :

$\sigma b=K.y1$ $\sigma s=15K.(d-y1)$

On doit vérifier que : $\sigma b \leq \overline{\sigma b}$

La fissuration est considérée :

-Peu nuisible (pour les poteaux intermédiaires) : pas de vérification à faire.

-préjudiciable (pour les poteaux de rive) :

$\sigma s \leq \overline{\sigma s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3}fe; 110\sqrt{n * ftj}\right] = 215.5\ MPa$

b) Hypothèse de calcul à partir de BAEL :

Si $e_0=\frac{Mser}{Nser} < \frac{h}{6}$ section entièrement comprimée

Si $e_0<\frac{h}{6}$ section est partiellement comprimée

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Tableau V.2 : vérification des contraintes à ELS.

Section (Cm^2)	Mser (KN.m)	Nser (KN)	A (cm^2)	Fissur-ation	σb (MPa)	σs (MPa)	$\sigma b \leq \overline{\sigma b}$	$\sigma s \leq \overline{\sigma s}$
55*55	22.54	-1682.92	28.65	prej	6.1	80.2	18	215.5
	54.77	-1597.26		prej	4.9	62.8		
50*50	34.14	-1571.12	24.87	prej	0.9	80	18	215.5
	42.57	-1463.57		prej	6.1	42.7		
	50.99	-1322.34		prej	3.3	17.6		
45*45	28.32	-1194.46	20.36	prej	5.2	67.5	18	215.5
	43.01	-956.52		prej	4.5	57.1		
	61.30	-778.72		prej	3.6	20.2		
40*40	14.66	-673.97	15.2	prej	3.4	45.4	18	215.5
	26.32	-516.55		prej	1.1	41.8		
	42.15	-507.28		prej	3.5	10.6		

Remarque :

Préj : fissuration préjudiciable.
peu : fissuration peu nuisible.

V.2.3.2. Calcul des Armatures transversales :

- **Selon le CBA93 :**

-Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur Øt est donné par la relation :

$$\text{ɵ} \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \text{ɵ}l\right]$$

ɵl : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

-Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$St \leq \frac{0.9 * At * \frac{fet}{\gamma_s}}{b0(cu - 0.3 * ft28 * k)}$$

-Sachant que, dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3 * \frac{Nu}{B * fc28}$$

-st ≤Min[0.9d,40cm]
Et :

$$\frac{At * fet}{b0 * st} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

- **Selon le RPA99 version 2003 [Art 7.4.2.2] :**

$$St = \frac{h.fe.At}{p.Vu}$$

-At=nt*at
-p : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3,5), donc :

λ >5 Pour tous les poteaux : At = At min = 0,003 * t *b1

Application des recommandations :

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant, en respectant les conditions précédentes :

Tableau V.3 : ferraillage transversale des poteaux.

Etage	Section	Zone	St(cm)	A adoptée
Sous-sol +RDC	55*55	Nodale	10	4HA8
		Courant	15	4HA8
1^{er} +$2^{éme}$ $3^{éme}$	50*50	Nodale	10	4HA8
		Courant	15	4HA8
$4^{éme}$+$5^{éme}$ +$6^{éme}$	45*45	Nodale	10	4HA8
		Courant	15	4HA8
$7^{éme}$+$8^{éme}$ +$9^{éme}$	40*40	Nodale	10	4HA8
		Courant	15	4HA8

V.2.3.3. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :

TableauV.4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Poteaux	Zone	$\frac{At}{St*b}$ (%)	$\frac{At}{St*b} > 0{,}3(\%)$
55*55	Nodale	0,571	Oui
	Courant	0,481	Oui
50*50	Nodale	0,628	Oui
	Courant	0,419	Oui
45*45	Nodale	0,697	Oui
	Courant	0,465	Oui
40*40	Nodale	0,785	Oui
	Courant	0,523	Oui

c) Vérification de cisaillement :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Dans notre projet :

Selon le RPA.99 versions 2003 [2 : 7.4.3.2] :

- λ >5 alors, p_d=0.075
- $\tau u = p_d * fc28$

TableauV.5 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Section	Combinaison	$V_{x\,max}$ (KN)	$\tau_u=\frac{vu}{b0.d}$	$[\tau u]$RPA (MPa)	$\tau u \leq [\tau u]$
55*55	G+Q+Edx	104.63	1.27	2.25	CV
50*50	G+Q+Edx	67.58	0.59	2.25	CV
45*45	G+Q+Edx	73.19	0.49	2.25	CV
40*40	G+Q+Edx	66.650	0.44	2.25	CV

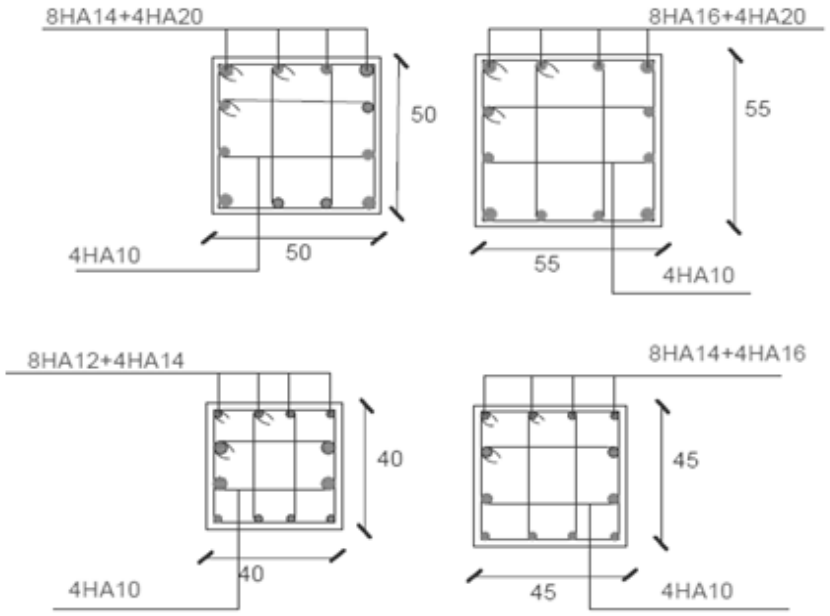


Figure V.1 : ferraillage des poteaux.

V.3. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations.

TableauV.6 : Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
ϒb=1,5	ϒs=1,15	ϒb=1,15	ϒs=1
δb=25 MPA	FeE400	δb=25 MPA	FeE400
δb=14,2 MPA	δs=348 MPA	δb=18,48 MPA	δs=400 MPA

V.3.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa :

- **Armatures longitudinales :**

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de **0,5%.b.h :**

Poutre principale (30*40) =0,005*30*40=6 cm²
Poutre secondaire (30*35) =0,005*30*35=5,25 cm²

2. Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en Zone courante :
Poutre principale (30*40)=0,04*30*40=48 cm²
Poutre secondaire (30*35)=0,04*30*35=42 cm²

6% en Zone nodale :
Poutre principale (30*40)=0,06*30*40=72 cm²
Poutre secondaire (30*35)=0,06*30*35=63 cm²

3. Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
4. La longueur minimale de recouvrement est de 40φ en Zone IIa .
5. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

- **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales est donnée par :

$$At= 0,003*st *b$$

Avec :
b : Largeur de la poutre.
St : Espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
Dans la zone nodale :

$$St=min [h/4 ;12 \varphi 1]$$

Dans la zone courante :

$$St\leq\frac{h}{2}$$

V.3.2. Calcul des armatures :

Le ferraillage est calculé à l'aide du logiciel « Robot expert » et on compare avec le minimum du RPA (Amin).

V.3.2.1. Armatures longitudinales :

Tableau V.7 : Ferraillage longitudinal des poutres principales.

Niveau	Position	Mu (KN.m)	Comb	A' (Cm²)	A cal (cm²)	Amin [RPA] cm²	A choisir (cm²)	A adopté (cm²)
Terrasse	Travée	94.97	ELU	0,00	3,5	6	9,24	Appui : 3HA14 +3HA14
	Appui	-197.97	ELU	0,00	2,7	6		
Etages	Travée	85.14	ELU	0,00	4,2	6		Travée : 3HA14
	Appui	-197.67	ELU	0,00	8,6	6		

Tableau V.8 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.

