République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université YAHIA FARES de Médéa
Institut des sciences et de la technologie
Département de génie de la matière
Filiére génie civil

PROJET DE FIN D'ETUDE

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME MASTER EN GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURE CIVILES ET INDUSTRIELLES

THEME :

ETUDE D'UN BATIMENTS (RDC+9 ETAGES) A USAGE D'ABITATION ET COMMERCE

Réalisé par :
AICHOUBI Amira
BOUHAFES Amel

Dirigé par :
Promoteur : Mr KHALADI Mohamed
Sous promoteur : Mr KEDENDEL Amine

Promotion : Juin 2016


بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCIEMENT

Tout d’abord louange à dieu tout puissant qui nous a donné toutes les capacités physiques et morales pour la réalisation du présent travail

Nous le remercions également, car il nous a permis de rencontrer tout au long de notre parcours,

Un grand nombre de personnes douées d’intelligence et de gentillesse.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil

De l’université de Médéa, et a tous les enseignants qui ont participé a notre formation

Un immense remerciement à Mr Khelladi mohamed, pour l’effort fourni pour l’encadrement de ce travail et de nous avoir aidé a mener ce rapport sur les bonnes voies, et la pertinence de ses remarques nous le remercie également pour sa disponibilité quotidienne et pour sa degré d’implication dans ce travail, merci aussi pour sa sympathie sa simplicité, et sa convivialité.

Nous tenons remercier : Mr Kedendel amine pour les diverses discussions et conseils, enrichissants et Madame Garnina fatiha pour leur disponibilité et leur volonté de travail.

Merci à nos familles, nos parents qui l’ont toujours soutenu et aidé à réaliser nos rêves

A tous un grand merci

DEDICACE

Je dédis mon travail a qui ma donné la volante de savoir, d'apprendre, a prospecter et d'observer les choses spontanément.

C'est mon père ma fierté et mon symbole dans la vie que dieu le garde pour toujours

A la plus belle femme du monde ma mère, qui a veillé sur moi jour et nuit depuis mon enfance qui ma donne l'amour la gentillesse le respect a moi-même c'est la reine de mon cœur.

A mes sœurs, et mes nièces et neveux

A mon binôme AMIRA.

A tous mes collègues que j'ai les connaît jusqu'à ce jour.

A mes enseignants et enseignantes et spécialement a mon promoteur

MR :khaladi mohamed.

Et bien sur sans oublier ingénieur MR kedendel amine

A tous les étudiants et étudiantes du génie civil.

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى:

هيكلة ودراسة بناية مكونة من طابق تحت أرضي+ طابق أرضي+تسعة طوابق والمقرر بناؤها في إطار إنشاء سكن عمراني بالقصر البخاري بالمدية

و المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا *IIa* .

- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +جدران مسلحة.
- قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:
  - القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
  - قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.

«SAP 2000 version 7.40».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات

RESUMER

Ce projet est une étude de bloc, contient (R.D.C. à usage d'habitation et commerce+9 étages à usage d'habitation), dans le cadre de la construction de logements à ksar el boukhari Wilaya de MEDEA, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité IIa.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien en vigueur **(RPA99 version 2003)** et le document technique **CBA93**. L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« ROBOT version 23.0 »**.En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

ABSTRACT

This Project is a conception and study of block, the block contain (ground+9 stories for Dwelling) ,as part Creation of homes in ksar el boukhari STATE of MEDEA, the region is classified in area IIa.

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

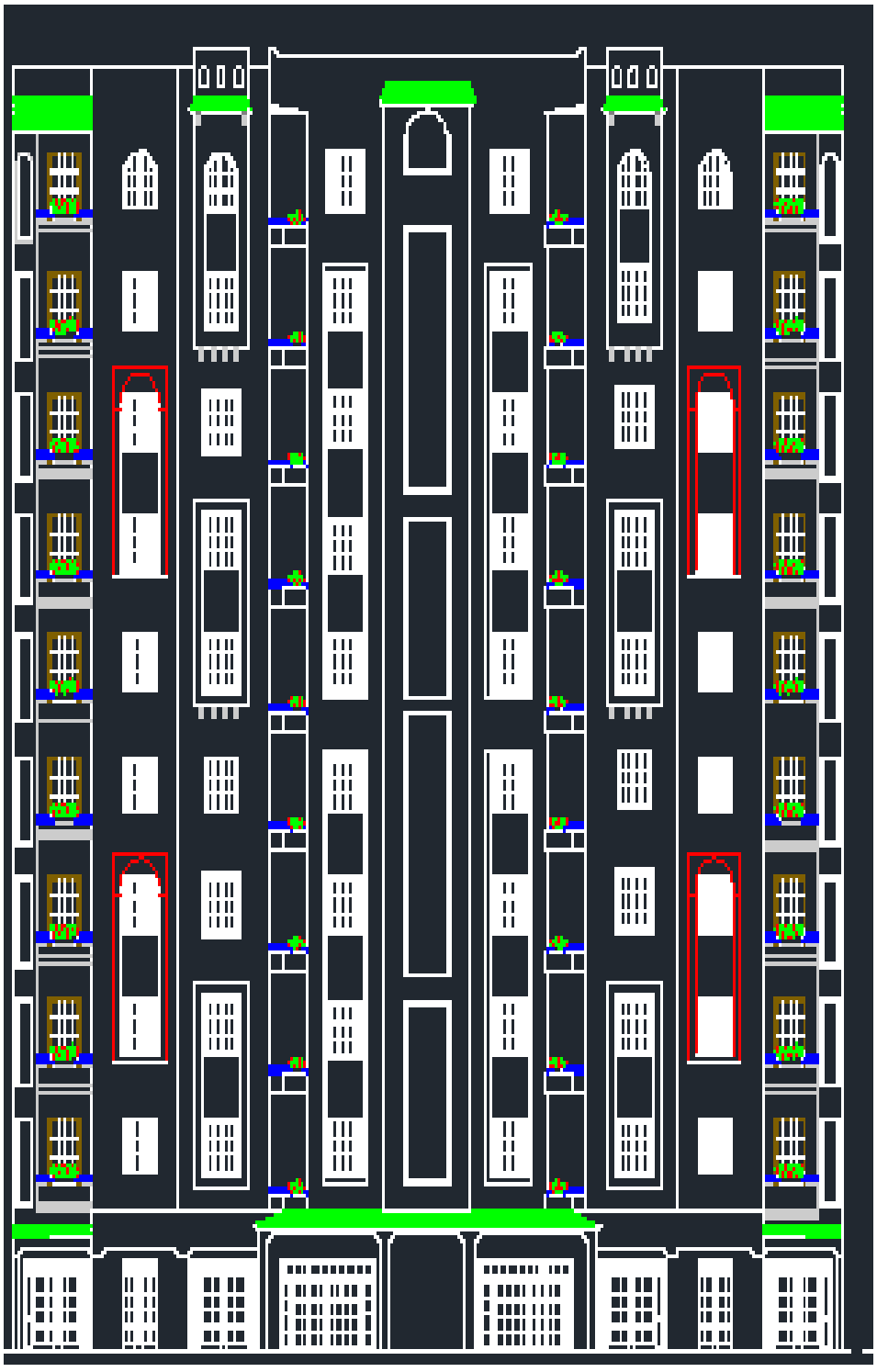
The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (RPA 99 version 2003) and the technical

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « ROBOT version 23.0 ».

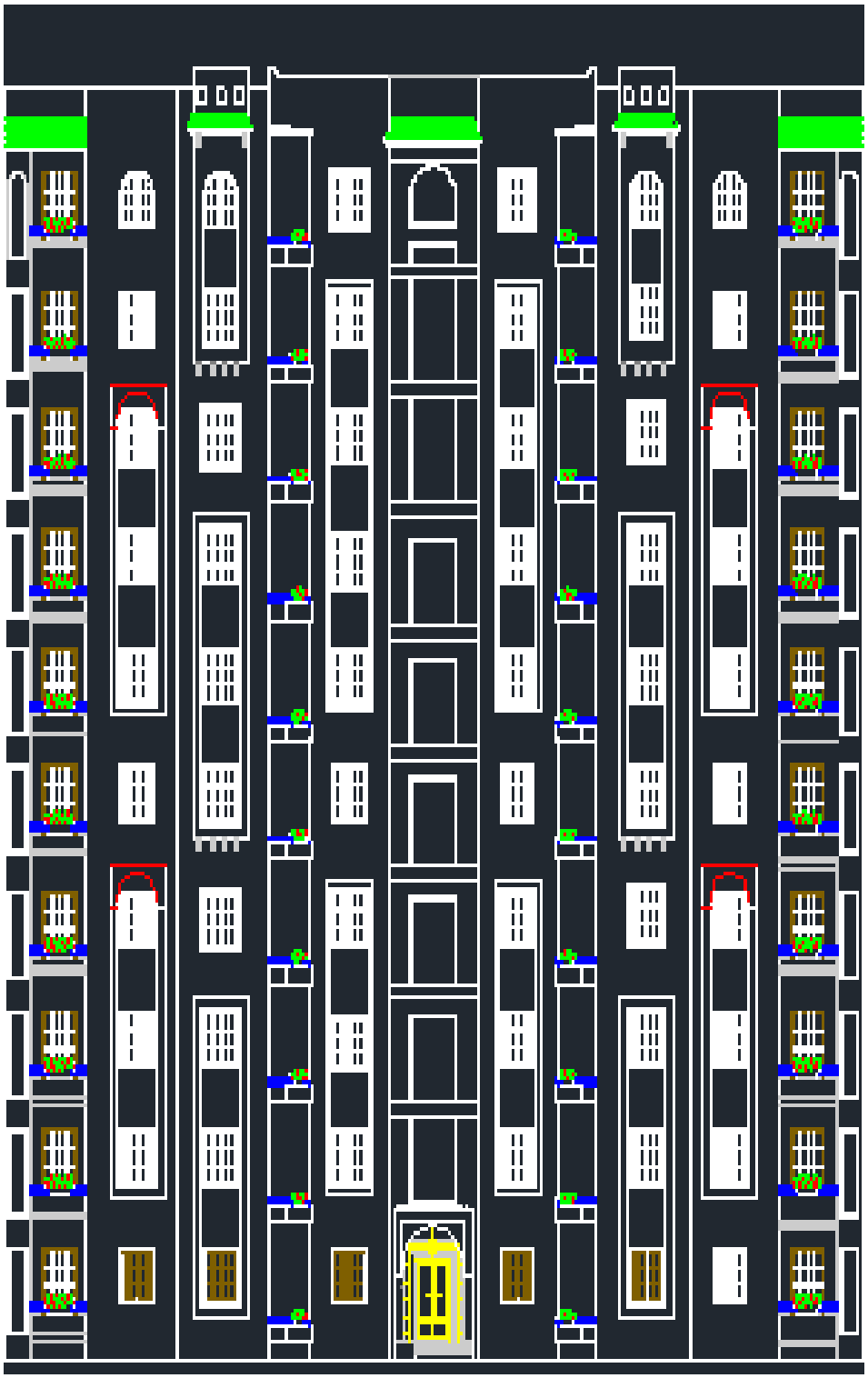
Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

KEY WORD

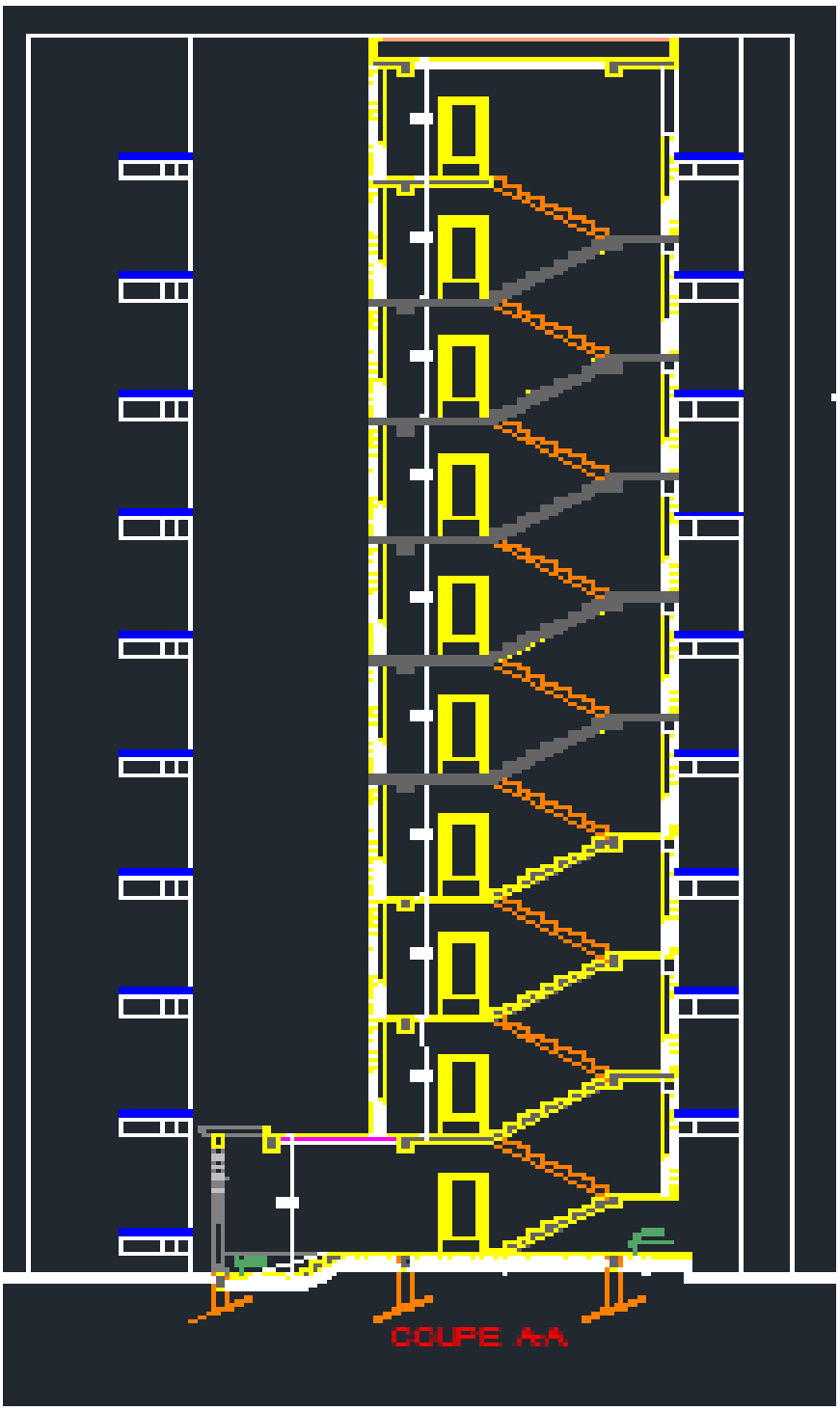
Reinforced concrete, mixed brace system, modeling, dynamic analysis, columns. beams.



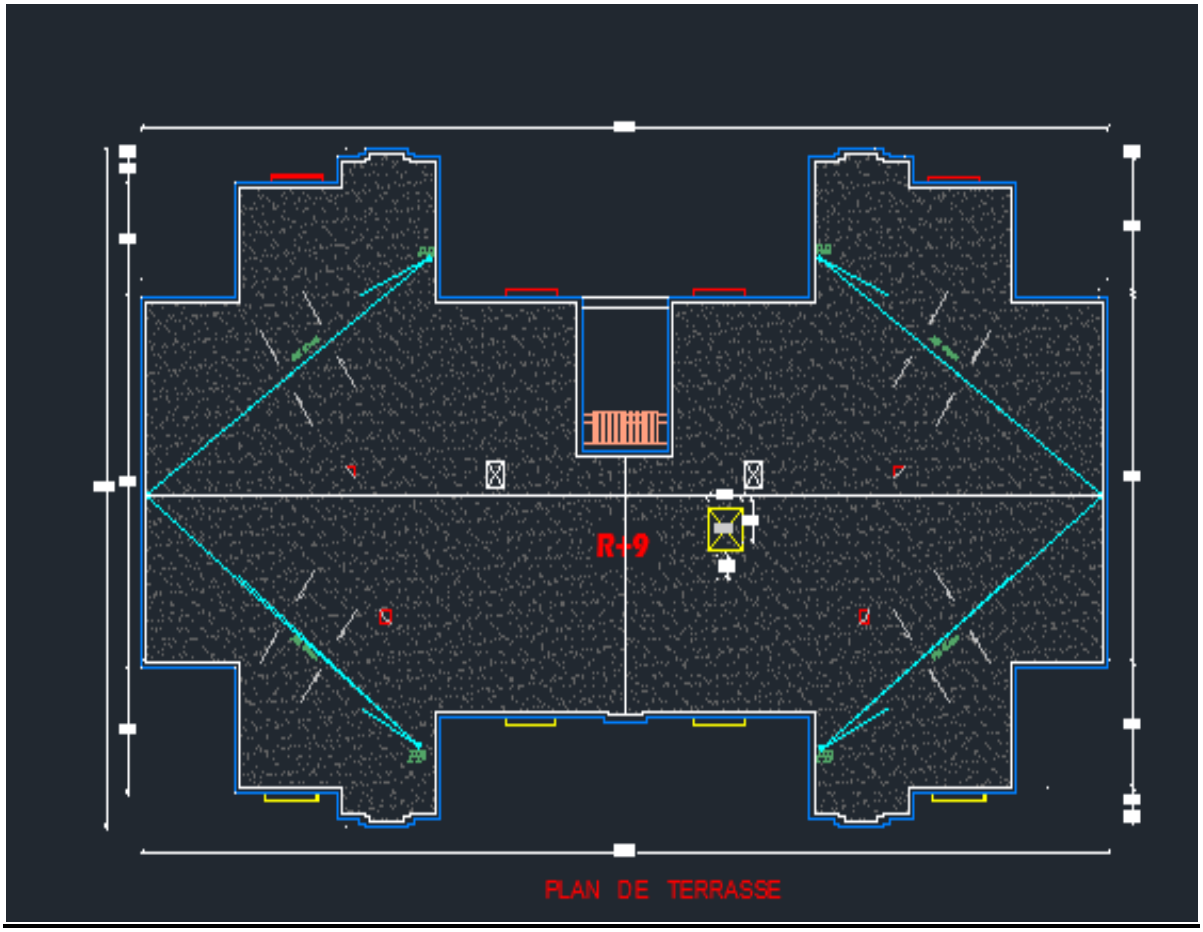
-facade principale-



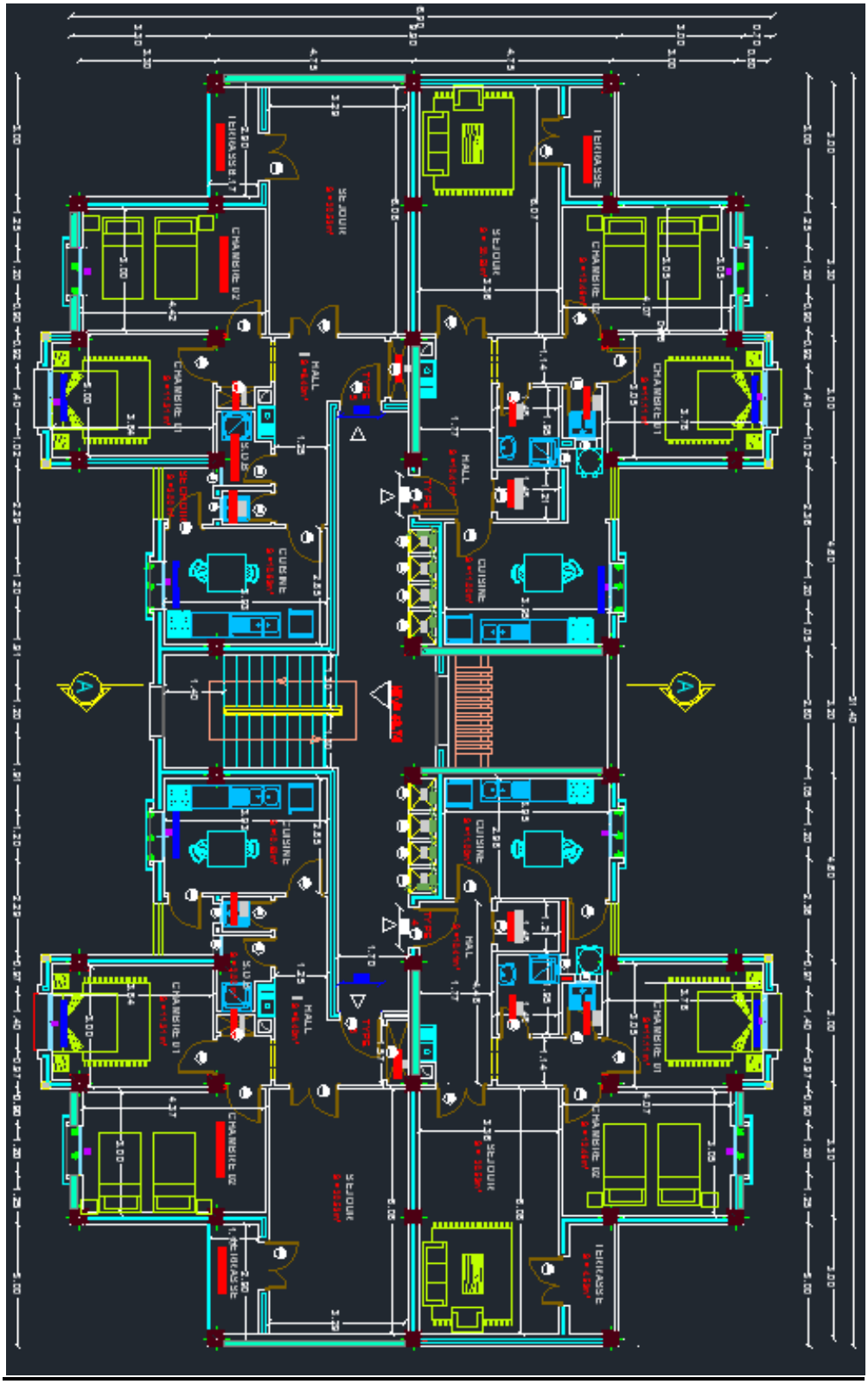
-façade postérieur-



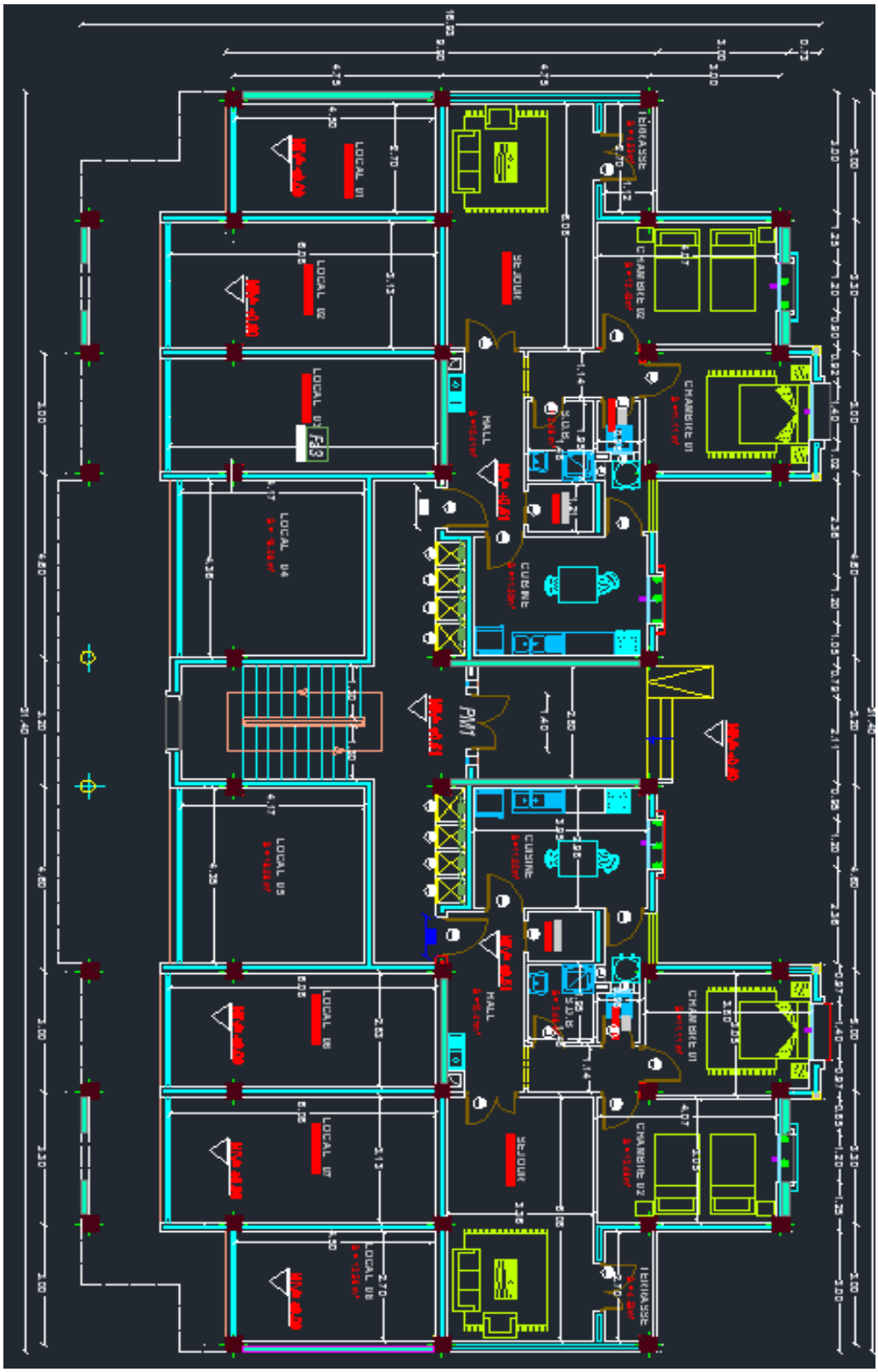
-Coupe A-A-



PLAN DE TOITURE



Plan d’étage courant 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, et9



Plan de rez de chaussée-

SOMMAIRE

INTRODUCTION 1

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE 3

1. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE : 4
   1.1. Dimensions en élévation : 4
   1.2. Dimensions en plan : 4
   1.3. Données du site : 4
2. CONCEPTION STRUCTURELLE : 4
   2.1. Choix du contreventement : 4
   2.2. Plancher : 5
   2.3. Les escaliers : 5
   2.4. Les balcons : 5
   2.5. Maçonnerie : 5
   2.6. Revêtement : 5
3. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX : 5
   3.1. Béton : 6
   3.2. Retrait du béton : 6
   3.3. Les armatures : 6

CHAPITRE II :PRE DIMENSIONNEMENT 7

1. EVALUATION DES CHARGES ET SUR CHARGES : 8
   1.1. Plancher terrasse : 8
   1.2. Plancher étage courant: 9
   1.3. Balcon : 10
   1.4. Acrotère : 11
   1.5. Escaliers : 11
   1.6. Murs extérieurs en maçonnerie: 12
2. INTRODUCTION : 12
   2.1. Pré dimensionnement des planchers : 13
      2.1.a. Plancher à corps creux : 13
      2.1.b. Les dalles pleines : 14
3. ÉVALUATION DES CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATIONS : 14
   3.1. Maçonnerie : 14
      3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) : 14
      3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) : 15
   3.2. Plancher terrasse : 16
      3.2.a. Charges permanentes : 16
      3.2.b. Charges d'exploitation : 16
   3.3. Plancher courant : 17
      3.3.a. Charges permanentes : 17
      3.3.b. charges d'exploitation : 17
   3.4. Dalle pleine : 18
      3.4.a. Balcons de la terrasse : 18
      3.4.b. Balcons de l'étage : 19
4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES: 19
5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX : 22
   5.1. Choix du poteau le plus sollicité : 22
   5.2. Dimensions des poteaux : 22
   5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f : 22

5.4. Calcul de l'effort Nu :(a partir de CBA) 23
5.5. la surface reprise par le poteau : 24
5.6. Descente des charges : 25

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES 28

1. ACROTERE : 29
1.1. Evaluation des charges et surcharges : 29
1.2. Les sollicitations : 30
1.3. Calcul de la section d'armatures : 30
1.4. Calcul Vérification de l'effort tranchant : 32
1.5. Calcul des contraintes : 33
1.6. Vérification au séisme : 33
2. PLANCHER CORPS CREUX : 34
2.1. La dalle de compression : 34
2.2. Les poutrelles : 35
2.3. Evaluation des charges et surcharges : 38
2.4. Sollicitations de calcul : 41
2.5. Calcul du ferraillage : 43
2.6. Calcul du ferraillage 49
3. LES ESCALIERS : 53
3.1. Introduction : 53
3.2. Définition des éléments d'un escalier : 53
3.3. Pré dimensionnement : 55
3.4. Evaluation des charges et surcharges : 56
3.4.a. Charges permanentes : 56
3.4.b. Charge d'exploitation : 57
3.5. Détermination des efforts : 57
3.6. Récapitulations : 59
3.7. Ferraillage des escaliers : 59
3.7.a. Condition de non fragilité : 60
3.7.b. Les armatures de répartition : 60
3.7.c. Vérification de l'espacement : 61
3.7.d. Vérification de l'effort tranchant : 61
3.7.e. Vérification à l'E.L.S : 61
3.7.f. Vérification de la flèche : 62
3.8. Calcul de la poutre palière : 64

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE 67

1. INTRODUCTION : 68
1.1. Définition : 68
1.2. Règles RPA 99 (révisées en 2003) : 68
1.3. Choix de la méthode de calcul : 69
1.4. Classification de l'ouvrage selon les RPA 99/V2003 : 70
2. LE CENTRE DE MASSE ET CENTRE DE TORSION : 71
2.1. Introduction : 71
2.2. Caractéristiques géométriques de la structure : 71
2.2.a. Centre de masse : 71
2.2.b. Centre de torsion : 73
2.3. Excentricité : 75
2.3.a. Excentricité théorique (statique) : 75
2.3.b. Excentricité accidentelle : 75
2.3.c. Effets de la torsion accidentelle : 76

3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL : 77
3.1. Introduction : 77
3.2. Méthode dynamique modale spectrale : 77
3.2.a. Principe : 77
3.2.b. Modélisation : 77
3.2.c. Le spectre de réponse de calcul : 78
4. RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE : 80
4.1. Vérification de comportement : 81
4.2. vérification de participation massique : 82
4.3. Vérification des périodes : 82
4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 83
4.5. Vérification de la stabilité au renversement : 84
4.5.a. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : 85
4.5.b. Vérification au renversement : (a partir de CBA93 et RPA) 87
4.6. Vérification des déplacements : 88
4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 90

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS 93

1. INTRODUCTION : 94
2. FERRAILLAGE DES POUTRES : 94
2.1. Introduction : 94
2.2. Recommandation du R.P.A99 : 94
2.2.a. Armatures longitudinales : 94
2.2.b. Armatures transversales : 95
2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 96
2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA : 97
2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : 98
2.6. Calcul des armatures transversales : 99
2.7. Vérification de la flèche : 100
3. FERRAILLAGE DES POTEAUX : 100
3.1. Détermination des armatures longitudinales : 101
3.1.a. Recommandations des règlements : 101
3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage : 102
3.1.c. Etat limite de stabilité de forme : 102
3.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance : 103
3.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS : 105
3.2. Détermination des armatures transversales : 106
3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu 106
3.2.b. Contrainte tangente admissible $\boldsymbol{\tau u}$: 106
3.2.c. Vérifications des contraintes tangentielles : 107
3.2.d. Calcul des armatures transversales : 108
4. FERRAILLAGE DES VOILES : 110
4.1. Recommandations des règlements : 111
4.2. Les voiles pleins: 111
4.3. Voiles avec files d'ouvertures: 112
4.3.a. Les trumeaux: 112
4.3.b. Les linteaux : 112
4.4. Méthode de calcul: 112
4.4.a. Recommandations réglementaires: 113
4.4.a.1. Armatures verticales: 113
4.4.a.2. Armatures horizontales: 113
4.4.a.3. Armatures transversales: 114

4.4.b. Recommandations pour les voiles et les trumeaux: (RPA 99 et CBA 93).....114
4.5. Armatures verticales : 115
4.5.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :.....115
4.5.a.1. les voiles pleines (sens-x) :.....115
4.5.a.2. Les trumeaux (sens-X) 117
4.5.b. L'espacement: 117
4.5.b.1. Les armatures transversales : 117
4.5.b.2.Les armatures horizontales : 118
4.6. Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :..... 118
5. FERRAILLAGE DES LINTEAUX: 120
5.1. Selon le CBA 93 :..... 120
5.2. Selon le RPA 99 :..... 120
5.2.a. Contrainte limite de cisaillement (RPA99 Art 7.7.2):.....120
5.2.b. Ferraillage des linteaux:.....121
5.2.c. Aciers longitudinaux:.....121
5.2.d. Aciers transversaux:.....121
5.2.e. Ferraillage minimal:.....122
5.2.f. Calcul du ferraillage :.....122
5.2.g. Armatures transversales:.....123
CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 124
1. INTRODUCTION: 125
2. CLASSIFICATION DES FONDATIONS :..... 125
3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION : 125
4. ETUDE PRELIMINAIRE DU CHOIX DE TYPE DE SEMELLE :..... 125
5. CALCUL DES SEMELLES ISOLEES :..... 125
5.1. Dimensionnement des semelles isolées : 126
5.2. Vérification des contraintes à l'ELS :..... 127
5.3. Vérification de l'interférence entre deux semelles :..... 127
6. CALCUL DES SEMELLES FILANTES : 128
6.1. semelles filantes sous poteaux 128
6.1.a. Dimensionnement :.....128
6.1.b. Vérification de contrainte a L'ELS 129
6.2. Semelle filantes sous voile :..... 130
6.2.a. Dimensionnement:.....130
6.3. Ferraillage des semelles filantes :..... 131
6.3.a. Semelles filantes sous poteaux :.....131
6.4. Calcul de la Poutre de Libage (poutre sur sol élastique) :..... 131
6.4.a. Dimensionnement :.....131
6.4.b. Evaluation des charges :.....132
6.4.c. Calcul des efforts : 132
6.4.d. Calcul du ferraillage 132
6.4.e. Vérification de la contrainte tangentielle :.....133
7. LES LONGRINES : 133
7.1. Pré dimensionnement. : 133
7.2. Sollicitations. 133
7.3. Ferraillage : 133
CONCLUSION 136

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU I -1 : CARACTERISTIQUE DU BETON 6

TABLEAU I.2 : CARACTERISTIQUES MECANIQUE 6

TABLEAU II.1 EVALUATION DE CHARGE PERMANENTE DE PLANCHER TERRASSE 9

TABLEAU II.2 EVALUATION DE CHARGE PERMANENTE DE PLANCHER ETAGE COURANT 10

TABLEAU II.3 EVALUATION DE CHARGE PERMANENTE DE BALCON 11

TABLEAU II.4EVALUATION DE CHARGE PERMANENTE DE PALIER 11

TABLEAU II.5 EVALUATION DE CHARGE PERMANENTE DE PAILLASSE 12

TABLEAU II.6 EVALUATION DE CHARGE PERMANENTE DE DOUBLE CLOISON 12

TABLEAU II.7 EVALUATION DE CHARGE PERMANENTE DE SIMPLE CLOISON 14

TABLEAU II.8 EVALUATION DE CHARGE PERMANENTE DE DOUBLE CLOISON 15

TABLEAU II.9: CHARGE PERMANENTE DU PLANCHER TERRASSE 16

TABLEAU II -10 : CHARGE PERMANENTE DU PLANCHER COURANT 17

TABLEAU II -11 : SURCHARGE D'EXPLOITATION DU PLANCHER COURANT 17

TABLEAU II -12 : CHARGE PERMANENTE DUE AUX BALCONS DE LA TERRASSE 18

TABLEAU II -13 : CHARGE PERMANENTE DUE AUX BALCONS D'ETAGE 19

TABLEAU II -14 : PRE DIMENSIONNEMENTS DES POUTRES 20

TABLEAU II -15: PRE DIMENSIONNEMENTS DES POTEAUX 22

TABLEAU II -16: CALCULE DE N U 24

TABLEAU II -17: VERIFICATIONS DU (1.1NU ≤ NU)[(A PARTIR DE CBA93)] 27

TABLEAU III.1: ACTIONS DE CALCUL DES POUTRELLES APRES COULAGE 38

TABLEAU III.2: MOMENTS EN APPUIS ET EN TRAVEES DES POUTRELLES 40

(USAGE D'HABITATION) 40

TABLEAU III.3: MOMENTS EN APPUIS ET EN TRAVEES DES POUTRELLES A L'ELS. 40

TABLEAU III.4 : MOMENTS EN APPUIS ET EN TRAVEES DES POUTRELLES A L'ELU. 40

TABLEAU III.5 : MOMENTS EN APPUIS ET EN TRAVEES DES POUTRELLES A L'ELS. 40

TABLEAU III.6 : METHODE CAQUOT 41

TABLEAU.III.7.MOMENTS EN APPUIS ET EN TRAVEES DES POUTRELLES 42

TABLEAU.III.8.MOMENTS EN APPUIS ET EN TRAVEES DES POUTRELLES A L'ELS. 42

TABLEAU.III.9.MOMENTS EN APPUIS ET EN TRAVEES DES POUTRELLES A L'ELU. 43

RECAPULATION 43

TABLEAU III -10: FERRAILLAGES LONGITUDINAUX DES POUTRELLES 45

TABLEAU III .11MOMENTS EN APPUIS ET EN TRAVEES DES POUTRELLES A L'ELU. 48

TABLEAU. III.12 :.MOMENTS EN APPUIS ET EN TRAVEES DES POUTRELLES A L'ELS. 48

TABLEAU III -13: FERRAILLAGES LONGITUDINAUX DES POUTRELLES 49

TABLEAU III -14 : G DU PALIER DE REPOS DE L'ESCALIER 56

TABLEAU III -15: G DE LA PAILLASSE DE L'ESCALIER 56

TABLEAU III -16: COMBINAISON DES CHARGES DE L'ESCALIER 57
TABLEAU III.17: RECAPITULATIONS DES EFFORTS INTERNES 59
TABLEAU III.18: LES DONNEES 59
TABLEAU III.19: CALCUL DES SECTIONS D'ACIER DE L'ESCALIER 60
TABLEAU III.20: LES ARMATURES DE REPARTITION 60
TABLEAU III.21: VERIFICATION DE L'ESPACEMENT (H) 61
TABLEAU III.22: VERIFICATION A L'E.L.S (Y) 62
TABLEAU III.23: VERIFICATION DE LA FLECHE DE L'ESCALIER 64
TABLEAU IV .1 CLASSIFICATION DU SITE 71
TABLEAU IV .2 : CALCULE DE CENTRE DE MASSE 73
TABLEAU IV .3 : CALCULE DE CENTRE DE TORSION 74
TABLEAU IV .4: CALCULE D'EXCENTRICITE THEORIQUE 75
TABLEAU IV .5: CALCULE D'EXCENTRICITE ACCIDENTELLE 76
TABLEAU IV .5: CALCULE D'EXCENTRICITE TOTALE 77
TABLEAU IV .6: DETERMINATION DU FACTEUR DE QUALITE Q DE LA STRUCTURE 79
FIGURE IV .4 SPECTRE DE REPONSE 80
TABLEAU IV .7 LE COMPORTEMENT DES TROIS PREMIERS MODES 82
TABLEAU IV .8: COEFFICIENT DE PARTICIPATION MASSIQUE 82
TABLEAU IV .9: VERIFICATION DES PERIODES 83
TABLEAU IV .10: CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE 84
TABLEAU IV .11: VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL 84
TABLEAU IV .12: CALCUL DU MOMENT DE RENVERSEMENT 87
TABLEAU IV .13 : VERIFICATION DU MOMENT DE RENVERSEMENT DANS LE SENS LONGITUDINAL 87
TABLEAU IV .14 : VERIFICATION DU MOMENT DE RENVERSEMENT DANS LE SENS TRANSVERSAL 87
TABLEAU IV .15: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGE SENS Y 89
TABLEAU IV .16 : VERIFICATION L'EFFET P-Δ SENS X 91
TABLEAU IV .17 : VERIFICATION L'EFFET P-Δ SENS Y 92
TABLEAU V -1 : LES DONNEES DE CALCULE 94
TABLEAU V -2 : FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES POUTRES PRINCIPALES 95
TABLEAU V -3 : FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES POUTRES SECONDAIRES 95
TABLEAU V -4 : VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS DES POUTRES PRINCIPALES 96
TABLEAU V -5 : VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS DES POUTRES SECONDAIRES. 96
TABLEAU V -6: VERIFICATION DES POUTRES PRINCIPALES SELON LES CONDITION RPA ET CBA 97
TABLEAU V.7: VERIFICATION DES POUTRES SECONDAIRES SELON LES CONDITION RPA ET CBA 98
TABLEAU V -8: CALCULE DE $\overline{\tau}_u$ 98
TABLEAU V -9: VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DES POUTRES PRINCIPALES 99
TABLEAU V -10 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DES POUTRES SECONDAIRES 99
TABLEAU V -11: CALCULE D'ARMATURES TRANSVERSALES AINSI LEUR ESPACEMENT 100