Niveau	Position	Mu (KN.m)	Comb	A' (cm²)	A cal (cm²)	Amin [RPA] cm²	A choisir (cm²)	A adopté (cm²)
Terrasse	Appui	119.09	G+Q-Ex	0,00	3,7	5.25	5.65	3HA12 + 2HA12
Etages	Appui	-135.98	ELS	0,00	4,4	5.25		

V.3.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau V.9 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.

Niveau	Position	Mser (KN.m)	A adoptée (cm²)	σb (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	σs (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	Vérifier
Terrasse	Travée	69.02	9,24	11	18	96.6	215.5	CV
	Appui	-144.02	9,24	17.3	18	102.7	215.5	CV
Etages	Travée	61.68	9,24	10.2	18	86.6	215.5	CV
	Appui	-142.69	9,24	17.6	18	129	215.5	CV

TableauV.10 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.

Niveau	Position	Mser (KN.m)	A adoptée (cm²)	σb (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	σs (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	Vérifier
Terrasse	Appui	-86.33	5,65	11.4	18	120.4	215.5	CV
Etages	Appui	-98.56	5,65	16.4	18	140	215.5	CV

V.3.4. Calcul des armatures transversales :

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après **RPA99 v 2003 Art7.5.2.2**

Tableau V.11 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements.

/		CBA 93		RPA99 v2003			St adopté		A choisie (Cm²)
Elément	τu (MPa)	St (Cm)	At (Cm²)	S_{tzN} (Cm)	S_{tzC} (Cm)	At (Cm²)	S_{tzN} (Cm)	S_{tzC} (Cm)	
P.P	1.29	34,2	1.43	10	20	3.00	10	20	4HA8=2,01
P.S	1.34	29,7	1.46	8,75	17,5	2.63	10	20	4HA8=2,01

V.3.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau u = \frac{Vu}{b0 * d}$$

Tableau V.12 : Calcul de $\overline{\tau u}$

Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau u}$	$\overline{\tau_u} = \min\left[0.15 \times \frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$	$\overline{\tau_u} = \min\left[0.2 \times \frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$
Situation durable	$\overline{\tau u}$=3.91 MPa	$\overline{\tau u}$=5 MPa

TableauV.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.

Niveau	Vu max (KN)	Combinaison	τu (MPa)	$\overline{\tau u}$ (MPa)	$\tau u \leq \overline{\tau u}$
Terrasse	143.08	ELU	1.29	5	CV
Etage	119.67	ELU	1.08	5	CV

TableauV.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

Niveau	Vu max (KN)	Combinaison	τu (MPa)	$\overline{\tau u}$ (MPa)	$\tau u \leq \overline{\tau u}$
Terrasse	128.41	ELU	1.34	5	CV
Etage	105.16	G+Q+Ex	1.01	5	CV

V.3.6. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : $M_t = K.M_0$ $(0{,}75 \leq K \leq 0{,}85)$

Ou K : est un coefficient rédacteur, on prend K = 0.75.

Tableau V.15 : Vérification de la flèche des poutres.

	1éré condition			2éré condition			3éré condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	0,08	0,08	CV	0,08	0,08	CV	0,001	0,01	CV
PS	0,063	0,063	CV	0,08	0,08	CV	0,001	0,01	CV

Remarque :

On remarque que les trois conditions sont vérifiées dans les deux directions porteuses (Poutre principale) et non porteuse (poutre secondaire), alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

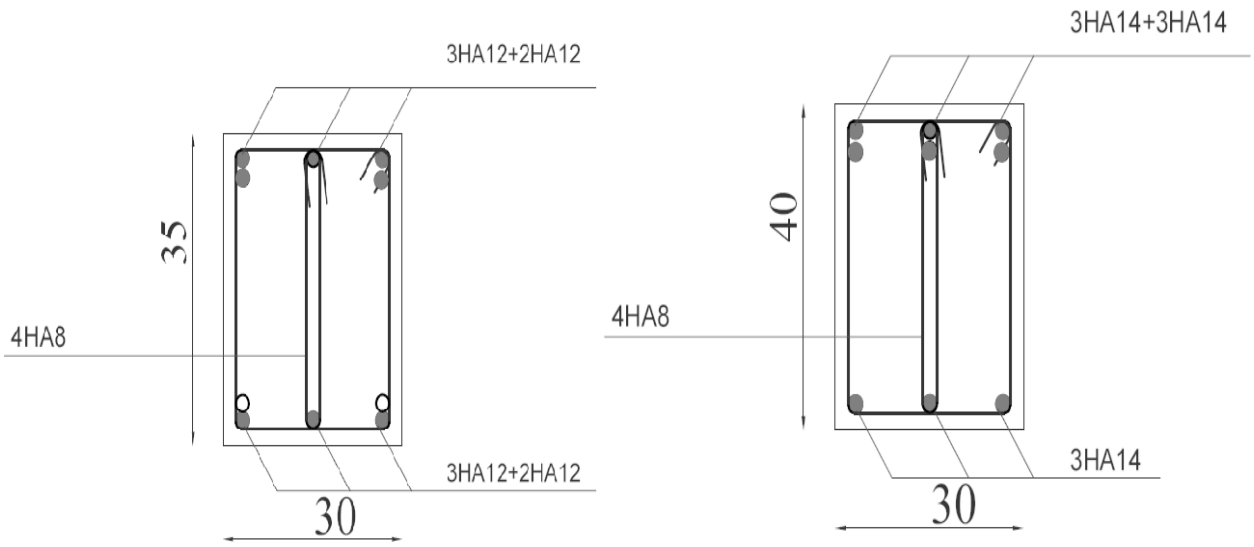


Figure V.2 : ferraillage des poutres, a gauche PS et à droite PP.

V.4. Ferraillage des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment on a trois type des voiles, ils utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

V.4.1. Voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", Les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.2. Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.2.a. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.2.b. Les Linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " Al ".
- Des aciers transversaux " At ".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.3. Méthode de calcul :

- **Armatures verticales [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] :**

  Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de reprendre l'effort tranchant " V ".

❖ **Calcule et vérification de l'espacement :**

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

$$Sh \leq min\ [1{,}5\ \text{a}\ ;\ 30cm]$$

a = l'épaisseur du voile

❖ **Armatures transversales :**

Ce sont des armatures rondes lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins que épingles par mètre carré du voile.

Recommandation du CBA93

❖ **Armatures verticales**

$$0{,}1\% \leq \frac{A_v}{a.\ b} \leq 5\%$$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

❖ **Calcul et vérification de l'espacement :**

St = min [0.9d; 40cm]..... [art A. 5.1.2.2 CBA93]

$\frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4 \geq$ Mpa…… [art A. 5.1.2.2 CBA93]

$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma(\tau_u.0{,}3.f_{tj}.K)}{0{,}9.f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)}$..... [art A. 5.1.2.3 CBA93]

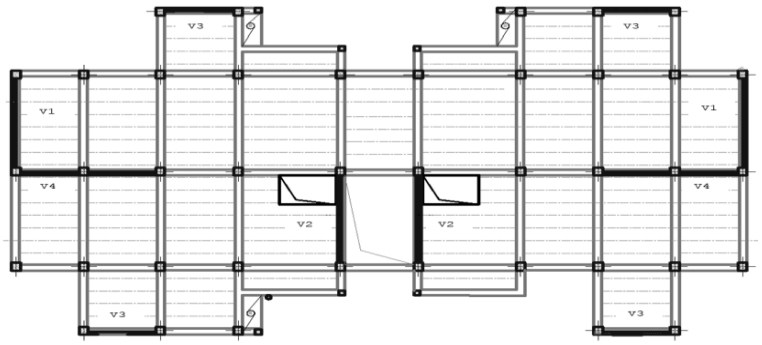


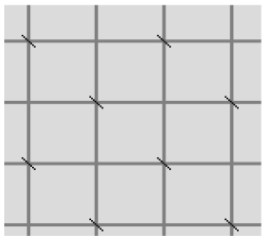
Figure V.3 : Les voiles.

TableauV.16 : Armatures verticales dans les voiles.

Epaisseur	15 cm			
Voile	V1(sens y)	V2(sens y)	V3(sens x)	V4(sens x)
L(m)	5.00	4.90	3.05	2.70
N_Z [KN]	277,21	153,17	79,71	64.23
M_{max} [KN.m]	25,77	55,64	78,53	86.09
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC
Comb	ACC	ACC	ACC	ACC
A_1 [cm^2]	7,4	4,0	8,4	5.6
A_2 [cm^2]	0,0	0,0	0,0	0,0
Amin CBA (cm^2)	10	9.8	6.1	5.4
Amin RPA (cm^2)	5	4.9	3.05	2,7
St (cm)	15	15	15	15
A adopté	15,39cm^2	15,39cm^2	9,05	9,05
Choix	10HA14	10HA14	8HA12	8HA12
L/10	50	49	30.5	27
D/2	7,5	7,5	7,5	7,5
Ach Zc [cm^2]	12HA10=9,42	12HA10=9,42	12HA10=9,42	12HA10=9,42

- ✓ **Armatures transversales :**

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Øt ≤Øv.



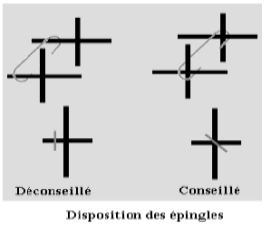


Figure V.4 : Les armatures transversales et les épingles.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=65 cm

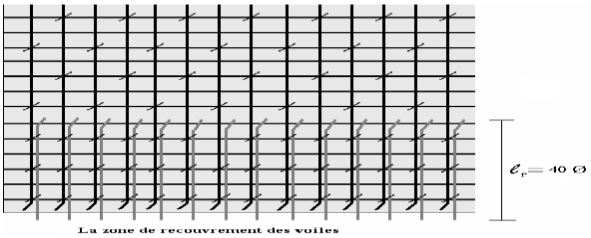


Figure V.5 : La zone de recouvrement des voiles.

✓ **Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

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 :

$$\tau u=\frac{1.4\ Tcal}{b0*d}$$

T : l'effort tranchant a la base du voile.

b0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h.

h : hauteur totale de la section brute.

✓ **Calcul des armatures horizontales :**

TableauV.17 : calcul des armatures horizontales dans des voiles (V1,V2,V3).

Voile	Nz [KN]	M_{max} [KN.m]	σ_b [cm²]	$\overline{\sigma b}$ [cm²]	Vérification	σs [cm²]	$\overline{\sigma s}$ [cm²]	Vérification	Choix
V1	277,21	25,77	0,0	18	CV	98,5	215.5	CV	2(12HA8)
V2	153,17	55,64	0,0	18	CV	167,6	215.5	CV	2(12HA8)
V3	79,71	78,53	0,0	18	CV	170,3	215.5	CV	2(12HA8)
V4	64.23	86.09	0,0	18	CV	172,7	215.5	CV	2(12HA8)

a) Les trumeaux :

calcul des armatures verticales :

TableauV.18 : Armatures verticales dans les trumeaux.

Voile	L [m]	Combinaison	NZ [KN]	Mmax [KN.m]	A1 [cm²]	A2 [cm²]	Amin (CBA)	Amin (RPA)	A [cm²]
Sens X	3.05	G+Q+Edx	131.51	61.48	5,4	0,0	1,34	6,72	2(8HA8)
SensY	3.05	G+Q+Edy	182.86	48.57	3,9	0,0	1,34	6,72	2(8HA8)

calcul des armatures horizontales :

TableauV.19 : Armatures horizontales dans les trumeaux.

Voile	**L [m]**	**NZ [KN]**	**T [KN]**	$\overline{\tau}_u$ **[MPA]**	$\overline{\tau}_u$ **[MPA]**	**K**	**St [cm]**	**At [cm²]**
Sens X	3.05	131.51	99.24	1.98	5	1.87	15	2(14HA8)
SensY	3.05	182.86	167.52	1.85	5	1.54	15	2(14HA8)

b) Les linteaux (sens transversal) :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

b.1 calcul des armatures longitudinales :

TableauV.20 : Calcul des armatures dans les linteaux.

Niv	M (KN.m)	Vu (KN)	τu	$\overline{\tau u}$≤1.5	A cal			A RPA_{min}	A adoptée		
					AD	Al	Ac		Ad	Al	Ac
RDC	28,67	40,82	0,99	CV	-	23,48	-	1,5	-	4HA14	-
Étages	18,35	17,87	0,43	CV	0,64	4,05	4.00	1,5	4HA10	4HA14	4HA10

b.2 calcul des armatures transversales :

TableauV.21 : Calcul des armatures horizontales.

Niv	S	λg	λg<1	T(KN)	S	Atcal	A RPA_{min}	A choisir
RDC	30	0,46	Oui	66,61	15	0,67	0,15	5HA8
Étages	30	0,46	Oui	150,51	15	0,67	0,15	5HA8

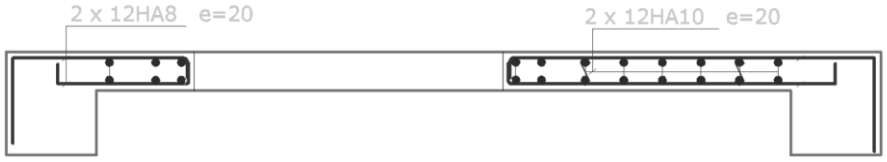


Figure .6 : ferraillage voile 3.

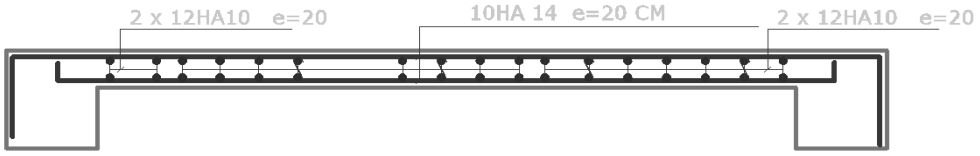


Figure V.7 ferraillage voile 1

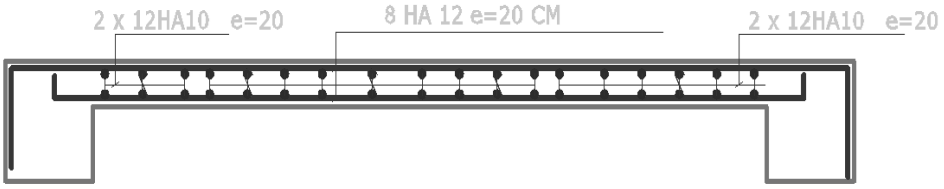


Figure V.8 : ferraillage voile 4.

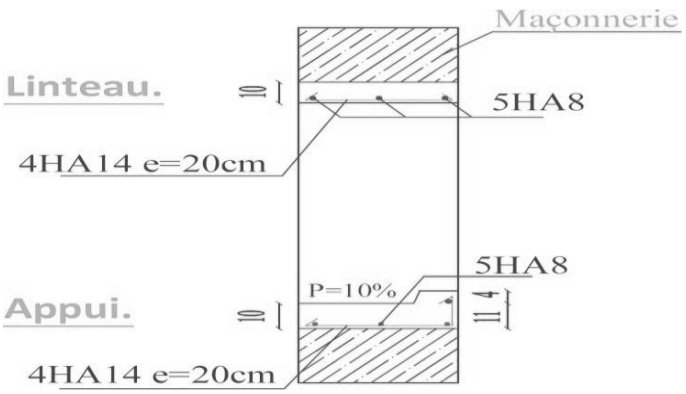


Figure V.9 : ferraillage de Linteau.

Conclusion :

A la fin de ce chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tâche à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments.

CHAPITRE VI

ETUDE INFRA STRUCTURE

VI.1. Introduction :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.
La fondation est constituée d'un bloc en béton armé appelé semelle .la distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0.00 du sol peut être estimée a 80cm a 1m.

VI.1.2. Situation du projet :

Le projet est situé dans la wilaya de Médéa

Le projet est un bâtiment en (sous-sol+RDC+09étages)

VI.1.3. Compagne d'investigation :

Pour l'étude du sol plusieurs travaux ont été effectués :

- Réalisation des essais in situ :

✓ Réalisation de 03 essais de pénétration dynamique ;

✓ Réalisation d'un Huit (8) sondage carotté poussé jusqu'à une profondeur de 10 mètres

Remarque :
Présence d'eau de ruissellement dans le terrain pendant les saisons hivernales.

❖ Une campagne d'essais d'analyse au laboratoire sur la base des échantillons récupérés des sondages carottés pour déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol.

VI.1.4. Nature du sol :

Le site prospecté est constitué essentiellement de :

1. Une couche de fondation de nature sableuse à argileuse ;
2. Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, d'assez forte compressibilité et peu gonflant.