TABLEAU V -12: VERIFICATION DE LA FLECHE DES POUTRES..... 100
TABLEAU V -12: VERIFICATION DE LA FLECHE DES POUTRES..... 104
TABLEAU V.13 FERRAILLAGE LONGITUDINAUX DES POTEAUX..... 105
TABLEAU V.14 : VERIFICATION DES ARMATURES A ELS DES POTEAUX 106
TABLEAU V.15 : VERIFICATIONS DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT DANS LES POTEAUX..... 107
TABLEAU V.16: LES ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS..... 109
TABLEAU V.17: VERIFICATION DE LA QUANTITE D'ARMATURES TRANSVERSALS 109
TABLEAU V.18: ARMATURES VERTICALES DES VOILES PLEINS. 115
TABLEAU V.19: ARMATURES VERTICALES DES TRUMEAUX 117
TABLEAU V.20: ARMATURES HORIZONTALES ET LEURS ESPACEMENTS DANS LES VOILES PLEINS 119
TABLEAU V.21: ARMATURES HORIZONTALES ET LEURS ESPACEMENTS DANS LES TRUMEAUX 120
TABLEAU V.21: CALCUL DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT DANS LES LINTEAUX 122
TABLEAU V.22: VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT DANS LES LINTEAUX..... 123
TABLEAU V.23: ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS DANS LES LINTEAUX 123
TABLEAU VI.1: DIMENSIONNEMENT DE LA SECTION DES SEMELLES ISOLEES 126
TABLEAU VI.2 : VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS DES SEMELLES ISOLEES 127
TABLEAU VI.3 : DIMENSIONNEMENT DE LA SECTION DES SEMELLES FILANTES 129
TABLEAU VI.4 : VERIFICATION DE CONTRAINTE A L'ELS..... 129
TABLEAU VI.5 : DIMENSIONNEMENT DE LA SECTION DES SEMELLES FILANTES SOUS VOILE..... 130
TABLEAU VI.6 : VERIFICATION DE CONTRAINTE A L'ELS..... 130
TABLEAU VI.7: FERRAILLAGE DES SEMELLES FILANTES SOUS POTEAUX..... 131

LISTE DES FIGURES

FIGURE II.1CONSTITUANTS D'UN PLANCHER TERRASSE 8
FIGURE II.2 CONSTITUANTS D'UN PLANCHER ETAGE COURANT 9
FIGURE II.3 CONSTITUANTS D'UN PLANCHER DALLE PLEINE 10
FIGURE II-4: PRE DIMENSIONNEMENT DE PLANCHER CORPS CREUX 13
FIGURE -II.5 : MUR DOUBLE CLOISON (GAUCHE), MUR SIMPLE CLOISON (DROITE) 15
FIGURE II -6: COMPOSANTS D'UN PLANCHER TERRASSE 16
FIGURE II -7: COMPOSANTS D'UN PLANCHER ETAGE COURANT 17
FIGURE II -8: COMPOSANTS D'UN BALCON DE LA TERRASSE 18
FIGURE II -9: COMPOSANTS D'UN BALCON DE L'ETAGE 19
FIGURE II -10 DIMENSION DE LA POUTRE 19
FIGII.11: SCHEMA DES POUTRES 20
FIGURE II -12: FLECHE MAXIMALE 21
FIGURE II -12: SECTION REDUITE DU POTEAU 23
FIGURE II -13: SECTION REDUITE DU POTEAU PLUS SOLLICITE 25
FIG III -1 : LES DIMENSIONS DE L'ACROTERE. 29
FIG III -2 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE. 34
FIG. III -3 : DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES ARMATURES DE LA TABLE DE COMPRESSION 35
FIGURE III.5 : LES SECTIONS CONSIDEREES POUR LE CALCUL DES FERRAILLAGES 44
EN TRAVEE (A GAUCHE); EN APPUI (A DROITE). 44
FIGURE III.6: COUPE D'UN ESCALIER 54
FIGURE III.7: REPRESENTATION D'UN ESCALIER 54
FIGURE III.8: DIMENSIONS DE L'ESCALIER 55
FIGURE III -09: DISTRIBUTION DE LA CHARGE A L'ELU DE VOLEE. 57
FIGURE III -10: DISTRIBUTION DE LA CHARGE A L'ELS DE VOLEE 58
FIGURE IV.1 - POSITIONNEMENT DES VOILES DANS NOTRE STRUCTURE 69
FIGURE IV. 1 : DISPOSITION DES VOILES AU : DISPOSITION DES VOILES AUX ETAGES 72
FIGURE IV. 1 -POSITION CENTRE DE MASSE ET CENTRE DE TORSION- 74
FIGURE IV .5: LE COMPORTEMENT DES TROIS PREMIERS MODES POUR LE BLOC 81
FIGURE IV. 6 : LES FORCES AGISSENT SUR LA STABILITE AU RENVERSEMENT 85
FIGURE IV .7: DISTRIBUTION DES FORCES SISMIQUES 86
FIGURE V -1 : DISPOSITION DES ARMATURES POUR LES POUTRES 97
FIGURE V -2 : DEFINITION DE LA ZONE NODALE DANS LES POTEAUX 101
FIGURE V -3 : DISPOSITION DES ARMATURES POUR LES POTEAUX 110
FIGURE VI. 1 : REPRESENTATION DES SEMELLES ISOLEES SOUS POTEAUX CARRES. 126
FIGURE VI. 2: LES BULLES DE PRESSION 127
FIGURE VI. 3:LA DISPOSITION DES SEMELLES 128

FIGURE VI.4 : SCHEMA D'UNE SEMELLE FILANTE SOUS VOILE..... 130
FIGURE.VI.1. FERRAILLAGE DE LA LONGRINE..... 135

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale
At : Section d'acier transversale.
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
S.P.C : section partiellement comprimée.
S.E.C : section entièrement comprimée.
S.E.T: section entièrement tendue
Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei j: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
G : module d'élasticité transversale.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mo :moment isostatique.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S
N : Effort normal.
Nser : Effort normal à l'E.L.S.
Nu : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
Tw : Effort tranchant à gauche.
Te : Effort tranchant à droite.
Tser : Effort tranchant à l'E.L.S.
F : effort de traction.
Ra : réaction à gauche.
Rb: réaction à droite.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.

b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c1, c2 ,c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
ep : épaisseur.
a :épaisseur du voile.
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.
If : Longueur de flambement.
St : Espacement d'armature transversale.
Srep : Espacement de répartition.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ: Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.
RDC : rez-de-chaussée.
SF : semelle filante.

Introduction

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master, à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. L'ouvrage en question est un bâtiment en **R.D.C+9étages**, dont la structure est composée en poteaux, poutres contreventée par **(voiles)** selon les conditions du règlement Algérien en vigueur.

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure et une étude dynamique (sismique) sont effectuées pour déterminer les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel **SAP VERSION 200012** de calcul par éléments finis pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **CBA93 et le RPA99/version2003**.

Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué comme :

- Stabilité d'ensemble.
- Etat limite des déplacements inter-étage.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression de service dans le béton.

Chapitre I : Description de l’ouvrage

1. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

Un bâtiment R.D.C+9 Etages à usage mixte (Habitation, Commerce) dont le lieu d'implantation est au niveau de la commune de KSAR EL BOUKHARI.

*Notre bâtiment est de forme régulière en plan, il comporte :

1.1. Dimensions en élévation :

- Hauteur du bloc est de 37.91m (sans l'acrotère).
- Hauteur du Rez-de-chaussée est de 3.74 m.
- Hauteur de l'étage courant est de ***3,74 m.***

1.2. Dimensions en plan :

- Longueur totale : ***L=31.40m*** (sens longitudinal)
- Largeur total : ***l = 16.90m*** (sens transversal)

1.3. Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité ***(zone IIa).***

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage ***2.***
- Le site est considéré comme ***meuble (S3).***
- Contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}$ ***=2bars (rapport du sol)***

2. CONCEPTION STRUCTURELLE :

2.1. Choix du contreventement :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du (RPA 99 versions 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse ***4*** niveaux ***(14m)***, le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2.2. Plancher :

Les planchers sont réalisés en béton armé avec entre vous dalle de compression d'une épaisseur ***(4cm)*** d'un corps creux d'épaisseur ***(16cm)*** reposant sur des poutrelles coulée sur place.

a) Plancher terrasse :

Protéger le bâtiment contre l'infiltration d'eau pluviale et les rayons de soleil l'épaisseur du plancher (16+4).

b) Plancher d'étage courant :

Pour isoler les différents étages et supporter leur poids propre et les surcharges verticales son épaisseur est de (16+4).

2.3. Les escaliers :

On a le type d'escalier droit composée deux volées, escalier en béton armé coulé sur place a paillasse adjacente les marches seront revêtues en carrelage.

2.4. Les balcons :

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitues de dalle pleine.

2.5. Maçonnerie :

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit plâtre (intérieur et extérieur).

a) Les murs extérieurs :

Sont composés des parois extérieures de 15cm d'épaisseur et des parois intérieures de 10cm d'épaisseur les deux parois étant sépares par un vide de 5cm d'épaisseur.

b) Les murs intérieurs :

Sont réalisés avec une brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

2.6. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- enduit de plâtre pour les murs (façade inter) et les plafonds.
- enduit de ciment pour les murs (façade exter).
- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eau.

3. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :

Les bétons et les aciers seront choisit conformes aux règle de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA 93) les règlements en vigueur en Algérie.

3.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés

« granulats » (sable, graviers, pierres cassées) Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

3.2. Retrait du béton :

Le coefficient du retrait du béton est pris égal à : 325.10 -6m3

- Quelques données sur le béton pour notre travail, les valeurs standards à utiliser sont :

fc 28 (MPa)	25.0	
ft 28 (MPa)	2.1	
Ei 28 (MPa)	32164,195	
Ev 28 (MPa)	10721,40	
σbc ultime (MPa)	situation durable	14.2
	Situation accidentelle	18.5
σbc service (MPa)	15.0	
Situation durable $\overline{\tau u}$ MPa	Fissuration peu nuisible	3.33
	Fissuration préjudiciable	2.5

Tableau I -1 : Caractéristique du béton

3.3. Les armatures :

a) Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour ***0.15 à 0.25***% de carbone.
- Aciers durs pour ***0.25 à 0.40*** % de carbone.

b) Caractéristiques mécaniques :

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe (Mpa)
Ronds lisses RL	Armatures transversales	FeE 22	215
Barres à haute adhérence HA	Armature longitudinale	FeE 40	400
Treillis soudés TS	Dalles	TLE 50	500

Tableau I.2 : caractéristiques mécanique

Chapitre II :Pré dimensionnement

1. EVALUATION DES CHARGES ET SUR CHARGES :

Pour avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage, la distribution des charges et surcharge (poids propre, surcharge d'exploitation, vent, neige, séisme) au niveau de chaque élément porteur et à chaque plancher s'avère nécessaire.

- Les charges permanentes G :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Le législateur a fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitation.

- Les charges d'exploitation Q :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori le moins chargé.

1.1. Plancher terrasse :

a) Charges Permanentes :

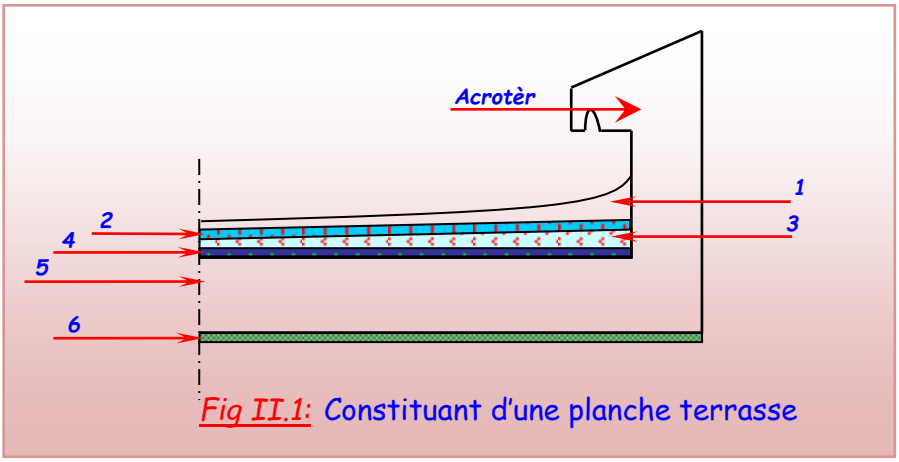


Figure II.1constituants d'un plancher terrasse

nombre	*Désignation*	*Ep (m)*	*M_v (Kg/m^3)*	*Kg/m²)*
-1-	Protection (gravillon roulé)	0,04	2000	**80**
-2-	Etanchéité multicouche	0,02	600	**12**
-3-	Papier kraft	---	---	**50**
-4-	Film polyane	---	---	**5**
-5-	Liége polystyrène	0,04	400	**160**
-6-	pare vapeur	0,01	600	**6**
-7-	Plancher corps creux 16+4	0,20	1375	**228**
-8-	Enduite en plâtre	0,02	1000	**20**
			G=675Kg/m²	

Tableau II.1 évaluation de charge permanente de plancher terrasse

b) surcharge d'exploitation :

Terrasse inaccessible

Q=100Kg/m²

1.2. Plancher étage courant:

a) Charges Permanentes :

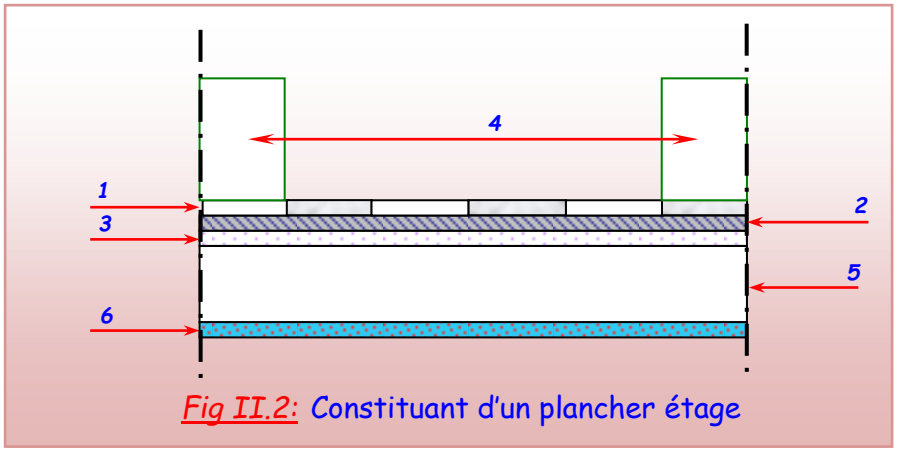


Figure II.2 constituants d'un plancher étage courant

Nombre	*Désignation*	*Ep (m)*	*M_V (Kg/m³)*	*Kg/m²)*
-1-	Carrelage	0,02	2200	**44**
-2-	Mortier de pose	0,02	2000	**40**
-3-	Lit de sable	0,02	1700	**34**
-4-	Cloisons	-------	-------	**100**
-5-	Plancher corps creux (16 + 4) cm	0,20	1375	**275**
-6-	Enduit en plâtre	0,02	1000	**20**
			G=553Kg/m²	

Tableau II.2 évaluation de charge permanente de plancher étage courant

b) Surcharge D'exploitation :

- Usage habitation **Q=150Kg/m².**
- Usage commerce **Q=250Kg/m².**

1.3. Balcon :

a) Charges Permanentes :

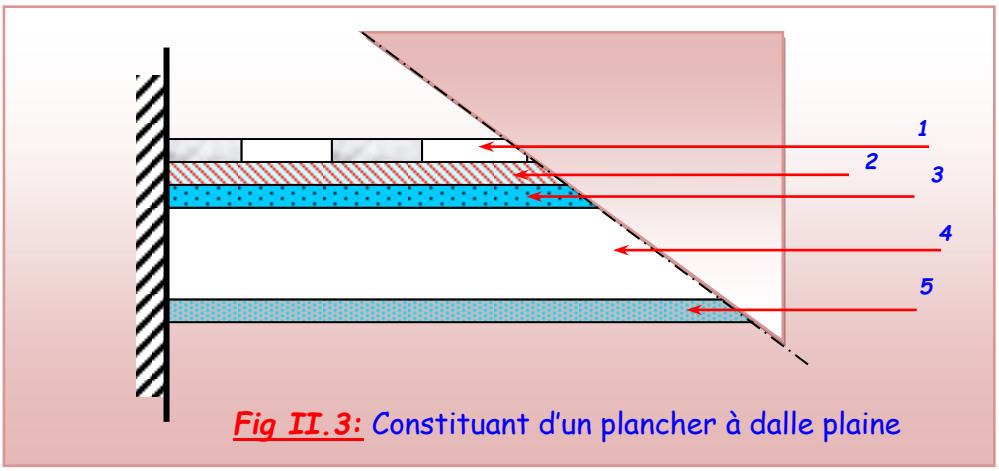


Figure II.3 constituants d'un plancher dalle pleine

Nombre	Désignation	Ep (m)	M_v (Kg/m^3)	P (Kg/m²)
-1-	Carrelage	0,02	2200	**44**
-2-	Mortier de pose	0,02	2000	**40**
-3-	Lit de sable	0,02	1700	**34**
-4-	Dalen en béton armé	0,15	2500	**375**
-5-	Enduit en ciment	0,02	2000	**40**
			G=533Kg/m²	

Tableau II.3 évaluation de charge permanente de balcon

b) Surcharge D'exploitation : **Q =350Kg/m²**

1.4. Acrotère :

a) Charges Permanentes :

- Poids propre 197,5 Kg/m²
- revêtements 42 Kg/m²

G=239.5Kg/m^2

b) Surcharge D'exploitation :

Due à la main courante **Q=100Kg/m²**

1.5. Escaliers :

a) Charges Permanentes :

- *Palier :*

Nombre	Désignation	Ep (m)	M_v (Kg/m^3)	P (Kg/m²)
-1-	Carrelage grés céramique	0,02	2200	**44**
-2-	Mortier de pose	0,02	2000	**40**
-3-	Lit de sable	0,02	1700	**36**
-4-	Dale en béton armé	0,10	2500	**250**
-5-	Enduit en ciment	0,02	2000	**40**
			G=408Kg/m²	

Tableau II.4évaluation de charge permanente de palier

- *Paillasse :*

Nombre	Désignation	Ep (m)	M_v (Kg/m^3)	P (Kg/m²)
-1-	Carrelage grés céramique	0,02	2200	**44**
-2-	Mortier de pose	0,02	2000	**40**
-3-	Marches	0,17/2	2200	**187**
-4-	Paillasse	0,15	2500	**316,2**
-5-	Enduit en ciment	0,02	2000	**40**
			G=627Kg/m²	

Tableau II.5 évaluation de charge permanente de paillasse

b) Surcharge D'exploitation :

- Usage d'habitation : **Q=250Kg/m²**

1.6. Murs extérieurs en maçonnerie:

a) Charges Permanentes :

La maçonnerie utilisée est en brique (double cloison) :

Nombre	Désignation	Ep (m)	M_v (Kg/m^3)	P (Kg/m²)
-1-	Enduit extérieur	0,02	2000	**40**
-2-	Briques creuses	0,20	1400	**280**
-3-	Enduit intérieur	0,015	x 1200	**18**
-4-	**En considérant les 30 % d'ouvertures**		**338×0,7=236.6 kg/m²**	

Tableau II.6 évaluation de charge permanente de double cloison

2. Introduction :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du CBA93 et RPA99 Version 2003. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul. Le pré dimensionnement des poteaux se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur. Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les

premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- les planchers.
- les poutres.
- les poteaux.
- les voiles.