VI.1.5. Reconnaissances du sol :

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a pris les informations suivantes :

❖ Les analyses chimiques montrent que le sol est agressif vis à vis des bétons d'infrastructure ;

❖ La profondeur d'ancrage est de 2.00 m par rapport au terrain naturel ;

❖ La contrainte admissible est prise égale à : $\overline{\delta}$sol=1bar ;

❖ Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :
φ = 18° ;

❖ Il y a nappe phréatique a profondeur de 10 mètres.

VI.2. Choix de la fondation :

VI.2.1. Semelle isolée :

VI.2.1.a. Méthode de calcul :

Répartition trapézoïdale e0b=$\frac{Mb}{N} \leq \frac{B}{6}$

On appelle contrainte moyenne σm, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A \times B}(1 + \frac{3 \times e_0}{B})$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \qquad \frac{N}{A \times B}(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Si on remplace A par : $A = (\frac{a}{b})B$

$$\frac{N}{\frac{a}{b} \times B^2}(1 + \frac{3 \times e_0}{B}) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Il faut résoudre : $[(\frac{a}{b})\bar{\sigma}_{sol}]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$[(\frac{a}{b})\bar{\sigma}_{sol}]A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle :

$d \geq \frac{B-b}{4}$ et $h = d + c$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra :

$$e \geq 6\emptyset + 6$$

Données :

$\bar{\sigma}_{sol}$= 1 bar = 0.10MPa, c = 3 cm.

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N(KN)	Mx(KN.m)	My(KN.m)	A(m)	B(m)	Ach(m)	Bch(m)	Hch(cm)
S1	1450.23	73.18	-1.32	3.808	3.808	4	4	0.9
S2	1465.44	57.65	-4.86	3.828	3.828	4	4	0.9
S3	809.55	51.27	-1.75	2.845	2.845	3	3	0.7

VI.**2.1.b. Vérification du contraintes et renversement :**

Vérification de la contrainte sous semelle :

Tableau VI.2 : Vérification de la contrainte sous semelle.

Sens	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bar)	σ_1 (bar)	σ_2(bar)	Vérification
Sens A	1	0.37	0.38	Vérifier
Sens B	1	0.37	0.38	Vérifier

2. Vérification de la stabilité au renversement RPA2003 Art 10.1.5 :

Sens A :

$$ex=\frac{My}{N} \leq A/4$$

Donc ; 3.00 cm≤100 cm

Sens B :

$$ey=\frac{Mx}{N} \leq A/4$$

Donc ; 3.90 cm≤100 cm

Remarque :

Dans les deux sens il n'y a pas de risque de renversement.

VI.2.1.c. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

Le Figure présente les interférences entre les bulbes de pression (chevauchement).

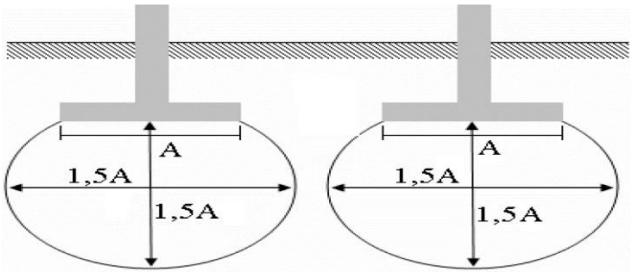


Figure VI.1 : Les bulles de pression sous la semelle.

$$1 \geq \frac{1.5}{2}(A + A')$$

Donc ; 1≥8.25 (CNV)

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe x et y) ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées.

VI.2.2. Semelle filante :

VI.2.2.a. Dimensionnement des semelles :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

-Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

-Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.

-Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$[A.\bar{\delta}sol]B^2\text{-}N*B\text{-}(3*e_{0b}*N) \geq 0$$

$$h \geq \frac{Bch-b}{4} + c + \frac{e}{2}$$

$$L=dG+\sum Li + dD$$

dG : Débord gauche de la semelle isolée dG=50cm

dD : Débord droite de la semelle isolée dD=50cm

NB :

S-F1 : semelle filante sous voile.

Tableau VI.3 : Dimensionnement des semelles filantes à L'ELS.

Semelle	A(m)	M (KN.m)	N(KN)	$\bar{\delta}sol$ (bars)	Bcal (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{calculé}$ (m)	$h_{adopté}$ (m)
S-F1.1	9.9	2.01	2157.5	1	1.98	2.00	0.3625	0.6
S-F1.2	13.20	4.58	1287.99		0.91	1.20	0.1125	0.3
S-F1.3	16.45	3.81	2096.83		1.20	1.30	0.1875	0.4
S-F1.4	16.45	5.47	2259.78		1.30	1.40	0.2125	0.5

Tableau VI.4 : vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

Semelle		L(m)	B(m)	B'(m)	$1.5*(\frac{B+B'}{2})$	$L>1.5*(\frac{B+B'}{2})$
S-F11	S-F12	2.70	2	1	2.25	**CV**
S-F12	S-F13	3.05	1	1.3	1.725	**CV**
S-F13	S-F14	3.10	1.3	1.4	2.025	**CV**

VI.2.2.b Vérification de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde),on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à L'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement($e_0 = \frac{M_S}{N_S} \leq \frac{B}{4}$).

Tableau VI.5 Vérification de renversement des semelles filantes.

Semelle		N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	e_0 (m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
Sous voiles	S-F1.1	2157.5	19.02	0.88	2	c.v
	S-F1.2	1287.99	19.30	1.5	1.2	c.v
	S-F1.3	2096.83	42.69	2.03	1.3	c.v
	S-F1.4	2259.78	60.51	2.86	1.4	c.v

VI.2.2.c. Vérification de poinçonnement de semelle filante

$$F \leq F_{Limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

TableauVI.6.Vérification de poinçonnement de la semelle filante.

Semelle filante	H (Cm)	F_{limite} (kN)	F_u (kN)	Vérification
	60	**2484,00**	**2134,90**	CV

VI.2.2.d.Ferraillage de la semelle filante:

VI.2.2.1.Semelle filante (continue) sous un voile

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de Ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle B.

TableauVI.7.Vérification de méthode de calcul.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$(cm)	B (cm) 18	Méthode
S-F11	2273.09	41.11	1.80	11.11	Bielles
S-F12	877,93	51.27	5.83	6.66	Bielles
S-F13	595.95	26.31	4.41	7.22	Bielles
S-F14	1131.26	39.7	3.5	7.77	Bielles

Tableau VI.8. Ferraillages principaux des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u/ml KN/ml	M_u/ml KN	e_0 (cm)	B m	$A_{calculée}$ cm^2	$A_{choisie}$/ml cm^2	St Cm
S-F11	2273.09	41.11	1.80	2,00	11.02	10HA14=15.40	10
S-F12	877,93	51.27	5.83	1,2	9.47	10HA14=15.40	10
S-F13	595.95	26.31	4.41	1,30	6.43	10HA14=15.40	10
S-F14	1131.26	39.7	3.5	1,40	8.67	10HA14=15.40	10

Tableau VI.9.Armature de répartitions des semelles filantes sous voiles.

Semelle	Ab (cm^2)	B (m)	$A_{rép}$ (m)	$A_{calculée}$ (cm^2	St (Cm)
S-F11	10HA14=15.40	2.00	7.7	11HA14=16.94	15
S-F12	10HA14=15.40	1,20	4,62	11HA12=12.43	15
S-F13	10HA14=15.40	1,30	5	11HA12=12.43	15
S-F14	10HA14=15.40	1,40	5,39	11HA12=12.43	15

VI.3. Poutre de Libage:

VI.3.1. Prédimensionnement de Poutre de Libage:

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion.La poutre de libage aura inferieur à la largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une réparation uniforme de la contrainte du sol : $h_p = \sqrt[3]{\frac{0.5*K*Lmax^4}{E}}$

- E :Module d'élasticité du béton (E=32164,2MPa).
- L:La plus grande travée dans la fille.
- K: Coefficient de réduire du sol(K=12 kg/cm^3bonsol).
- h_p:la hauteur de la poutre de libage.

TableauVI.10 Prédimensionnement de Poutre de Libage

Lmax (cm)	K (kg/cm^3)	Fc28(MPA)	E(MPa)	hp(cm)	hp choisi(cm)	B choisi (cm)
5.00	12.00	30	32164.2	105.25	90	55

TableauVI.11 vérification de poinçonnement

A (m)	B (m)	H (m)	U (m)	ɣb	Fc28(MPA)	F limite (kn)	Nu max(kn)	vérification
0.55	0.55	1	6.2	1.5	30	5580,00	1651,37	C.V

Pas de Risque de poinçonnement de poutre de libage.