2.1. Pré dimensionnement 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 utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

2.1.a. 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 à nus des appuis.
- Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4.60 m.
- $460/20 \geq ht \geq 460/25 \Rightarrow 23\ cm \geq ht \geq 18.40\ cm$.
- et $ht \geq 460/22.5 \Rightarrow ht \geq 20.44\ cm$.

On choisit : ht = 25 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (20+5)

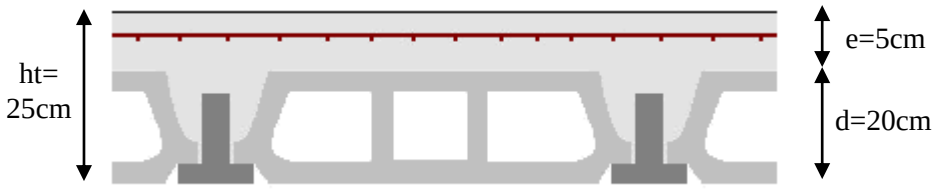


Figure II-4: pré dimensionnement de plancher corps creux

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

- ht ≥ 16 cm

D'où on a : 25 cm > 16 cm (condition vérifiée).

2.1.b. Les dalles pleines :

Ce type de plancher va être utilisé pour la terrasse incliné, l'épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels repose la dalle, dans notre cas les dalles reposent sur quatre appuis :

Critère de résistance :

- L/45 ≤ h ≤ L/40
  - L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.
  - Pour le cas de notre structure, on a : L = 4.60 m.
- 460/45 ≤ h ≤ 460/40 ⇒ 10.22 cm ≤ h ≤11.5 cm

Sécurité contre l'incendie :

- h = 7 cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
- h = 11 cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

On choisit : h = 15 cm

3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :

3.1. Maçonnerie :

3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

N	Composants	Épaisseur (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 II.7 évaluation de charge permanente de simple cloison

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

N	Composants	Épaisseur (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	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 II.8 évaluation de charge permanente de double cloison

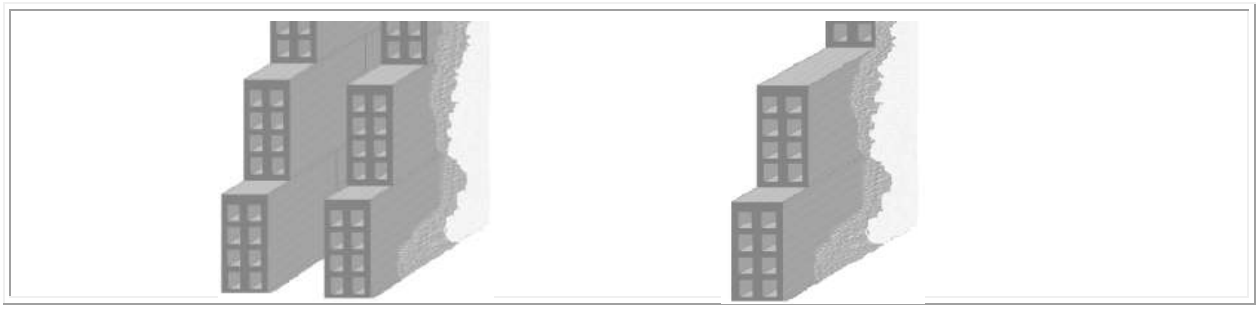


Figure -II.5 : mur double cloison (gauche), mur simple cloison (droite)

3.2. Plancher terrasse :

3.2.a. Charges permanentes :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	**0.72**
2	Étanchéité multicouche	0.02	**0.12**
3	Papier kraft	-	**0.05**
4	Forme de pente	0,14	**2.2**
5	Plaque de liège	0.03	**0**
6	Pare vapeur	0.01	**0.06**
7	Film polyane	-	**0.01**
8	Planche corps creux	0.20+0.05	**3.2**
9	Enduit de plâtre	0.02	**0.2**
		TOTAL	**6.59**

Tableau II.9: Charge permanente du plancher terrasse

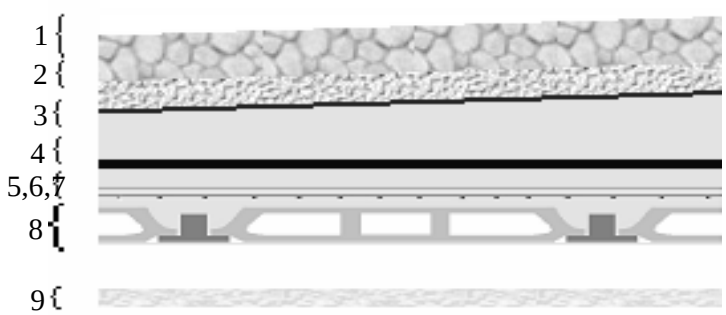


Figure II_-6: composants d'un plancher terrasse

3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible Q = 1 KN/m^2.

3.3. Plancher courant :

3.3.a. Charges permanentes :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	**0.44**
2	Lit de sable	0.03	**0.54**
3	Mortier de pose	0.02	**0.4**
4	Planche corps creux	0.20+0.05	**3.2**
5	Enduit de plâtre	0.02	**0.2**
6	mur simple cloison	0.1	**1.62**
		TOTAL	**6.40**

Tableau II -10 : Charge permanente du plancher courant

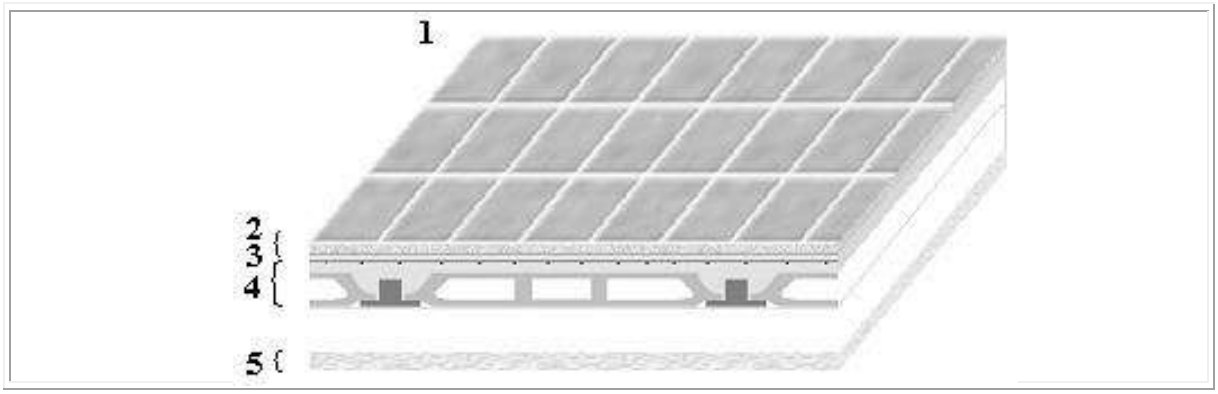


Figure II_-7: composants d'un plancher étage courant

3.3.b. charges d'exploitation :

	Terrasse inaccessible	Hall	Bureau	Salon d'honneur	Salle d'attente
Charges d'exploitation (kN/m²)	1.00	2.50	2.50	3.50	**2.50**
	sanitaires	archives	Salle de réunion	cafeteria	**Hall d'exposition**
Charges d'exploitation (kN/m²)	**2.50**	**4.00**	**2.50**	**2.50**	**4.00**

Tableau II -11 : surcharge d'exploitation du plancher courant

3.4. Dalle pleine :

3.4.a. Balcons de la terrasse :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0.05	**1.00**
2	Etanchéité multicouche	0.02	**0.12**
3	Papier Kraft	-	**0.05**
4	Forme de pente	0.15	**3.30**
5	Film polyane	-	**0.01**
6	Liège (isolant thermique)	0.04	**0.16**
7	Pare vapeur	0.01	**0.02**
8	Dalle pleine	0.10	**2.50**
9	Enduit de ciment	0.02	**0.36**
		TOTAL	**7.52**

Tableau II -12 : charge permanente due aux balcons de la terrasse

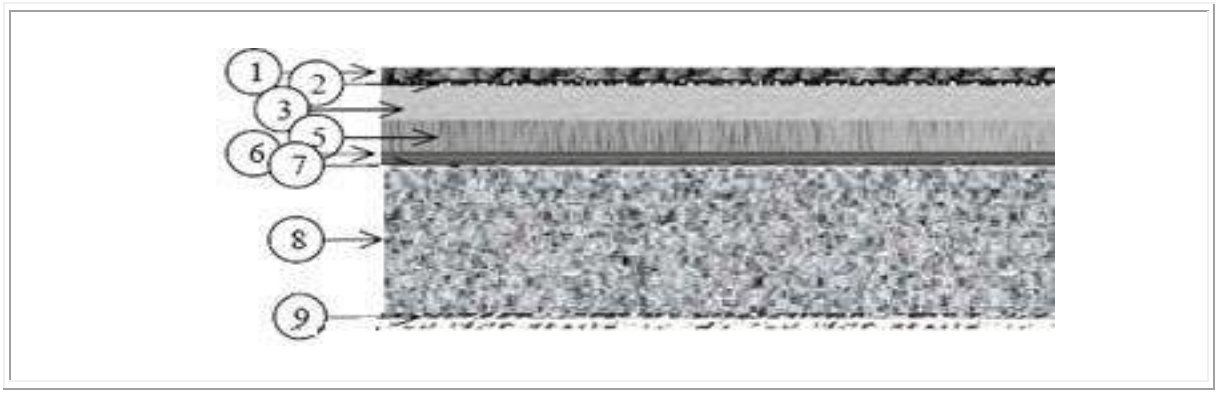


Figure II_-8: composants d'un balcon de la terrasse

3.4.b. Balcons de l'étage :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	**0.44**
2	Mortier de pose	0.04	**0.40**
3	Lit de sable	0.03	**0.54**
4	Etanchéité	0.02	**0.12**
5	Dalle pleine	0.10	**2.50**
6	Enduit de ciment	0.02	**0.36**
		TOTAL	**4.36**

Tableau II -13 : charge permanente due aux balcons d'étage

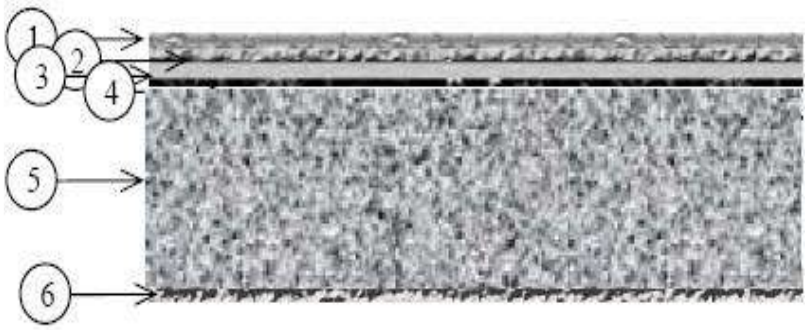


Figure II_-9: composants d'un balcon de l'étage

4. Pré dimensionnement des poutres:

Le Pré dimensionnement de la section transversale de la poutre est comme suit :

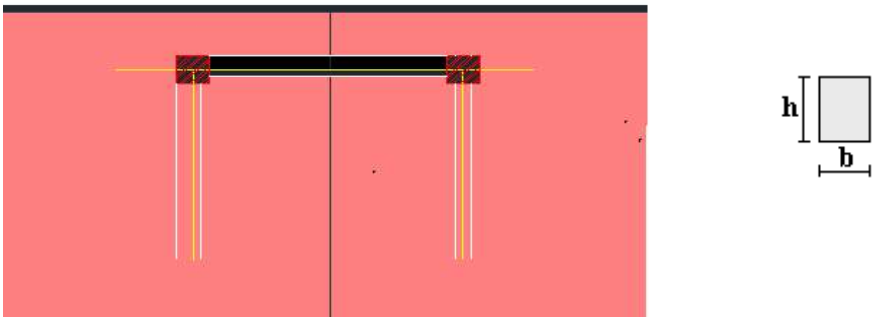


Figure II_-10 dimension de la poutre

b : largeur de la base de la poutre.

h : hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

(Lmax.)/15 ≤ h ≤ (Lmax)/10

0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone IIs sont:

h ≥ 30cm

b ≥ 20 cm

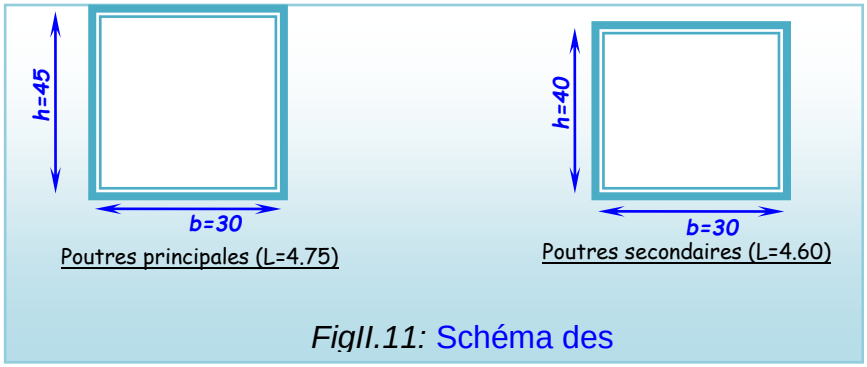
h/b ≤ 4

bmax ≤ 1.5h+b1

	Poutre principale	Poutre secondaire
Condition de résistance	Lmax=4.75m ⟹ 31.66cm≤h≤47.5cm On adopte h=45 cm 13.5cm≤b≤31.5cm On adopte b=30cm	Lmax=4.60m ⟹ 30.66cm≤h≤46cm On adopte h=40 cm 12cm≤b≤28cm On adopte h=30cm
Vérification selon RPA	h=45cm≥30cm ;b=30cm≥20cm $\frac{h}{b}$=1.5≤4	h=40cm≥30cm ;b=30cm≥20cm $\frac{h}{b}$=1.33≤4
Condition de rigidité (h/L ≥$\frac{1}{16}$)	h/L =0.0947≥$\frac{1}{16}$=0.0625 (Condition vérifie)	h/L =0.0869≥$\frac{1}{16}$≥0.0625 (Condition vérifie)
conclusion	h=45cm ;b=30cm	h=40cm ;b=30cm

Tableau II -14 : pré dimensionnements des poutres

Conclusion :.



FigII.11: Schéma des

Vérification de la flèche « BAEL 91 modifié 99 » [1] :

On doit vérifier que : $f_{max} \leq f$ avec : $\begin{cases} f = 0.5 + \frac{L(cm)}{1000} & si\ L > 5cm \\ \frac{L(cm)}{500} & si\ L \leq 5cm \end{cases}$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée $f\,\text{max} = \frac{5}{384}\frac{qL^4}{EvjIb}$ par :

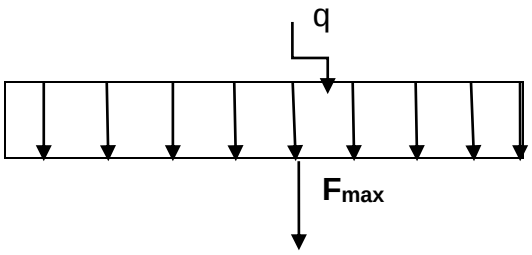


Figure II_-12**:** flèche maximale

L : La portée de la poutre.

h: La hauteur de la section de la poutre.

fmax: La flèche maximale de la poutre.

q: Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S (q=G+Q).

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

Ib : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion avec : $Ib = \left[\frac{bh^3}{12}\right]$

Evj : Module d'élasticité différé du béton armé (Evj=10721,40MPa)

$Evj = \frac{11000}{3}\sqrt[3]{fc28}$

Sens porteurs (L=4.75m) :

f = L/500 =0.95cm ; Evj=10721.40MPa ; Ib=160000cm^2

- ***Plancher terrasse :***

Poids propre de la poutre :

Gp = 0.30 x 0.45 x 25 = 3.37*KN/ml*.

Poids propre du plancher :

G plancher = 6.75 x (2.22 + 2.22) = 30.03 *KN/ml*.

Q plancher = 1 x (2.22+ 2.22) = 4.45*KN/ml*.

Poids total :

q = Gp + G plancher + Q plancher = 36.85*KN/ml*

- ***Plancher courant :***

Poids propre de la poutre :

Gp = 0.30 x 0.40 x 25 = 3.37 *KN/ml*.

Poids propre du plancher :

G plancher = 5.53 x (2.22 + 2.22) = 24.55 *KN/ml*.

Q plancher = 1.5 x (2.22+2.22) = 6.66*KN/ml*.

Poids total :

q = Gp + G plancher + Q plancher = 34.58 *KN/ml*.

f_{max} =0.90 cm < 0.95 cm …….. *vérifiée*

5. Pré dimensionnement 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).

5.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est (c-7).

5.2. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

- MIN (a, b) ≥ 30cm

Niveau d'étage		**RDC**	**1**	**2**	**3**	**4**
Dimension du poteau	a (cm)	50	45	45	45	**40**
	b (cm)	50	45	45	45	**40**
Niveau d'étage		5	6	7	8	**9**
Dimension du poteau	a (cm)	40	40	35	35	**35**
	b (cm)	**40**	**40**	**35**	**35**	**35**

Tableau II -15: pré dimensionnements des poteaux

5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- 0.7*L_0 : si le Poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que
  - lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

- L_0 : dans les autres cas.
- L0 =3.06 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, Cas des étages courants.
- L0 =4,08 m : est comptée entre face supérieure de plancher étage avec la fondation, Cas de RDC

- Pour les étages courants et le RDC on a : Lf =0.7 L0

5.4. Calcul de l'effort Nu :(a partir de CBA)

L'effort normal admissible est :

- $\bar{N}_u = \frac{\alpha}{\beta}\left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma b} + As\frac{fe}{\gamma s}\right]$

Avec :

- $\bar{N}_u$: Effort normal admissible à l'ELU.
- β=1.1 : plus de la moitie des charges est appliquée avant 90 jour.
- B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur
- sur toute sa périphérie.
- γ_b= 1,50 & γ_s = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
- f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

- $\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2}$ Pour λ ≤ 50 et $\alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2$ Pour 50 ≤ λ ≤ 70

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

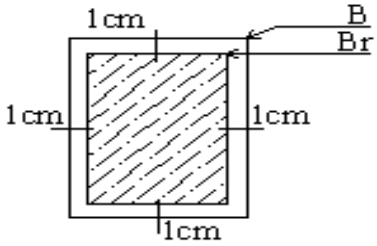


Figure II_-12**:** Section réduite du poteau

	dimention	h_e(m)	B_r(mm^2)	λ	α	A_s(mm^2)	N_u (KN)
9étage	35*35	3.24	108900	18.50	0.805	122.5	3691.30
8étage	35*35	3.24	108900	18.50	0.805	122.5	3691.30
7étage	35*35	3.24	108900	18.50	0.805	122.5	3691.30
6étage	40*40	3.24	144400	16.19	0.815	160	49518.98
5étage	40*40	3.24	144400	16.19	0.815	160	49518.98
4étage	40*40	3.24	144400	16.19	0.815	160	49518.98
3étage	45*45	3.24	184900	14.39	0.822	202.5	71011.99
2étage	45*45	3.24	184900	14.39	0.822	202.5	71011.99
1 étage	45*45	3.24	184900	14.39	0.822	202.5	71011.99
R.D.C	50*50	3.24	230400	12.95	0.827	250	71011.99

Tableau II -16: calcule de N u

5.5. la surface reprise par le poteau :

- Tous les étages:

S_t =(2.30+1.50)(2.375+2.375)=18.05m^2

S_p=(2.15+1.35)*(2.22+2.22)=15.57 m^2

- *Poteau central :*

Le poteau le plus sollicite est (C-7)

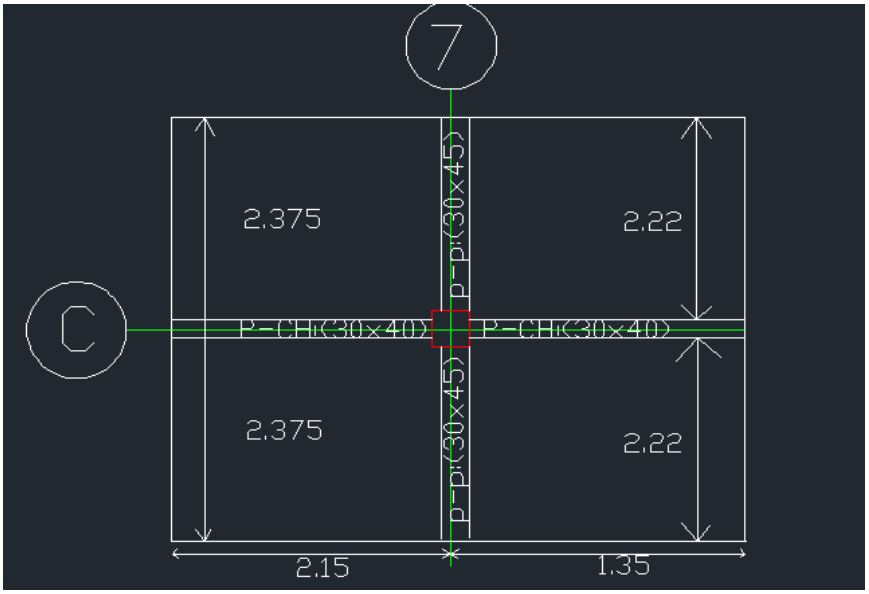


Figure II_-13**:** section réduite du poteau plus sollicité

5.6. Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

A- Charge permanente du plancher terrasse (niveau 9)

G =G$_{terrasse}$ * S$_p$

Avec G$_{terrasse}$ =4.64 KN

Terrasse inaccessible Q = 1KN

Donc :

étages	$G_{tot}(KN.m^2)$
étage9	106.395
étage 8	230.308
étage7	364.145
étage6	520.055
étage5	688.925
étage4	870.755
étage3	1089.64
étage2	1324.93
étage1	1472.552
R.D.C	1779.122

***Tableau qui résume la descende de la charge permanente dans les étages**

B- Charges d'exploitation :

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.

Sous toit ou terrasse …….Q_0

Sous dernier étage (étage1)…….. $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur

(étage2) …. $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

(étage3)…… $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(étage4)…… $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(étage n) *:*

$$\Longrightarrow \frac{3+n}{2n} \quad Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots + Q_n)$$

Avec :

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

⇨ Q_0 : 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.

étages	G	Q	Nu=1.35G+1.5Q	Nu=Nu+0.1Nu
9	106.395	45.12	211.313	232.444
8	230.308	91.15	447.640	492.404
7	364.145	110.10	656.745	722.419
6	520.055	126.35	891.599	980.758
5	688.925	139.88	1139.868	1253.854
4	870.775	153.20	1405.346	1545.880
3	1089.64	166.96	1717.404	1889.144
2	1324.93	180.50	2059.405	2265.345
1	1472.552	194.03	2278.990	2506.889
R.D.C	1662.20	207.57	2555.325	2810.857

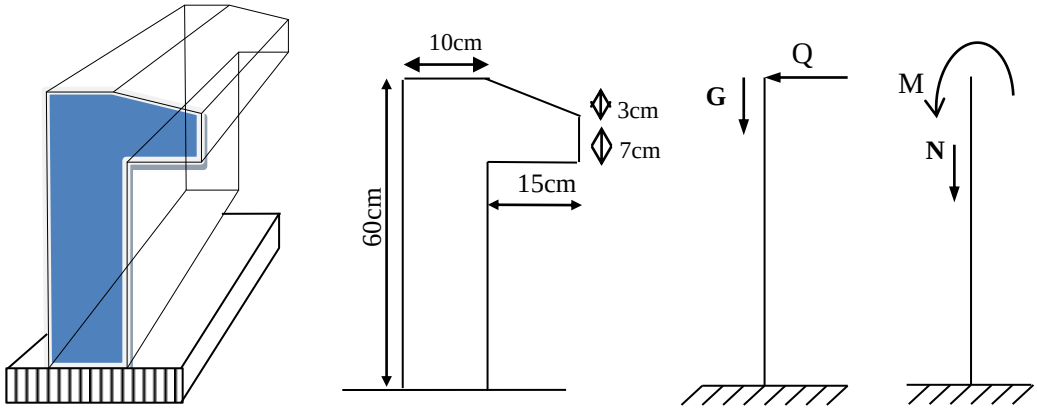
Tableau II -17: vérifications du (1.1Nu ≤ Nu)[(a partir de CBA93)]

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

1. Acrotère :

Définition :

L'acrotère est considéré comme un élément décoratif coulé sur place assurant la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de forme en pente.



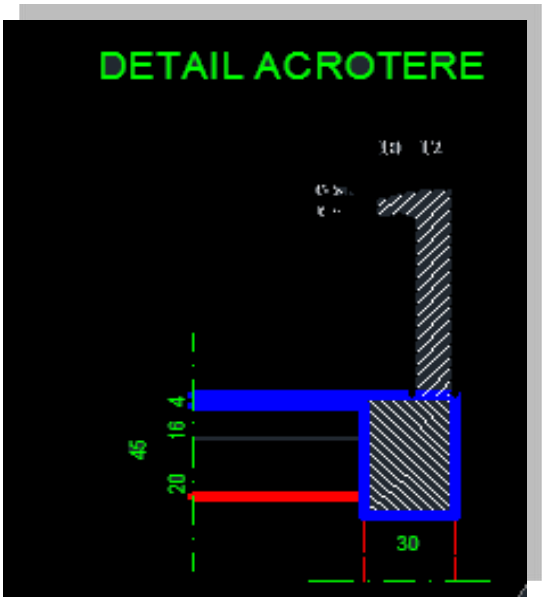


Fig III -1 : Les dimensions de l'acrotère.

1.1. Evaluation des charges et surcharges :

- **Surface :**

$$S = (0{,}6 \times 0{,}1) + (0{,}15 \times 0{,}03).\frac{1}{2} + (0{,}15 \times 0{,}07) = 0{,}07275 m^2$$

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$g_0 = S \times \rho = 0{,}07275 \times 25 = 1{,}8187 KN/ml$$

➢ Q : effort de la main courante. D'où Q= 1KN/ml

1.2. Les sollicitations :

A- à l'état limite de résistance (ELUR) :

- Effort normal de compression N_u =1,35.G = 2,4552KN
- Moment fléchissant M_u = 1,5.Q.h = 0,9KN.m
- Effort tranchant V_u = 1,5.Q = 1,5KN

} Pour une bande de m

B- à l'état limite de service (ELS) :

- Effort normal de compression N_s = G = 1,8187KN
- Moment fléchissant M_s = Q.h = 0,6KN.m
- Effort tranchant V_s = Q = 1KN

} Pour une bande de 1 m

1.3. Calcul de la section d'armatures :

A-à ELUR :

b=100cm h=10cm d=7cm c =3cm

Acier FeE400_fissuration préjudiciable

Calcul de l'excentricité : $e = e_1 + e_2 + e_a$

e_1 : excentricité du 1ere ordre.

e_2 : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

e_a : excentricité additionnelle.

Avec : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{2,4552} = 36,65cm$

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{60}{250} = 0,24cm\right) = 2cm$$

e_2 : prend en compte si :

$$\frac{l_f}{h} \le \max\left(15; \frac{20 \times e_1}{h}\right) = \max\left(15; \frac{20 \times 36,65}{60} = 12,21\right) = 15$$

$$l_f = 2 \times h = 120cm$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{120}{10} = 12 \le 15 \text{ .....condition vérifier.}$$

Donc : $e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h}(2 + \alpha.\Phi)$

Avec : $\alpha = \frac{1}{2}$ $\Phi = 2$

$$e_2 = \frac{3\times 120^2}{10^4 \times 60}\left(2+\frac{1}{2}\times 2\right) = 0{,}216cm$$

$$e = 36{,}65 + 2 + 0{,}216 = 38{,}866cm$$

$$e = 38{,}866cm > \frac{h}{2} - c = 2cm$$

Donc la section est partiellement comprimée, on calcul la section d'armature réelle en flexion composée : $M_1 = N_u \times e_{totale}$

Avec : $e_T = e + \frac{h}{2} - c = 38{,}866 + \frac{10}{2} - 3 = 40{,}866cm$

$$M_1 = N_u \times e_T = 2{,}4552 \times 40{,}866 \times 10^{-2} = 1{,}003KN.m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1{,}003\times 10^3}{11{,}33\times 100\times 7^2} = 0{,}018$$

$\mu = 0{,}018 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0$ …… (Armature comprimée non nécessaires)

$$\beta = 0{,}5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0{,}991 \qquad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} 348Mpa$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1{,}003\times 10^3}{348\times 0{,}991\times 7} = 0{,}415cm^2$$

- **La section réelle d'acier en flexion composée :**

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100\times \sigma_s} = 0{,}415 - \frac{2{,}4552\times 10^3}{100\times 348} = 0{,}344cm^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0{,}23\times b\times d\times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}724cm^2$$

$A = \max(A_{\min}; A_1) = A_{\min} = 0{,}724cm^2$

Soit : $A = 4\Phi 6/ml = 1{,}13cm^2$

- **L'espacement :**

$S_t \le \min(3h; 33) = 33cm$ ⟶ St = 25cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1{,}13}{4} = 0{,}282cm^2$$

Soit : $A_r = 4\Phi 6 = 1{,}13cm^2$

- **L'espacement :**

$S_t \leq \min(4h;45) = 40cm$

On prend : $S_t = 30cm$

1.4. Calcul Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1{,}5 \times 10}{100 \times 7} 0{,}021KN$$

L'acrotère est considérée comme un élément préjudiciable parce qu'elle est exposée aux intempéries.

Fissuration préjudiciable ⟶ d'après BAEL 99 on a :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2Mpa; 4Mpa\right) = 2Mpa$$

$\tau_u = 0{,}021Mpa < \overline{\tau_u} = 2Mpa$ .....condition vérifier.

- Armature transversales :

Dans le cas des éléments minces, on ne dispose pas d'armature transversale si la condition suivante est vérifiée.

$\tau_u = 0{,}021Mpa < 0{,}05 \times f_{c28} = 1Mpa$ .....condition vérifier.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

B- ELS :

***Position de l'axe neutre :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0{,}6 \times 10^2}{1{,}8187} = 32{,}99cm$$

$e_0 = 32{,}99cm > \frac{h}{2} - c = 2cm$ ⟶ Donc la section est partiellement comprimée.

$$Y_{ser} = Y_c + C$$

Avec : Y_c : distance de l'axe neutre ou centre de pression.

C : distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée.

$$Y_c^3 + pY_c + q = 0$$

$$C = \frac{h}{2} - e_0 = \frac{10}{2} - 32{,}99 = -27{,}99cm$$

Avec : $p = -3C^2 + 90A_s\left(\frac{d-C}{b}\right) = -3.(-27{,}99)^2 + 90 \times 1{,}13\left(\frac{7+27{,}99}{100}\right)$

p = -2314,735

$$q = -2C^3 - 90A_s\frac{(d-C)^2}{b} = -2.(-27{,}99)^3 - 90 \times 1{,}13.\frac{(7+27{,}99)^2}{100}$$

q = 42611,86

On résout l'équation du troisième degré :

$$Y_c^3 - 2314,735Y_c + 42611,86 = 0$$

On calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 42611,86^2 + \frac{4.(-2314,735)^3}{27}$$

$$\Delta = -2,16 \times 10^7 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \varphi = Arc\cos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) = Arc\cos\left(\frac{3 \times 42611,86}{2 \times (-2314,735)} \times \sqrt{\frac{-3}{-2314,735}}\right)$$

$$\Rightarrow \varphi = 173,77°$$

$$a = 2.\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2.\sqrt{\frac{2314,735}{3}} = 55,554$$

1.5. Calcul des contraintes :

➢ **Moment d'inertie :**

On calcul le moment d'inertie de la section homogène réduite :

D'après BAEL 99 page 178 on a :

$$I = \frac{b.Y_{ser}^3}{3} + 15.A_s(d - Y_{ser})^2 = \frac{100 \times 1,51^3}{3} + 15 \times 1,13(7 - 1,51)^2$$

I = 625,64cm^4

1.6. Vérification au séisme :

Selon RPA 99(Art 6-2-3 page 45) les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure, sujets à des forces horizontales donnée par la formule suivant :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone obtenue dans le tableau de page 13 RPA 2003.

Groupe 2

Zone IIa

$$\begin{cases} A = \\ 0,15 \end{cases}$$

C_p : Facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu par RPA 99 (page 45 tableau 6-1) $C_p = 0,8$

W_p : poids de l'élément pour une bande de 1m

W_p =1,8187KN/ml.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,8187 = 1,455KN/m$$

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est :

F_p=1,455KN/ml≤1,5.Q=1,5KN/ml……CV

Donc l'acrotère peut résister à la force sismique F_p.

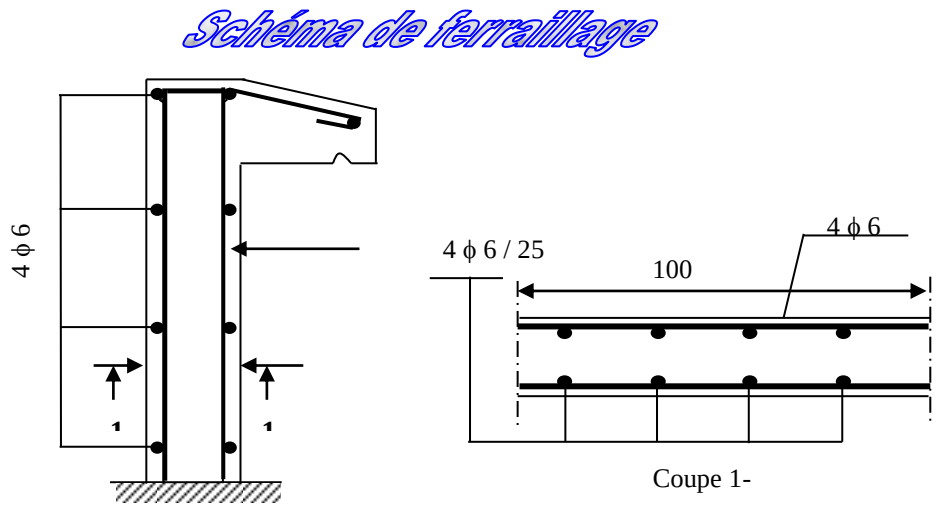


Fig III -2 : schéma de ferraillage de l'acrotère.

N.B : Puisque la force F_P peut changer leur sens, donc l'acrotère sera ferraillé symétriquement.

2. Plancher 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 5 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.

2.1. 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 appliquées sur la Dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage. La Table de compression a Une épaisseur de 5 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 :

  $A_t \leq 0.02xLx200/f_e=4L/f_e$

  Avec :

  - L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
  - f_e : 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 ≤ (L=65cm) ≤ 65cm ⇒ At ≥ 0.5 cm² /m.l
  - La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :$Al \geq At/2=0.25cm^2/ml$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On Choisit un treillis soudé :On choisira:

$Al=5Ø5=0.98cm^2$;ep=20cm

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cm x 20 cm.

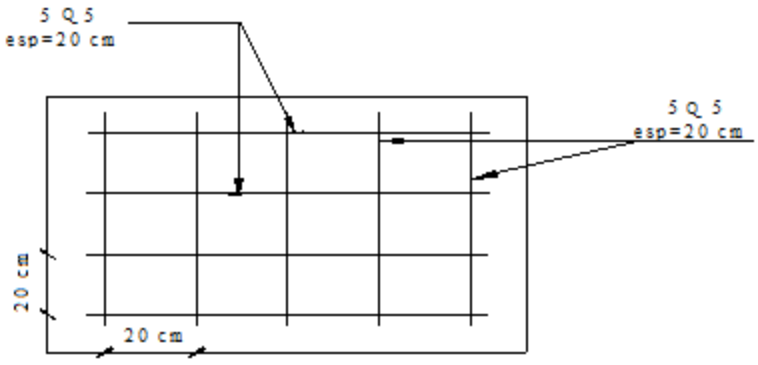


Fig. III -3 : disposition constructive des armatures de la table de compression

2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles 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.