VI.3.2.Ferraillage Poutre de libage

Pour le ferraillage on a deux poutres de libage a ferraillé de même section mais d'effort normal diffèrent.

En obtient une poutre continue (**renversée**), sous l'effet de la charge q(KN/m). Les Valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant:

F_{ELU}= ɞu * B F_{ELS}= ɞser *B

La quantité de ferraillage calculé est très grand donc on a adopté une solution de crée des poutres de libage à mi travée (dans les travées longs).

TableauVI.12 Sollicitations des forces.

ɞu	ɞser	F_{ELU}	F_{ELS}
4.08	2.97	244.8	178.2

VI.3.2.1.Détermination des moments de la poutre de libage:

TableauVI.13 Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			**ELS**	
M_a(kN.m)	**M_t(kN.m)**	**T(kN)**	**M_a(kN.m)**	**M_t(kN.m)**
-432.35	262.37	657.24	-183.67	342.39

VI.3.2.2.Calcul des armatures longitudinales:

TableauVI.14 Calcul des armatures longitudinales de lapoutre de libage à L'ELU

P.libag	M_u(kN.m)	A cal (cm^2)	A'cal (cm^2)	$A_{adoptée}(cm^2)$
Travée	262.37	22.64	0,00	12ChHA16=24.12
Appuis	-432.35	10.44	0,00	6ChHA16=12.06

VI.3.2.3.Vérification des contraintes à l'ELS:

✓ Pour une fissuration préjudiciable:

$\overline{\sigma_b}$=18MPa $\overline{\sigma}s$ = 215.5MPa

Tableau VI.15 Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

P.libage	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	342.39	12.7	165.34	73.48	Vérifiée	Vérifiée
Appuis	-183.67	3.5	108.21	36.33		

VI.3.2.4.Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA93Art.5.2.4.2:

On doit vérifier :$\tau \leq \overline{\tau}$

$\bar{\tau} = (\frac{0.15*f_{c28}}{\gamma_b}$; 4MPA) = 3 MPa ……..fissuration préjudiciable

$\tau = \frac{657.24*1000}{600*900}$ = 1.21 MPa $<\bar{\tau}$ = 3MPa ……vérifiée .

VI.3.2.5.Armatures transversales:

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants:

Tableau VI.16 Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

P.libag	T(kN)	(MPa)	$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
			S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
Poutre	657.24	1.21	10	15	5HA8=2.51

VI.3.2.6.Armatures de peau selon CBA93A.7.3:

Puisque la poutre de libage a une hauteur de 90cmLe CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinaux, des armateurs de peau d'au moins de 3cm^2/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

A_p=3×1,3=3,9cm^2, donc on adopte 4HA12=4.52cm^2.

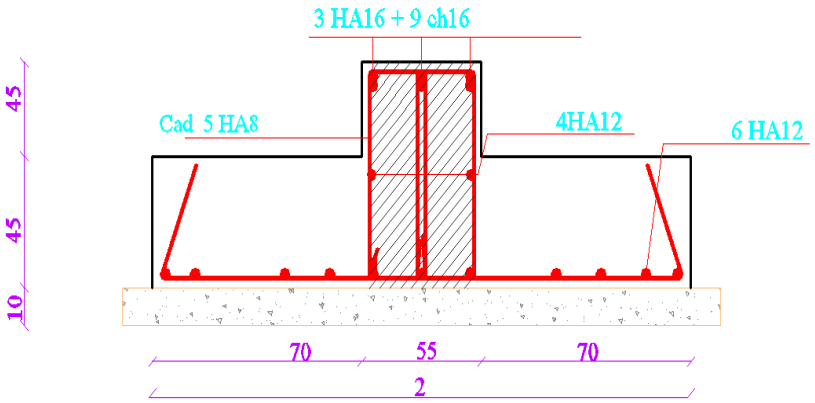


Figure VI.2 : Ferraillage poutre de libage en travée.

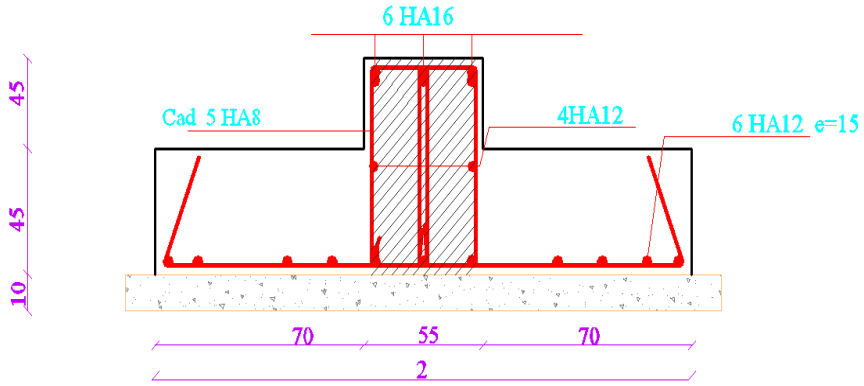


Figure VI.3 : Ferraillage poutre de libage en appuis.

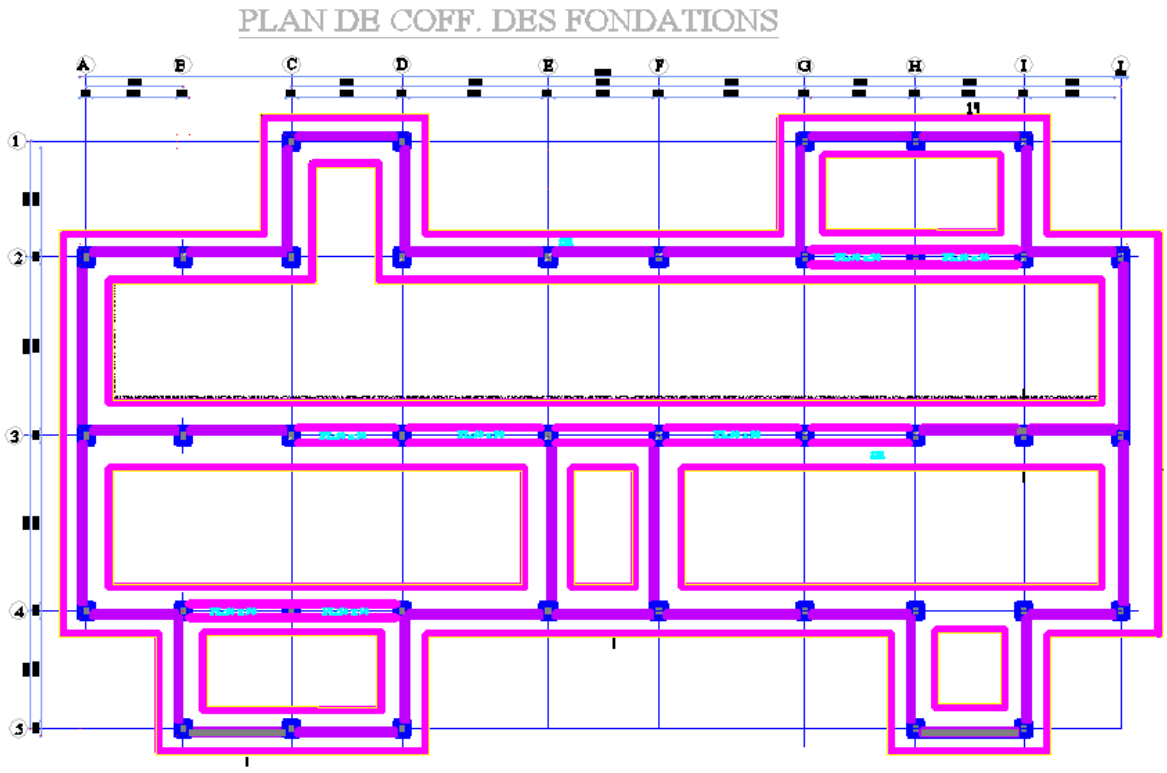


Figure VI.4 : Les semelles filantes

VI.4. Ferraillage des voiles périphériques :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la charge d'exploitation, pour cela on utilise les tables de BARRES pour déterminer les

coefficients μx , μy de répartition des moment selon X ,Y qui dépend du

coefficient dePOISSON et du rapport :

$$\rho = Px/Py$$

Dans notre cas : ρ=1.0>0.4.