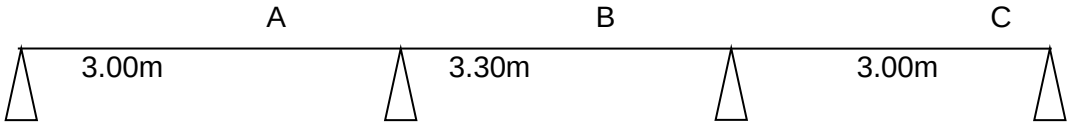
- Après coulage.
- La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les Charges suivantes:
  - son poids propre.
  - le poids de corps creux (entrevous) et la couche de béton.
  - une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus Grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

$B_0 = b_0 = L_0 - B = 65-53=12cm$

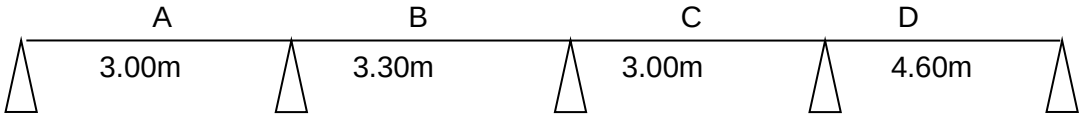
On a 3 types de poutrelles étudié :

Poutrelles à 3 travées :

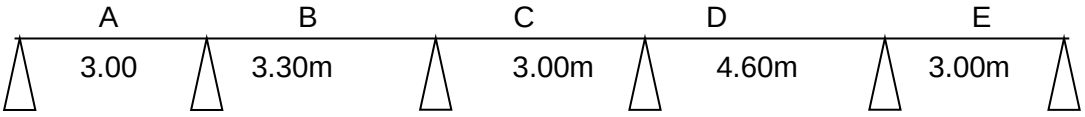
Poutrelles à 3 travées :



Poutrelles à 4 travées :

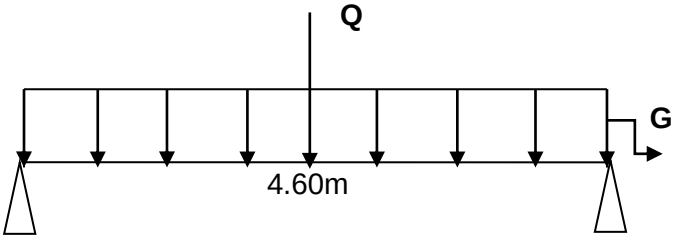


Poutrelles à 5 travées :



A-avant coulage de la dalle de compression :

Q=Max { 1K ; 500N/m }



*charges et surcharges :

Poids propre de la poutrelle : 0.04*0.12*25=0.12KNmL

Poids propre du corps creux : 0.65*1=0.65KN/Ml

G=0.77KN/Ml

Surcharge d'exploitation : Q=Max { 1KN/Ml ; 500*4.60=2.30KN/ml }

Q =2.30 KN/mL

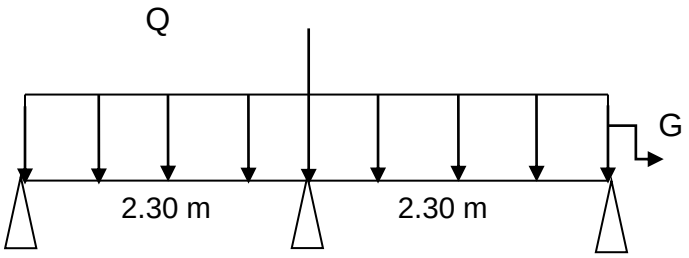
P_U =1.35G+1.5Q=1.35 (0.77) +1.5 (2.30)=4.489KN

$\overline{f}$ =$\frac{5*4.49*1000(4600)^4}{384*2.1*10^8\ 640000}$= 194.76 mm

f= $\frac{4600}{500}$ = 9.20 mm $\Longrightarrow$ $\overline{f}$ ≤ f C.N.V

*pour un étai :

Q Max { 1KN ; 1.28KN }



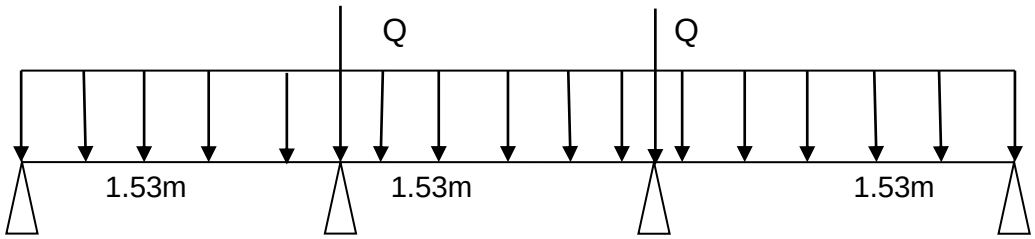
P_u =1.35 *0.77+1.5*1.28 =2.96 KN /mL

$\overline{f}$ = $\frac{5*2.96*10^3*(2300)^4}{384*2.1*10^8\ 640000}$ =8.02 mm

f =$\frac{2300}{500}$ = 4.60 mm $\Longrightarrow$ $\overline{f}$ ≤ f conditions non vérifiée

b-après le coulage de table de compression :

*calcul de sollicitation :



*pour deux étais :

Q = Max { 1KN ; 0.85 KN }

Q = 1KN

P_u =1.35(0.77)+1.5(1.00) =2.54KN/mL

$\overline{f} = \frac{5*2.54*10^3*(1530)^4}{384*2.1*10^8*640000}$ =1.35mm

$f = \frac{1530}{500}$ = 3.06 mm $\Longrightarrow$ $\overline{f} \geq f$ conditions vérifiée

A-après le coulage de table de compression :

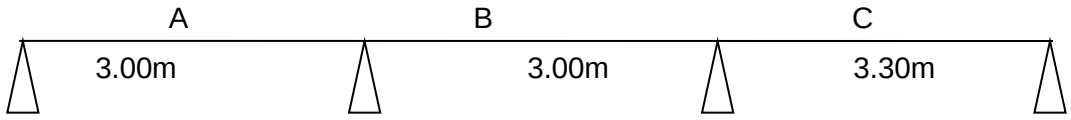
*calcul de sollicitation :

2.3. Evaluation des charges et surcharges :

Niveau	G (kN/mL)	Q (kN/mL)	p_u (kN/mL)	p_{ser} (kN/mL)
Terrasse	6.75*0.65=4.38	1*0.65=0.65	6.89	5.03
Plancher courant (usage d'habitation)	5.53*0,65 = 3.59	1.5*0,65=0.97	6.31	4.56
RDC (usage commerce)	5.53*0,65 = 3.56	4*0,65=2.60	8.74	6.19

Tableau III.1: Actions de calcul des poutrelles après coulage

Pour une poutrelle a 3 travées :



a.1. conditions d'application :

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- **Conditions concernant la charge d'exploitation :**

*Charges uniformément réparties :

Q ≤ Min (2.G et 5 kN/m^2) cv

*Charges concentrées :

P ≤ Min (Q/4 et 2 kN) cv

P : charge permanente concentrée (en kN).

Q : charge d'exploitation concentrée (en kN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

- **Conditions concernant les caractéristiques géométriques :**

-le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.

-le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25 :

$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$

- **Condition concernant le type de fissuration :**

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

a. 2. Exposé de la méthode :

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

Mt : moment en travée.

Mw : moment à l'appui de gauche.

Me : moment à l'appui de droite.

On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

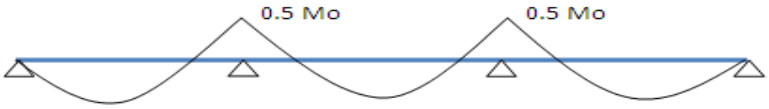
Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

Mt + ((Mw+Me)/2) ≥ Max (1.05Mo et (1+0.3 α) Mo ⟶ pour les travées de rive.

Mt ≥ Max [((1.2+0.3 α)/2).Mo; ((1+0.3 α)/2).Mo] ⟶ pour les travées intermédiaire.

Les moments d'encastrements des appuis :

Ma ≥ 0.5 Mo pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2



Ma ≥ 0.4 Mo pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de 3 travées.

Donc : on applique la méthode forfaitaire :

$0.8 \leq \frac{3.00}{3.30} \leq 1.25$

0.8≤0.91≤1.25……..**condition vérifiée.**

donc on peut utiliser la méthode forfaitaire :

à ELU :

(Usage habitation) :

✓ **poutrelles à trois travées inclinées :**

a) Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Travées	α	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	0.21	7.10	5.60	1.42	5.00	-11.13	7.79
B – C	0.21	8.59	4.00	6.00	6.00	-10.41	10.41
C – D	0.21	7.10	5.60	5.00	1.42	-7.79	11.13

Tableau III.2: Moments en appuis et en travées des poutrelles

(Usage d'habitation) .

b) Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Travée	α	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_W (kN.m)	M_e(kN.m)	T_W(kN)	T_e (kN)
A-B	0.21	5.13	3.20	1.03	5.00	5.17	-8.51
B-C	0.21	6.21	3.20	4.50	4.50	7.52	-7.52
C-D	0.21	5.13	3.20	3.50	1.03	8.01	-5.67

Tableau III.3**:** Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

***A ELU :**

(Usage commerce) :

Travées	α	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	0.42	9.83	7.20	1.97	5.00	-14.77	11.44
B – C	0.42	11.89	6.40	7.00	7.00	-14.42	14.42
C – D	0.42	9.83	7.20	5.00	1.97	-11.44	14.77

Tableau III.4 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travée	α	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	0.42	6.96	4.80	1.39	4.00	7.95	-10.61
B-C	0.42	8.43	4.80	5.20	5.20	10.21	-10.21
C-D	0.42	6.96	4.80	4.00	1.39	10.61	-7.95

Tableau III.5 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT.

Moment isostatique Mo	$\mathbf{ql^2/8}$	
Moment en travée Mt	$\mathbf{M_0 - \left(\frac{M_e + M_w}{2}\right)}$	
Moment à l'appui Ma	**Appuis de rives**	$0.2\mathbf{M_0}$
	Appuis intermédiaires	$(\mathbf{q_w l'^3_w + q_e l'^3_e})/(\mathbf{8.5(l'_w + l'_e)})$
longueurs fictives l'	**Travée de rive**	$\mathbf{l}$
	Travée intermédiaire	$0.8\,\mathbf{l}$
Effort tranchant T	Tw	$(\mathbf{ql/2}) + ((\mathbf{M_w - M_e})/\mathbf{l})$
	Te	$-\left(\frac{\mathbf{ql}}{\mathbf{2}}\right) + ((\mathbf{M_w - M_e})/\mathbf{l})$

Tableau III.6 : méthode CAQUOT

Avec :

- M_o : moment isostatique.
- M_w ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'_e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

2.4. Sollicitations de calcul :

1ier type :

✓ **poutrelles à deux travées :**

***Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:**

A l'usage d'habitation:

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	7.09	5 .68	1.42	5.97	-11.45	7.47
B – C	8.59	2.58	5.97	4.74	-10.04	10.78
C – D	7.09	0.66	4.74	7.77	-10.47	8.45
D– E	16.69	6.68	7.77	8.91	-14.75	14.26
E - F	8.07	2.88	8.91	1.61	-7.3	12.87

Tableau.III.7.Moments en appuis et en travées des poutrelles

*** Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:**

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m))	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	5.13	2.38	1.03	4.32	-8.28	5.40
B – C	6.21	1.86	4.32	3.43	-7.96	7.25
C – D	5.13	0.48	3.43	5.62	-7.57	6.11
D– E	12.06	2.25	5.62	6.44	-9.27	11.71
E-F	5.83	2.09	6.44	1.17	-5.28	9.30

Tableau.III.8.Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

A l'usage commerce :

***Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:**

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	9.83	4.55	1.97	8.27	-15.87	10.35
B – C	11.89	3.58	8.27	6.57	-13.90	14.93
C – D	9.83	0.93	6.57	10.76	-14.51	11.71
D– E	23.12	9.26	10.76	12.34	-20.89	19.31
E-F	11.19	4.02	12.34	2.24	-10.12	17.83

Tableau.III.9.Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

	E.L.U			E.L.S	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	8.91	6.68	14.75	6.44	2.38

Recapulation

2.5. Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**
- **A usage d'habitation**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

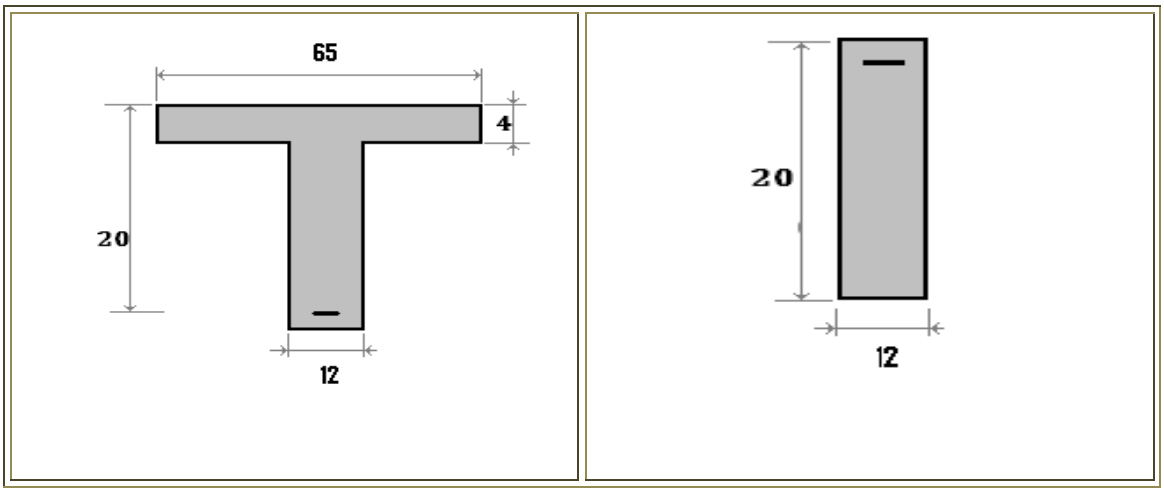


Figure III.5 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages

En travée (à gauche); En appui (à droite).

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable

		En travée	**Aux appuis**
ELU	M_u (kN.m)	6.68	**8.91**
	M_0 (kN.m)	**Mo=b.ho.σb $_{adm}$.(d-ho/2)=0.65*0.04*14.2*10^6*(0.18-$\frac{0.04}{2}$) 59.072= (kN.m)**	
		$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (65*20) ⇒calcul en flexion simple	**$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (12*20) ⇒calcul en flexion simple**
	μ	0.022	**0.161**
	μ_l	**0.392**	

μ< μl	Oui	Oui
B	0.989	0.966
A' (cm²)	0	0
A (cm²)	1.08	1.56
Amin (cm²)	1.30	1.30
Le choix	2HA10=1.57	2HA12 =2.26

Tableau III -10: ferraillages longitudinaux des poutrelles

- **Armature transversales :**

Vérification du contrainte du ciseillement :

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$\tau u = \frac{T}{b0*d} = \frac{14.75*10^3}{0.12*0.18} = 0.68\ MPa \leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33$ Mpa

Donc : $\tau u < \overline{\tau_u}$

- **Espacement:**

$S_t \leq min[0.9\,d, 40\,cm] = 15cm$

Diamètre des armatures transversales :

On a: $\phi \leq$ Min $\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right] \rightarrow \phi \leq$ [5.71mm; 16mm; 12mm]

Donc :

$\phi < 5.71$ on prend ϕ =6 mm $\Longrightarrow$ $a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4}$ = 28.26mm²

a_t : section d'une barre.

n_t: nombre des barres.

a_t =0.28cm² ; n_t=2 ; $\Longrightarrow$ A_t=0.56

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4$MPa. $\Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24$ MPa≥0.4 MPa **(C.V)**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.0031 > 0.00016$$ **(C.V)**

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

- **Au voisinage de l'appui :**

$$\sigma_b = \frac{2*Vu}{b0*a} \leq \overline{\sigma_b} = 15$$

$$V_U = \frac{b0*a*0.4*fc28}{\gamma b} = 129.6kN$$

a =min[0.9d ;(c-e-2)]

a=min[16.2 ;25.5cm]

donc 14.75KN<129.6 KN **condition vérifiée**

donc la contrainte est vérifiée

- **appui intermédiaire :**

$V_U + \frac{Mu}{0.9d}$ =14.75*10^3 - $\frac{8.91*10^3}{0.9*0.18}$ =-40.25KN <0

Donc : pas vérification à faire la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant

$\sigma_{bmoy} = \frac{2*Vu}{b0*a} < 1.3\frac{fc28}{\gamma b}$

1.517MPa <21.66MPa **condition vérifiée**

Donc la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui est vérifiée

❖ **Vérification à ELS :**

En travée :

$M_{ser=}$ 2.38KN.m

Position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0); A' = 0$$

On a: b=65 cm; b_0 =12 cm; d=18 cm; h_0=4 cm; A=1.57cm². A'=0

$$S_{xx'} = 190.30cm$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et leur dimension déterminée

Par l'équation :

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

$\frac{by^2}{2}$ -15A d +15A y =0

Y=3.27cm

$$I = \frac{1}{3}\left(by_1^3 - (b-b_0)(y_1-h_0)^3\right) + 15A(d-y_1)^2$$

I=5867.30cm⁴

K=$\frac{Mser}{Ixx}$=4.056*10⁷ N/m³

σb=K*Y

σb=1.33MPa

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\,\text{MPa} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$ **(C.V)**

Aux appuis :

M_{ser}=6.44 KN*m

$S_{xx'} = 190.30 \succ 0; y = 3.27m$

I=5867.30cm⁴

K=$\frac{Mser}{Ixx}$=1.097*10⁸N/m³

σb=3.58MPa ; $\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\,\text{MPa} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$ **(C.V)**

Donc on adopte les sections calculée àELU

*etat limite de deformation :

$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{15*M0} \leftrightarrow \frac{0.20}{4.60}$=0.043≥$\frac{2.97}{15*12.06} = 0.0164 \ldots\ldots (1)$ **cv**

$\frac{A}{d*b} \leq \frac{3.60}{fe} \leftrightarrow \frac{1.57}{65*18} = 0.00134 \leq 0.009 \ldots\ldots\ldots (2)$ **cv**

*Puisque les deux conditions vérifiées alors il n'est pas necessaire de calculer la fleche

A usage commerce:

À etat limite ultime:

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	9.83	4.55	1.97	8.27	-15.87	10.35
B – C	11.89	3.58	8.27	6.57	-13.90	14.93
C – D	9.83	0.93	6.57	10.76	-14.51	11.71
D– E	23..12	9.26	10.76	12.34	-20.89	19.31
E - F	11.19	4.02	12.34	2.24	-10.12	17.83

Tableau III .11Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m))	T_e(KN)	T_w (KN)
A – B	6.96	3.22	1.39	5.86	-11.23	7.33
B – C	8.42	2.53	5.86	4.65	-10.81	9.60
C – D	6.96	0.66	4.65	7.62	-12.25	8.29
D– E	16.37	9.04	7.62	2.52	-13.12	15.34
E-F	7.92	5.33	2.52	1.58	-9.11	10.68

Tableau. III**.12 :.**Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

2.6. Calcul du ferraillage

***Armatures longitudinales :**

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (kN.m)	9.26	**12.34**
	M_0 (kN.m)	**Mo=b.ho.σb adm.(d-ho/2)=0.65*0.04*14.2*10⁶*(0.18-$\frac{0.04}{2}$)** **59.072= (kN.m)**	
		$M_u < M_0$⇒ l'axe neutre appartient à la table⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (65*20) ⇒calcul en flexion simple	**$M_u < M_0$⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (12*20)** **⇒calcul en flexion simple**
	μ	0.168	**0.223**
	μ_l	**0.392**	

Tableau III -13: ferraillages longitudinaux des poutrelles

***Armature transversales :**

Vérification du contrainte du ciseillement :

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau u = \frac{T}{b0*d} = \frac{20.89*10^3}{0.12*0.18} = 0.96\ MPa \leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33\ \text{Mpa}$$

Donc : $\tau u < \overline{\tau_u}$

- **Espacement:**

$$S_t \leq \min[0.9\,d, 40\,cm] = 15cm$$

Diamètre des armatures transversales :

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right] \rightarrow \phi \leq$ [5.71mm; 16mm; 12mm]

Donc :

ϕ < 5.71 on prend ϕ =6 mm $\Longrightarrow$ $a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ = 28.26mm²

a_t : section d'une barre.

n_t: nombre des barres.

a_t =0.28cm² ; n_t=2 ; $\Longrightarrow$ A_t=0.56

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.0031 > 0.00105 \textbf{ (C.V)}$$

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

Au voisinage de l'appui:

$$\sigma_b = \frac{2 * Vu}{b0 * a} \leq \overline{\sigma_b} = 15$$

$V_U = \frac{b0 * a * 0.4 * fc28}{\gamma b} = 129.6kN$

a =min[0.9d ;(c-e-2)]

a=min[16.2 ;25.5cm]

donc 20.89KN<129.6 KN **condition vérifiée**

donc la contrainte est vérifiée

Appui intermédiaire :

$V_U + \frac{Mu}{0.9d}$ =20.89*10³ – $\frac{12.34 * 10^3}{0.9 * 0.18}$ =-55.28KN <0

Donc : pas vérification à faire la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant

$\sigma_{bmoy} = \frac{2 * Vu}{b0 * a} < 1.3 \frac{fc28}{\gamma b}$

2.1497MPa <21.66MPa **condition vérifiée**

Donc la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui est vérifiée

Vérification à ELS :

En travée :

$M_{ser=}$ 9.04KN.m

Position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0); A' = 0$$

On a: b=65 cm; b_0 =12 cm; d=18 cm; h_0=4 cm; A=2.26cm². A'=0

$S_{xx'} = 45.40cm \succ 0$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et leur dimension déterminée

Par l'équation :

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

$\frac{by^2}{2}$ -15A d +15A y =0

Y=3.84cm

$$I = \frac{1}{3}\left(by_1^3 - (b-b_0)(y_1-h_0)^3\right) + 15A(d-y_1)^2$$

I=8023.97cm⁴

K=$\frac{Mser}{Ixx}$=1.13*10⁸ N/m³

σb=K*Y

σb=4.34MPa

$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$ **(C.V)**

Aux appuis:

M_{ser}=7.62KN*m

$S_{xx'} = 45.40 \succ 0; y = 3.84m$

I=8023.97cm⁴

K=$\frac{Mser}{Ixx}$=9.496*10⁷N/m³

σb=3.646MPa ; $\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$ **(C.V)**

Donc on adopte les sections calculée àELU

*etat limite de deformation :

$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{15*M0} \leftrightarrow \frac{0.20}{4.60}$=0.043<$\frac{9.04}{15*16.37} = 0.037 \ldots\ldots (1)$ **c.n.v**

$\frac{A}{d*b} \leq \frac{3.60}{fe} \leftrightarrow \frac{2.26}{65*18} = 0.00193 < 0.009 \ldots\ldots\ldots (2)$ **c.n.v**

Puisque les deux conditions ne sont pas verifies; alors on doit calculer la fleche.

Calcul de la fleche:

M_{ser}=9.04KN*m

ρ=$\frac{A}{b0*d} = \frac{2.26}{12*18}$=0.0105=1.05%→$B_1$=0.858

$\sigma s = \frac{9.04*10^3}{0.858*0.18*2.26*10^{-4}}$=259MPa

$$\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05*2.1}{\left(2+3\left(\frac{12}{65}\right)\right)*1.05*10^{-2}} = 3.91$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda i = 1.56$$

$$\mu = Max\left[1-\frac{1{,}75\,f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}};0\right]$$

U=0.717

Détermination de l'axe neutre :

$$Y=\frac{b0*\frac{h^2}{2}+\frac{b-b0}{2}+15*A*d}{b0*h+(b-b0)h0+15A}=7.94cm$$

$$I=\frac{b0}{3}[y^3+(h-y)^3]+\left(\frac{b}{12}-\frac{b0}{12}\right)*h0^3+h0(b-b0)\left(y-\frac{h0}{2}\right)^2+15A(d-y)^2$$

$I=20212.05924cm^4$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} = 5845.52137\ cm^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} = 10494.71573cm^4$$

$$f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_i I_{fi}} = 10.17mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_v I_{fv}} = 17.00mm$$

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \le \overline{f}$: $\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500}.....si \quad L \le 5m \\ 0.5+\frac{L}{500}.....si \quad L \ge 5m \end{cases}$

Δf=17.00-10.17=6.83 <9.60 donc : Δf<f …… condition vérifiée.

3. les escaliers :

3.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

3.2. Définition des éléments d'un escalier :

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

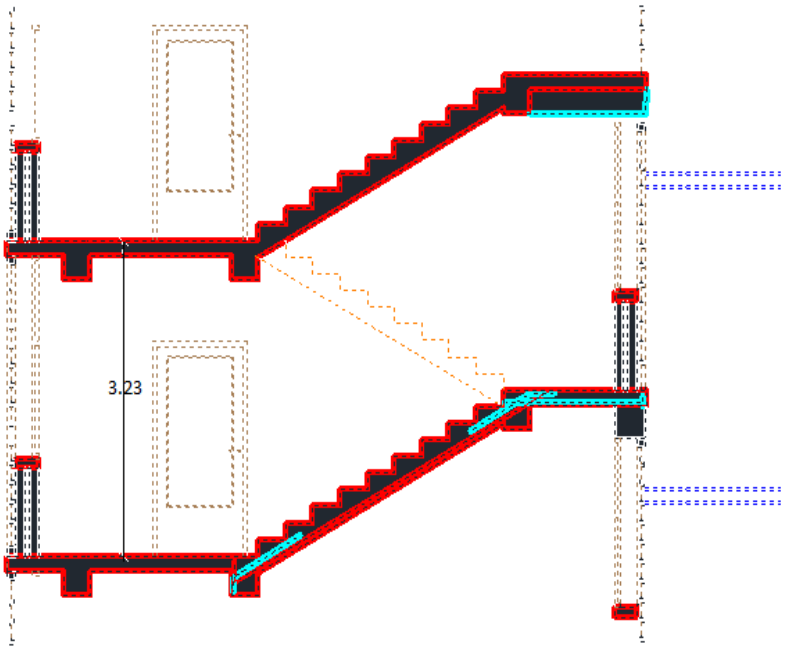


Figure III.6: Coupe d'un escalier

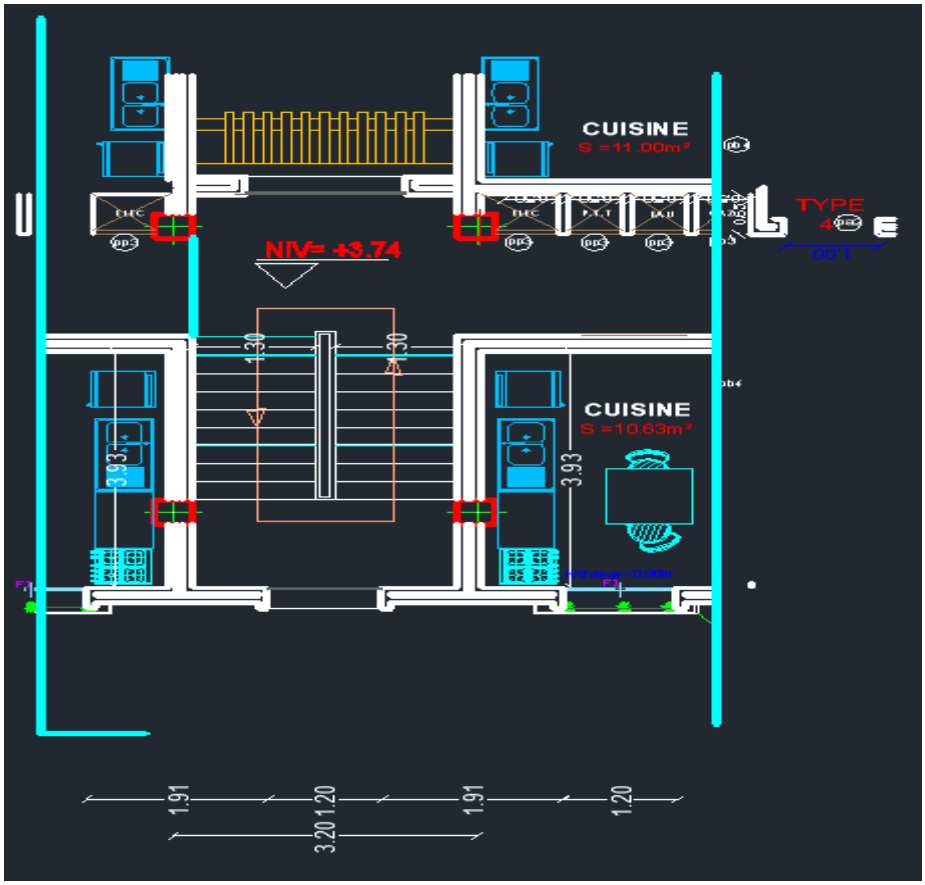


Figure III.7: Représentation d'un escalier

3.3. Pré dimensionnement :

On a un seul type d'escalier gauche à 2 volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique de se type d'escalier et comme suit:

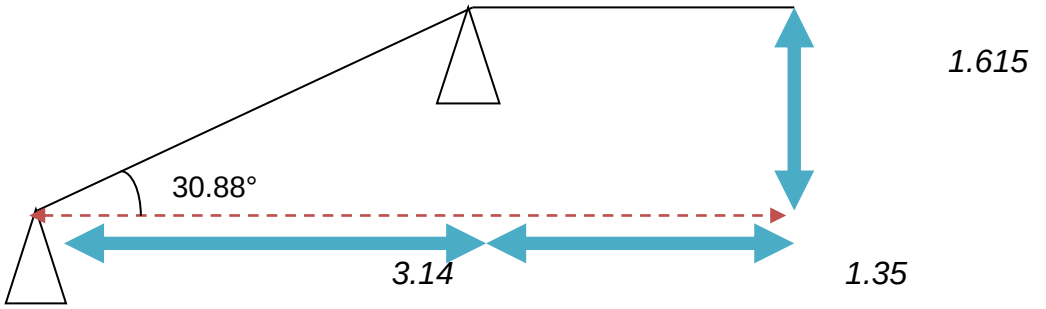


Figure III.8: Dimensions de l'escalier

*Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.615m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm
- Nombre de marches : 270/30 = 9
- Nombre de contremarches: 161.5/17=10

Vérification de la formule de BLONDEL :

59cm≤g+ 2h = 64cm ≤ 66cm. (cv)

❖ Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

tg α = H / L = 1.615/2.70 = 0.598

donc : α =30.88°

Lo =$\sqrt{(1.615)^2 + (2.70)^2} = 3.14m$

l =1.35+2.70 =4.05m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a :

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \rightarrow 11.57 \leq e \leq 13.5 \; on \; adopte: e = 15cm$$

3.4. Evaluation des charges et surcharges :

3.4.a. Charges permanentes :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	*0.02*	*22*	0.440
2	Lit de sable	*0.03*	*18*	0.540
3	Mortier de pose	*0.02*	*20*	0.400
4	Poids propre du palier	*0.15*	*25*	3.750
5	Enduit ciment	*0.02*	*18*	0.360
			total	*5.49*

Tableau III -14 : G du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	*0.02*	*22*	0.440
2	Lit de sable	*0.03*	*18*	0.540
3	Mortier de pose	*0.02*	*20*	*0.400*
4	Poids propre du paillasse	*0.15/cosα*	*25*	0.447
5	Poids des marches	*0.17/2*	*25*	2.125
6	Enduit ciment	*0.02*	*18*	0.360
			total	*8.04*

Tableau III -15: G de la paillasse de l'escalier

3.4.b. Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

3.5. Détermination des efforts :

A l'E.L.U: Pu =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: Pser = G + Q

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
paillasse	8.04	2.5	14.60	10.54

Tableau III -16: Combinaison des charges de l'escalier

a) à l'ELU:

Les réactions d'appuis:

$\sum F=0$

$R_A + R_B – (14.60\times 2.70) – (11.16 \times 1.35) = 0$

$R_A + R_B = 54.50KN$

$\sum M/A=0$

$R_B\times 2.7 – 14.60 \times(2.70 \times ((2.70 /2) +1.35) –11.16 \times 1.35 \times (1.35/2+2 .7) = 0$

$R_A=15.59KN$ et $R_B=38.54KN$

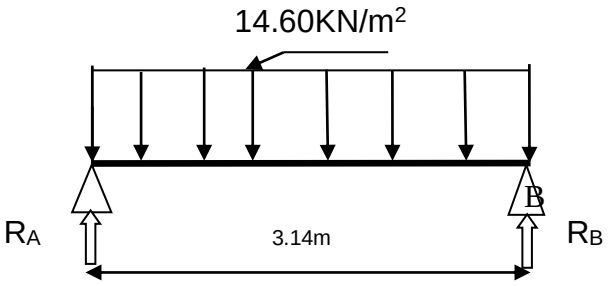


Figure III -09: distribution de la charge à l'ELU de volée.

Tronçon AB ($0 \le x \le 2.70$) :

Effort tranchant: T (x) = 15 . 95–14.60 x

Moment fléchissant M (x) = – 14.60 ($\frac{x^2}{2}$) +15.59x

M (0) = 0KN.m ; T(0) = 15.95KN

M (2.70) = -10.15KN.m ; T (2.70) = – 23.47KN

Tronçon BC ($0 \le x \le 1.35$) :

Effort tranchant: T (x) = 15.59 –14.60×2.70 – 11.16 x +38.54

Moment fléchissant : M (x)= 15.95(x+2 .7)+38 .54-14.6(2.7)(2 .7/2+x)-11 .16(x*x/2)

M (0) = -10.15 KN.m ; T (0) = 15.07KN

M (1.35)= 0KN.m ;T (1.35) = 0KN

T(0) = 15.07KN ⟹ x =4.05 ;

M (4.05) = 22.724KN.m

Donc :

M_t =0.85×22.724 =19.31KN.m

M_a =0.6×22.724 =13.63KN.m

T = 23.47 KN

b) à l'ELS :

Les réactions d'appuis:

$\sum F$=0

$R_A + R_B – (10.54× 2.70) – (7.99 × 1.35) = 0$

$R_A + R_B$= 39.244 KN

$\sum M/A$=0

$R_B × 2.7– 10.54× 2.70 × ((2.70 /2) +1.35) –7.99 × 1.35 × (1.35/2+2.7) = 0$

R_A=11.533KN et R_B=27.711KN

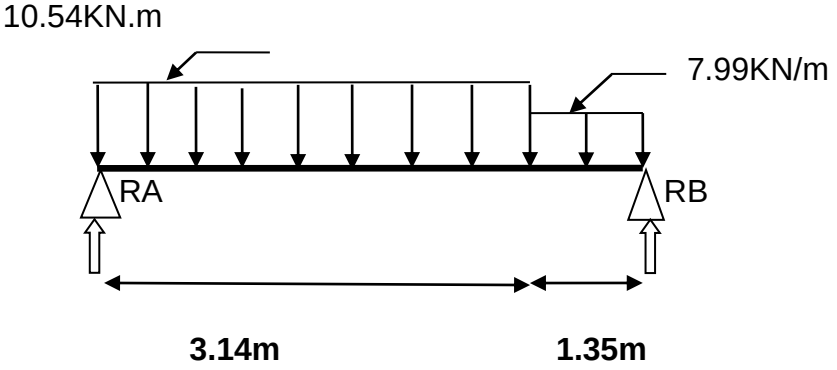


Figure III -10: distribution de la charge à l'ELS de volée

Tronçon AB (0 ≤ x ≤2 .70) :

Effort tranchant: T (x) = 11.533–10.54 x

Moment fléchissant M (x) = – 10.54 ($\frac{x^2}{2}$) +11.533x

M (0) = 0KN.m ; T(0) = 11.533KN

M (2.70) = -7.279KN.m ; T (2.70) = – 16.92KN

Tronçon BC (0 ≤ x 1.35) :

Effort tranchant: T (x) = 11.533 –10.54×2.70 – 7.99 (x)

Moment fléchissant : M (x)= –10.54 ×2.70 (2.7/2+x) + 11.533(+2.7)–7.99× ($x * x/2$) × R_B*x

M (0) =8.29 KN.m ; T (0) =10;786KN

M (1.35)= 0kN.m ; T (1.35)= 0KN

T(0) = 10.786KN ; T (x) = 4.05 $\Longrightarrow$ x =4.05 ;

M (4.05) = 16.573KN.m

Donc :

M_t =0.85×16.573 =14.087N.m

M_a =0.6×16.573 =9.943KN.m

T = 16.92KN

3.6. Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Maser (kN.m)	Mtser (kN.m)
sollicitations	13.63	19.31	23.47	9.943	14.087

Tableau III.17: Récapitulations des efforts internes

3.7. Ferraillage des escaliers :

Béton	**f_{c28} = 25 MPa**	**γ_b = 1.5**	**σ_{bc} = 14.2 MPa**	**c = 2 cm**
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	**d=13 cm**
Acier	**FeE400**	**f_e=400Mpa**	**γ_s = 1.15**	**σ_s = 348 MPa**

Tableau III.18: les données

***Armatures principales :**

En travée :

$M_t = 19.31KN.m$

h = 15cm d = 13 cm

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2\sigma_b} = \frac{19.31 * 10^5}{100 * 13^2 * 14.2 * 10^2} = 0.080 < \mu l = 0.392 \Longrightarrow A' = 0$$

$\beta = 0.958$

$$At = \frac{M_{tu}}{\beta d\sigma_s} = \frac{19.31 * 10^5}{348 * 10^2 * 13 * 0.958} = 4.455cm^2$$

On adopte :4HA12=4 .52m^2

En appui :

$M_a = 13.63KN.m$

h = 15 cm d = 13 cm

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2\sigma_b} = \frac{13.63 * 10^5}{100 * 13^2 * 14.2 * 10^2} = 0.056 < \mu l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$\beta = 0.971$

$$Aa = \frac{M_{au}}{\beta d\sigma_s} = \frac{13.63 * 10^5}{348 * 10^2 * 13 * 0.971} = 3.102\ cm^2$$

On adopte : 3HA12=3.39cm²

	M_u (KN.m)	**μ**	**B**	**A (cm²)**	**A' (cm²)**	**A_{adopt} (cm²)/ml**
En Travée	19.31	0.08	0.958	4.455	0.00	**4HA12=4.52**
En appuis	**13.63**	**0.056**	**0.971**	**3.103**	**0.00**	**3HA12=3.39**

Tableau III.19: Calcul des sections d'acier de l'escalier

3.7.a. Condition de non fragilité :

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

En travées: $A = 4.cm^2 \geq {}_{min52} = \frac{100 \times 1a}{1000} = 1.50\,cm$ (c.v)

En appuis : $A = 3.102cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (c.v)

3.7.b. Les armatures de répartition :

	A_x (cm²)	**on adopte**
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$	**4HA 6=1.13 cm²**
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.847$	**3HA 6= 0.85cm²**

Tableau III.20: Les armatures de répartition

3.7.c. Vérification de l'espacement :

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=25cm≤min[3h=30cm;33cm]=30cm	St=25cm ≤ min[3h=30cm;33cm]=30cm
En appuis	St=25cm≤min[4h=40cm;45cm]=40cm	St=33.33cm≤min[4h=40cm;45cm]= 40cm

Tableau III.21: Vérification de l'espacement (h)

3.7.d. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{23.47 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.180\ \text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}\ ;\ 5\text{MPa}\right] = 3.33\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.180\ \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

3.7.e. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\ \text{MPa}$ **>** $\sigma_{b=14.2}$ **MPa**

	En travées	En appuis
A (cm²)	3.21	**2.24**
M_{ser} (kN.m)	14.087	**9.943**
Y (cm)	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=3.162$	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=2.649$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=5975.39$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=4251.773$
$\overline{\sigma}_b$ **(Mpa)**	**15**	
σ_b **(Mpa)**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=0.0074$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ **=0.0061**
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Oui**	**Oui**

Tableau III.22: Vérification à l'E.L.S (y) .