Ce qui indique d'un panneau travaillant suivant les deux directions. Ce qui implique l'utilisation de la méthode forfaitaire.

VI.4.1. Détermination des moments a l'ELU :

Mx = μx*qu*Px^2 = 0,0368*45*$(4.70)^2$ = 36.58 kN.m.

My = μy*Mx = 1*36.58 =36.58kN.m.

Il s'agit d'un panneau de rive, ses moments sont définis par :

❖ **En travée :**

Mtx = 0.85Mx=31.09 kN.m.

Mty = 0.85My=26.42 kN.m.

❖ **Aux appuis :**

Max1 = Max2 = -0.3 Mx =-10.97 kN.m.

May1 = May2 = -0.5 My =-18.29 kN.m.

VI.4.2. Détermination des moments a l'ELS :

Mx = Mx = μx*qSER**P*x² = 0,0441*25,225*(4.70) ² = 24.57 kN.m.

My = μy*Mx = 1*24.57= 24.57 kN.m.

❖ **En travée :**

Mtx = 0.85Mx=20.88 kN.m.

Mty = 0.85My=20.88 kN.m.

❖ **Aux appuis :**

Max1 = Max2 = -0.3 Mx =-7.37 kN.m.

May1 = May2 = -0.5 My =-7.37 kN.m.

VI.4.2.a. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple :

Tableau VI.17: Calcul des armatures du voile périphérique l'ELU.

/	Sens	M(KN.m)	A(cm²)	A choisi (cm²)	St (cm)
Travée	X	31.09	5.7	7HA12=7.92	15
	Y	26.42	4.7	7HA12=7.92	15
Appui	X	-10.97	1.9	7HA12=7.92	15
	Y	-18.29	3.2	7HA12=7.92	15

Ⅶ3.2.b. vérification des contraintes à L'ELS :

Tableau Ⅶ18 : Vérifications des armatures du voile périphérique l'ELS.

/	Sens	Mser(KN.m)	σ_s(MPa)	σ_b(MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	20.88	62.2	6.7	Oui	Oui
	Y	20.88	62.2	6.7	Oui	Oui
Appui	X	-7.37	21.9	2.4	Oui	Oui
	Y	-7.37	21.9	2.4	Oui	Oui

Ⅶ3.2.c. vérification de la contrainte de cisaillement :

Suivant X :

Tx=qu .lx .ly/2ly+lx=32.71 kN

Suivant Y :

Ty=qu .lx .ly/3ly=11.54 kN

Et on vérifie pour les deux sens :

$\tau u = \frac{Tmax}{b0*d}$ = 0.18MPa $\leq \frac{0.07*fc28}{\Upsilon b}$=1.52MPa

Les cadres dont l'espacement est : Cadre 4HA8=2.01 Cm²

VI.3.2.d. calculé la charge de poussée des terres :

On a calculé la charge de poussée des terres sur la base de rapport du sol :

$\varepsilon=20^0$

$\gamma_{sol}=18\ kn/m^3$

$$k\gamma=tg^2(\frac{\pi}{4}-\frac{\varepsilon}{2})$$

Donc ; kγ=0.48

Et :

$$P=\frac{1}{2}k\gamma.\gamma sol.H^2$$

Donc, P=44.23 KN/m².

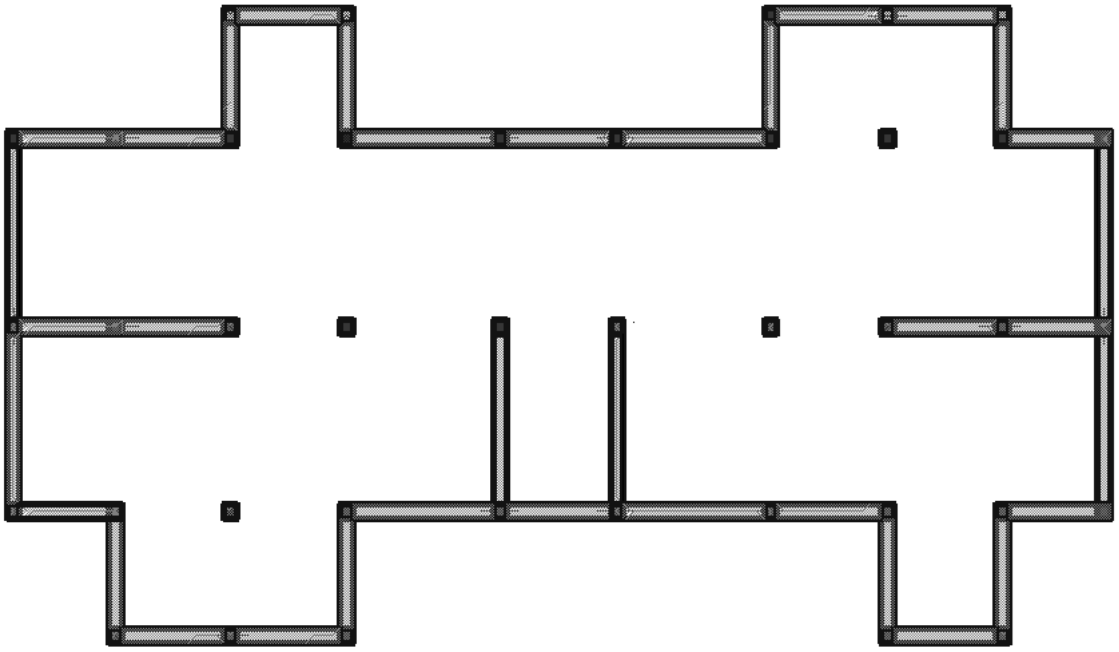


Figure VI.5 : Les voiles périphériques

Conclusion générale

Le parcours Génie civil, spécialité structures de notre université nous a permis d'acquérir les connaissances scientifiques, techniques, et économiques nécessaires pour qu'on puisse prendre en charge et diriger les études de conception de dimensionnement, et d'exécution de divers ouvrages de type cités en s'appuyant sur les nouvelles réglementations techniques.

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cet ouvrage, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Par ailleurs, l'analyse dynamique a permis de révéler la nature relativement rigide de la structure ainsi obtenue. En effet, la période de vibration a été de l'ordre de 0.79s et les 90% de participation massique ont été atteint dans les deux directions dès le mode 21 de vibration. Notons que les modes principaux de vibration (purement transrationnels pour les deux premiers mode et rotationnel pour le troisième mode) sont des modes pures sans couplage modal.

Enfin, l'objectif principal de l'étudient concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui se base sur deux facteur principaux satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires et économies .

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Documents réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé C.B.A.93 ;
- Règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99 ;
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

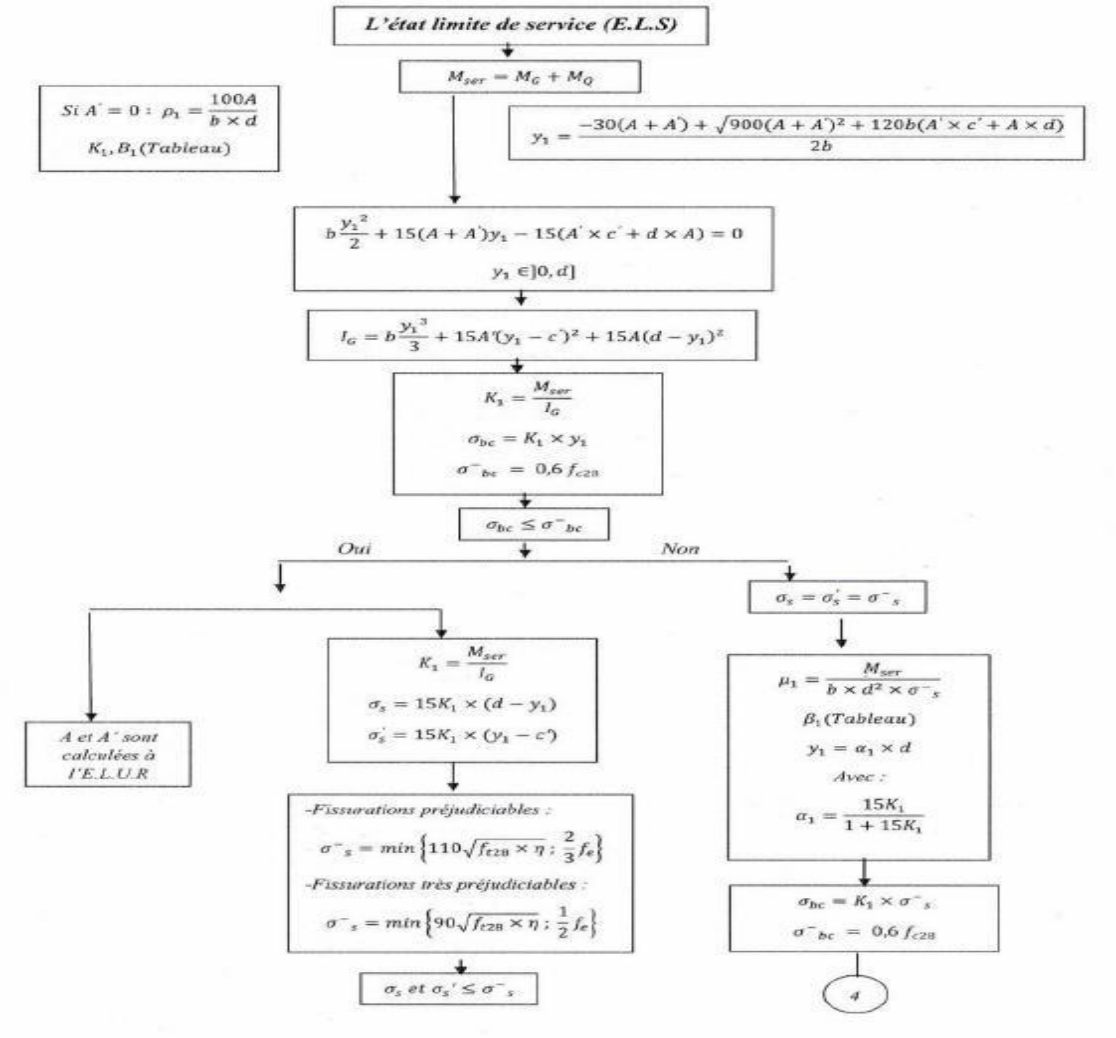
Manuels techniques :

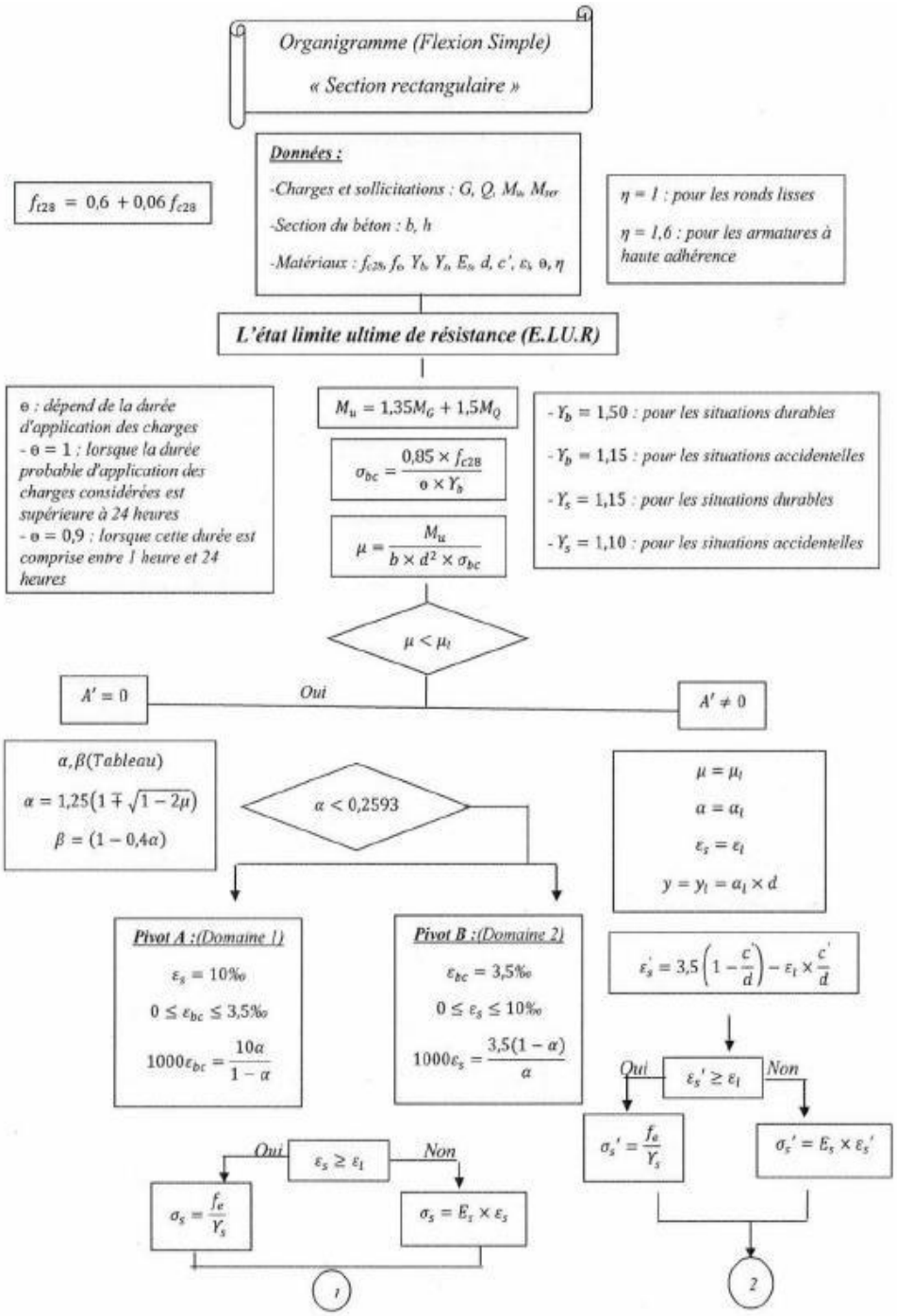
- Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI ;
- Cours de formation ;
- Conception et calcul des structures en béton « HENRY THONIER » ;
- Calcul des fondations superficielles et profonde « Ali.BOUAFIA »[1].
- Cours de dynamique structure « KHELLADI MOHAMED » ;

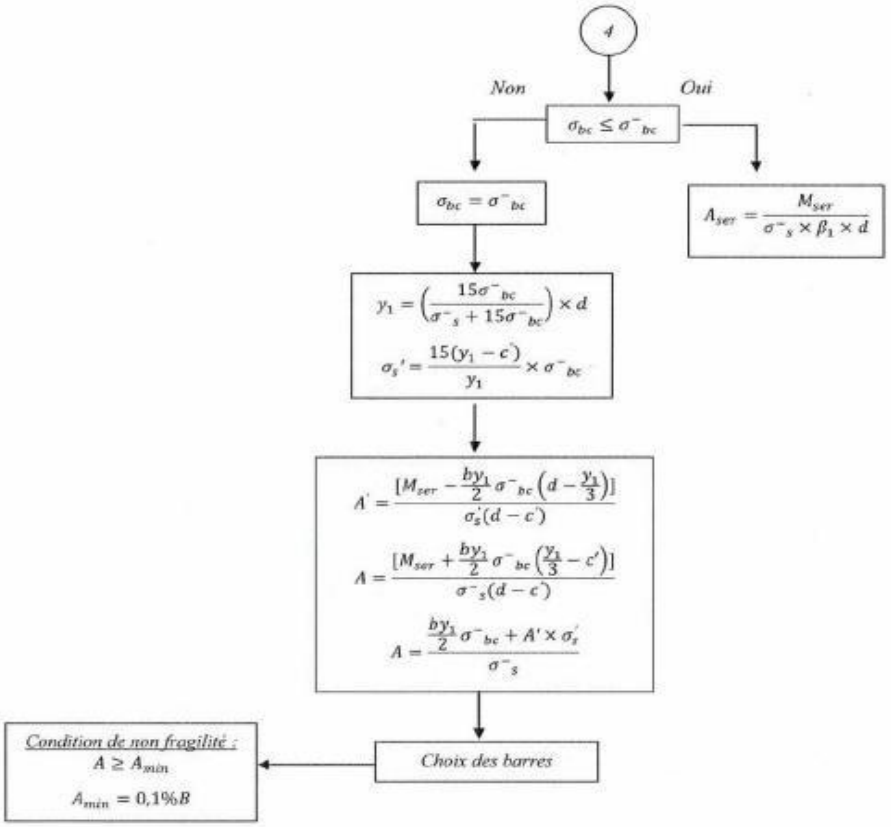
Logiciels :

- Autodesk Robot structural Analysis professional version 20 ;
- SAP 2000 v 20 ;
- Robot expert 2010 + Socotec 2 ;
- Excel 2019 ;
- Auto cad 2014.

Annexes


L'état limite de service (E.L.S)
$M_{ser} = M_G + M_Q$
$Si\ A' = 0 : \rho_1 = \frac{100A}{b \times d}$
$K_1, B_1 (Tableau)$
$y_1 = \frac{-30(A + A') + \sqrt{900(A + A')^2 + 120b(A' \times c' + A \times d)}}{2b}$
$b\frac{y_1^2}{2} + 15(A + A')y_1 - 15(A' \times c' + d \times A) = 0$
$y_1 \in]0, d]$
$I_G = b\frac{y_1^3}{3} + 15A'(y_1 - c')^2 + 15A(d - y_1)^2$
$K_1 = \frac{M_{ser}}{I_G}$
$\sigma_{bc} = K_1 \times y_1$
$\sigma^-_{bc} = 0{,}6\, f_{c28}$
$\sigma_{bc} \leq \sigma^-_{bc}$
Oui
Non
A et A' sont calculées à l'E.L.U.R
$K_1 = \frac{M_{ser}}{I_G}$
$\sigma_s = 15K_1 \times (d - y_1)$
$\sigma'_s = 15K_1 \times (y_1 - c')$
-Fissurations préjudiciables :
$\sigma^-_s = min\left\{110\sqrt{f_{t28} \times \eta}\,;\, \frac{2}{3} f_e\right\}$
-Fissurations très préjudiciables :
$\sigma^-_s = min\left\{90\sqrt{f_{t28} \times \eta}\,;\, \frac{1}{2} f_e\right\}$
σ_s et $\sigma'_s \leq \sigma^-_s$
$\sigma_s = \sigma'_s = \sigma^-_s$
$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma^-_s}$
$\beta_1 (Tableau)$
$y_1 = \alpha_1 \times d$
Avec :
$\alpha_1 = \frac{15K_1}{1 + 15K_1}$
$\sigma_{bc} = K_1 \times \sigma^-_s$
$\sigma^-_{bc} = 0{,}6\, f_{c28}$
4
1
$F_{bc} = \sigma_{bc} \times 0{,}8y \times b$
$F_s = \sigma_s \times A$
$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$
2
$M_{f1} = \mu_l \times b \times d^2 \times \sigma_{bc}$
$A_1 = \frac{M_{f1}}{\sigma_s \times \beta_l \times d}$
$\beta_l = (1 - 0{,}4\alpha_l)\ (Tableau)$
$M_{f2} = M_u - M_{f1}$
$A_2 = \frac{M_{f2}}{\sigma_s \times (d - c')}$
$A' = \frac{M_{f2}}{\sigma_s' \times (d - c')}$
$A = A_1 + A_2 = \frac{1}{\sigma_s}\left(\frac{M_{f1}}{\beta_1 \times d} + A' \times \sigma'_s\right)$
Choix des barres


Organigramme (Flexion Simple)
« Section rectangulaire »
Données :
-Charges et sollicitations : G, Q, M_u, M_{ser}
-Section du béton : b, h
-Matériaux : f_{c28}, f_e, Y_b, Y_s, E_s, d, c', ε_s, θ, η
$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$
η = 1 : pour les ronds lisses
η = 1,6 : pour les armatures à haute adhérence
L'état limite ultime de résistance (E.LU.R)
θ : dépend de la durée d'application des charges
- θ = 1 : lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure à 24 heures
- θ = 0,9 : lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures
$M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q$
$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times Y_b}$
$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$
- Y_b = 1,50 : pour les situations durables
- Y_b = 1,15 : pour les situations accidentelles
- Y_s = 1,15 : pour les situations durables
- Y_s = 1,10 : pour les situations accidentelles
$\mu < \mu_l$
Oui
A' = 0
A' ≠ 0
α, β(Tableau)
$\alpha = 1,25\left(1 \mp \sqrt{1 - 2\mu}\right)$
$\beta = (1 - 0,4\alpha)$
$\alpha < 0,2593$
$\mu = \mu_l$
$\alpha = \alpha_l$
$\varepsilon_s = \varepsilon_l$
$y = y_l = \alpha_l \times d$
Pivot A :(Domaine 1)
$\varepsilon_s = 10‰$
$0 \le \varepsilon_{bc} \le 3,5‰$
$1000\varepsilon_{bc} = \frac{10\alpha}{1 - \alpha}$
Pivot B :(Domaine 2)
$\varepsilon_{bc} = 3,5‰$
$0 \le \varepsilon_s \le 10‰$
$1000\varepsilon_s = \frac{3,5(1 - \alpha)}{\alpha}$
$\varepsilon_s' = 3,5\left(1 - \frac{c'}{d}\right) - \varepsilon_l \times \frac{c'}{d}$
Oui
$\varepsilon_s' \ge \varepsilon_l$
Non
$\sigma_s' = \frac{f_e}{Y_s}$
$\sigma_s' = E_s \times \varepsilon_s'$
Oui
$\varepsilon_s \ge \varepsilon_l$
Non
$\sigma_s = \frac{f_e}{Y_s}$
$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$
1
2


4
Non
Oui
$\sigma_{bc} \leq \sigma^{-}_{bc}$
$\sigma_{bc} = \sigma^{-}_{bc}$
$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\sigma^{-}_{s} \times \beta_1 \times d}$
$y_1 = \left(\frac{15\sigma^{-}_{bc}}{\sigma^{-}_{s} + 15\sigma^{-}_{bc}}\right) \times d$
$\sigma_s' = \frac{15(y_1 - c')}{y_1} \times \sigma^{-}_{bc}$
$A' = \frac{[M_{ser} - \frac{by_1}{2}\sigma^{-}_{bc}\left(d - \frac{y_1}{3}\right)]}{\sigma_s'(d - c')}$
$A = \frac{[M_{ser} + \frac{by_1}{2}\sigma^{-}_{bc}\left(\frac{y_1}{3} - c'\right)]}{\sigma^{-}_{s}(d - c')}$
$A = \frac{\frac{by_1}{2}\sigma^{-}_{bc} + A' \times \sigma_s'}{\sigma^{-}_{s}}$
Choix des barres
Condition de non fragilité :
$A \geq A_{min}$
$A_{min} = 0{,}1\%B$

Semelles supportant un Effort Normal N et un Moment M

Semelle filante sous mur

Répartition Trapézoïdale de la réaction du sol

$$e_{0a} = \frac{M_a}{N}$$

$$[1000.\bar{\sigma}_{sol}]A^2 - [N].A - [3.e_{0a}.N] \geq 0$$

On déterminera A

$$d_a \geq \frac{A-a}{4}$$

$$h \geq d_a + \frac{\emptyset}{2} + e$$

choix de h → calcul d_a

Ferraillage

$$e_{0a} = \frac{M_a}{N} \leq \frac{A}{18}$$

Non | *Oui*

(Méthode des Moments)

$$\sigma_{2a} = \frac{N}{A.1000}(1 + \frac{6.e_{0a}}{A})$$

$$\sigma_{3a} = \frac{N}{A.1000}(1 + \frac{4{,}2.a.e_{0a}}{A^2})$$

$$R_a = \left(\frac{A}{2} - 0.35a\right)\left(\frac{\sigma_{2a} + \sigma_{3a}}{2}\right).1000$$

$$S_{Ra} = \frac{\left(\frac{A}{2} - 0.35a\right)}{3}.\left(\frac{2.\sigma_{2a} + \sigma_{3a}}{\sigma_{2a} + \sigma_{3a}}\right)$$

$$M_{1a} = R_a.S_{Ra}$$

$$A_a = \frac{M_{1a}}{\beta.d_a.\bar{\sigma}_s}$$

$$A_{rép}(cm^2) = \frac{A_a(cm^2).A(m)}{4}$$

(Méthode des bielles)

$$N'_a = N(1 + \frac{3.e_{0a}}{A}) \Longrightarrow A_a = N'_a \frac{(A-a)}{8.d_a.\bar{\sigma}_s}$$

$$A_{rép}(cm^2) = \frac{A_a(cm^2).A(m)}{4}$$

Hamido Abd