3.7.f. Vérification de la flèche :

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

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ ➔ $\frac{15}{405}=0.0370 < \frac{1}{16}=0.06$ **……C.N.V**

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_L}{10M_0}$ ➔ $\frac{15}{405}=0.0370 < \frac{1}{10}=0.085$ **……C.N.V**

$\frac{A}{b\times d} \leq \frac{4.2}{Fe}$ ➔ $\frac{3.21}{100\times 13}=0.0024 < \frac{4.2}{400}=0.0105$ ……**CV**

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$:

$$\overline{f}=\begin{cases}\frac{L}{500}.....si \quad L\leq 5m\\ 0.5+\frac{L}{500}.....si \quad L\geq 5m\end{cases}$$

Pour les flèches aux charges instantanées:

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

$$E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$\mathrm{I}_{fi} = 1.1 \frac{\mathrm{I}_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05. f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\rho = \frac{\mathrm{A}}{\mathrm{b.d}}$$

$$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$$

Pour les flèches aux charges de longues durées:

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

$$E_v = \frac{1}{3} E_i$$

$$\mathrm{I}_{fv} = 1.1 \frac{\mathrm{I}_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i$$

Détermination de l'axe neutre:

$$\mathrm{Y_G} = \frac{\frac{\mathrm{b.h}^2}{2} + 15\mathrm{A.d}}{\mathrm{b.h} + 15} = 7.93\,\mathrm{cm}$$

❖ <u>Moment d'inertie de la section totale:</u>

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 29913.79 cm^4$$

A (cm^2)	M (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
3.92	9.088	0.0030	237.18	0.256	7.93	**29913.79**
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	Fv (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	**ΔF < F_{adm}**
32228.3	**32631.06**	**1.43**	**1.42**	**0.01**	**2.1**	**Oui**

Tableau III.23: Vérification de la flèche de l'escalier

3.8. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est considérée comme une poutre encastrer sur les deux poteaux elle est de section (b×h).

a) Pré dimensionnement :

La poutre palière a une longueur L=3.20m

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \rightarrow \quad 21.33cm < h < 32cm$$

On prend : h=30cm et b=30cm

Vérification des conditions du RPA99V2003 :

$b \geq 20cm$ ➔ On : $b = 30cm$ ……**C.V**

$h \geq 30cm$ ➔ *On :* $h = 30cm$ …… **C.V**

$\frac{h}{b} \leq 4$ ➔ *On :* $\frac{30}{30} = 1$ ……**C.V**

b) Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre : $30 \times 30 \times 2500 = 225Kg/mL$

Réaction d'escalier : $R = 2511Kg/m$

ELU :

$$P_U = 1.35(G_P + R_P) \rightarrow \quad P_U = 36.93KN/mL$$

$$M_{0u} = \frac{P_u.L^2}{24} = 14.034KN/m \rightarrow \quad Mt_u = 0.85M_{0u} = 19.31KN/m$$

$$\rightarrow \quad Ma_u = 0.6M_{0u} = 13.63KN/m$$

ELS :

$$P_{ser} = G_P + R_P \rightarrow \quad P_{ser} = 27.36KN/mL$$

$$M_{0ser} = \frac{P_{ser}.L^2}{24} = 11.67KN/m \rightarrow Mt_{ser} = 0.85M_{0ser} = 14.087KN/m$$

$$\rightarrow Ma_{ser} = 0.6M_{0ser} = 9.943KN/m$$

c) Ferraillage :

Les données :

Béton : $fc_{28} = 25MPA$, $ft_{28} = 2.1MPA$, $\gamma_b = 1.5$, $\sigma_{bc} = 14.2MPA$.

Acier : $Fe = 400MPA$, $\gamma_S = 1.15$, $\sigma_S = 348MPA$.

***En travée :**

$$\mu = \frac{Mt}{b.d^2.\sigma_{bc}} \rightarrow \mu = 0.080$$

$\mu = 0.080 < \mu_L = 0.391$ Pas d'armature comprimée $A'_S = 0$

$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right)$ ➔ $\alpha = 0.104$

$Z = (1-0.4\alpha)d$ ➔ $Z = 0.124$

$\mu = 0.080 < \mu_{AB} = 0.186$ Pivot A ➔

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \sigma_s = \dfrac{F_e}{\gamma_s} = 348MPa \end{cases}$$

$$A_S = \frac{Mt}{Z + \sigma_S} \rightarrow A_S = 5.548cm^2$$

D'après BAEL91 le pourcentage minimal des armatures dans la poutre doit être égal à 0.5% de la section donc : $A_{\min} = 0.005 \times 0.3 \times 0.3 = 4.5cm^2$

***Sur appuis :**

$$\mu = \frac{Ma}{b.d^2.\sigma_{bc}} \rightarrow \mu = 0.056$$

$(\mu = 0.056) < (\mu_L = 0.391)$ Pas d'armature comprimée $A'_S = 0$

$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right)$ ➔ $\alpha = 0.072$

$Z = (1-0.4\alpha)d$ ➔ $Z = 0.126$

$\mu = 0.056 < \mu_{AB} = 0.186$ Pivot A ➔

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \sigma_s = \dfrac{F_e}{\gamma_s} = 348MPa \end{cases}$$

$$A_S = \frac{Ma}{Z + \sigma_S} \rightarrow A_S = 3.916cm^2$$

d) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{ft_{28}}{Fe} \rightarrow A_{\min} = 0.978cm$$

***En travée :**

$A_S = 5.548cm^2 > A_{min} = 0.978cm^2$ ……Condition vérifiée

***Sur appuis :**

$A_S = 3.916cm^2 > A_{min} = 0.978cm^2$ ……Condition vérifiée

e) Choix d'armatures :

***En travée :**

$A_S = 5.548cm^2$ ➔ $5T12$

***Sur appuis :**

$A_S = 3.916cm^2$ ➔ $3T12$

f) Armatures transversales :

$$\phi \le \min\left\{\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10}**\right\} \text{ ➔ } \phi \le \min\{8.5,12,10\} \text{ Soit } \phi = 8mm$$

***Espacement st :**

$st = \min\left\{\frac{h}{4}, 12\phi, 10cm\right\}$ ➔ $st = 7.5cm$ Zone nodale

$st = \min\{,10\phi,15cm\}$ ➔ $st = 15cm$ Zone courant

g) Vérification de l'effort tranchant :

$V = 57.65KN$, $b = 30cm$, $d = 27.5cm$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \text{ ➔ } \tau_u = 0.712MPA$$

$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 fc_{28}, 5MPA\}$ ➔ $\bar{\tau}_u = 3.25MPA$

$(\tau_u = 0.712) < (\bar{\tau}_u = 3.25)$ …….Condition vérifiée

Chapitre IV : Etude sismique

1. INTRODUCTION :

1.1. Définition :

Le calcul parasismique à pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la repense sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, les concepteurs pourraient dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et divers méthodes de calcule ont été proposées parmi lesquelles on distingue trois méthodes très couramment utilisées.

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

1.2. Règles RPA 99 (révisées en 2003) :

Ce règlement Algérien à pour but de prévoir les mesures de sécurité à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage.

A ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, rare, en limitant le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré, plus fréquent.

Une modification a été faite suite au séisme du 21 Mai 2003 de Boumèrdes et d'Alger, cette révision «court terme» porte essentiellement sur deux volets, à savoir la révision du zonage sismique et l'introduction de «nouvelles prescriptions plus restrictives pour le système de portiques auto stables en béton armé (système poteaux poutres)».

En résumé, le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante selon [11], Art 3.1, soit :

- *Zone 0 :* *Sismicité négligeable.*
- *Zone I :* *Sismicité faible*
- *Zone IIa et IIb :* *Sismicité moyenne*
- *Zone III :* *Sismicité élevée*

Ainsi, une modification a été apportée sur les valeurs du coefficient d'accélération des zones « A ».

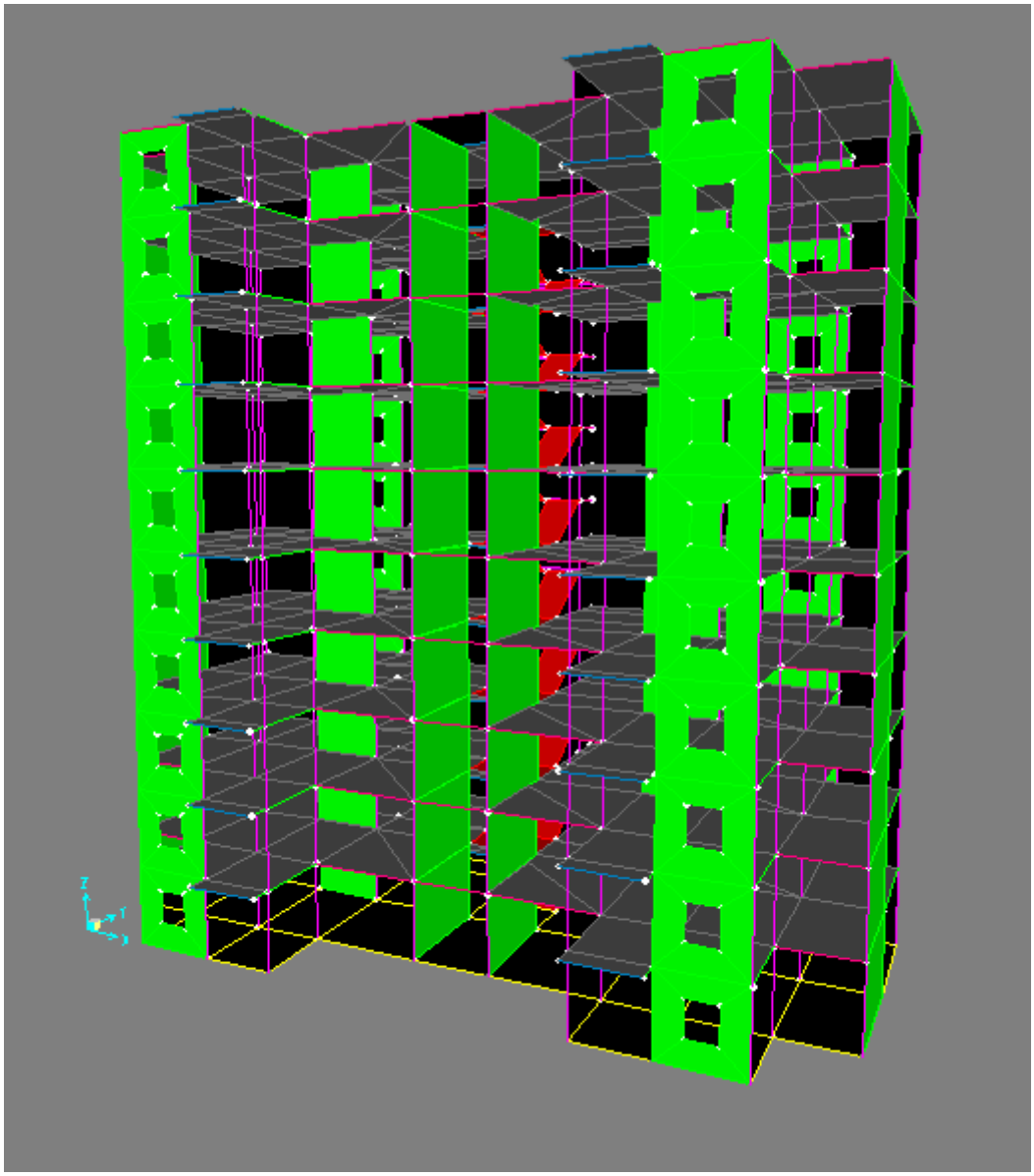


Figure IV.1 - positionnement des voiles dans notre structure

1.3. Choix de la méthode de calcul :

a) Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

- 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 IIa :

- Groupe d'usage 3.
- Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- 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 IIb et 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.

b) Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale:

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

c) Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique:

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes 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.

1.4. Classification de l'ouvrage selon les RPA 99/V2003 :

a) Classification de l'ouvrage selon son importance :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Oran (**Zone IIa**), il sera classé en '**Groupe2**'.

b) Classification de site :

D'après l'article (3.3 RPA99/version2003); les sites sont cassés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécanique des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1** (site rocheux).
- **Catégorie S2** (site ferme).
- **Catégorie S3** (site meuble**).**
- **Catégorie S4 (**site très meuble).

Catégorie	Description	q_c (Mpa)	N (Mpa)	P_1 (Mpa)	E_p (Mpa)	q_u (Mpa)	V_s (m/s)
S_1	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	***≥ 800***
S_2	Ferme	>15	>50	>2	> 20	> 0.4	***≥ 400 < 800***
S_3	Meuble	1.5~15	10~50	1~2	5~20	0.1~0.4	***≥ 200 < 400***
S_4	**Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile**	**<1.5**	**<10**	**<1**	**< 5**	**< 0.1**	***≥ 100 < 200***

Tableau IV .1 classification du site

Alors que notre structure est constitue dans un site de **catégorie S3** (site meuble).

2. Le centre de masse et centre de torsion :

2.1. Introduction :

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.

2.2. 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

2.2.a. 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 (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

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

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

Avec :

- 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.

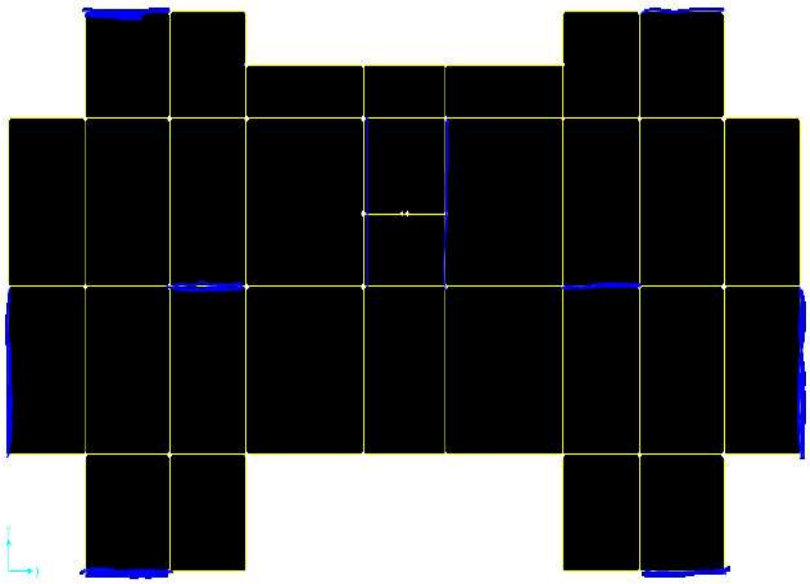


Figure IV. 1 : disposition des voiles au : disposition des voiles aux étages

Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 31.40 m

Largeur du bâtiment = 16.93 m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.71m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.53m

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)	XR (m)	YR (m)
+3.23	4205.91	66032.787	123.402	15.70	7.86	15.53	**7.69**
+6.46	4230.07	66412.099	123.873	15.70	7.89	15.53	**7.72**
+9.69	4230.07	66412.099	123.873	15.70	7.89	15.53	**7.72**
+12.92	4230.07	66412.099	123.873	15.70	7.89	15.53	**7.72**
+16.15	4230.07	66412.099	123.873	15.70	7.89	15.53	**7.72**
+19.38	4230.07	66412.099	123.873	15.70	7.89	15.53	**7.72**
+22.61	4230.07	66412.099	123.873	15.70	7.89	15.53	**7.72**
+25.84	4230.07	66412.099	123.873	15.70	7.89	15.53	**7.72**
+29.07	4219.89	66210.0741	123.7941	15.69	7.89	15.53	**7.72**
+32.30	**3794.26**	**60973.7582**	**131.6133**	**16.07**	**8.19**	**15.52**	**7.65**

Tableau IV .2 : Calcule de centre de masse

2.2.b. 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 :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

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

- Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
- pour les voiles : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	$\sum I_{Xi} * X_i$	$\sum I_{Xi} * Y_i$	X_I(m)	Y_I(m)
+3.23	1.0971	5.7414	17.22447	45.12740	15.70	**7.86**
+6.46	1.0987	5.7436	17.24959	45.31700	15.70	**7.89**
+9.69	1.0987	5.7436	17.24959	45.31700	15.70	**7.89**
+12.92	1.0987	5.7436	17.24959	45.31700	15.70	**7.89**
+16.15	1.0987	5.7436	17.24959	45.31700	15.70	**7.89**
+19.38	1.0987	5.7436	17.24959	45.31700	15.70	**7.89**
+22.61	1.0987	5.7436	17.24959	45.31700	15.70	**7.89**
+25.84	1.0987	5.7436	17.24959	45.31700	15.70	**7.89**
+29.07	1.0987	5.7436	17.23860	45.31700	15.69	**7.89**
+32.30	**1.0903**	**5.7258**	**17.52112**	**46.8943**	**16.07**	**8.19**

Tableau IV .3 : Calcule de centre de torsion

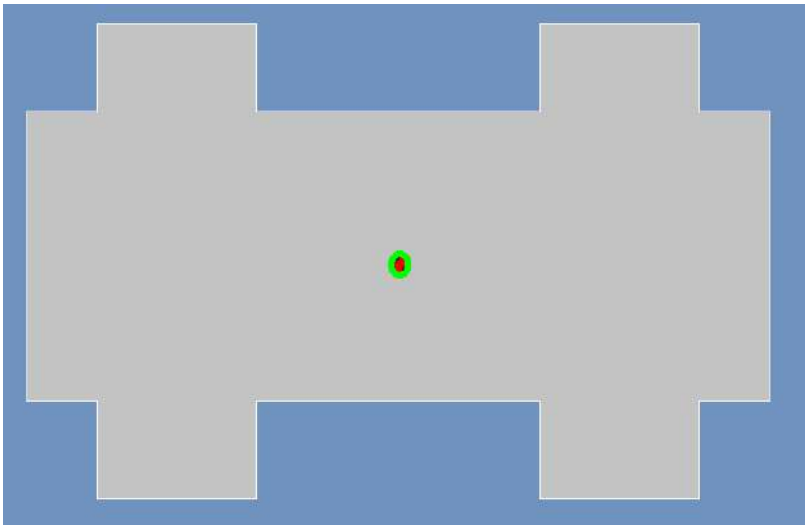


Figure IV. 1 -Position centre de masse et centre de torsion-

2.3. Excentricité :

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 :

$$e_x = |X_T - X_G| \qquad e_Y = |Y_T - Y_G|$$

	Direction X			Direction Y			
Niveau (m)	X_G	X_I	Ex = |XR-XG| (m)	Y_G	Y_I	Ey = |YR-YG| (m)	**verification**
+3.23	15.70	15.70	0.17	7.86	7.86	0.17	**C.V**
+6.46	15.70	15.70	0.17	7.89	7.89	0.17	**C.V**
+9.69	15.70	15.70	0.17	7.89	7.89	0.17	**C.V**
+12.92	15.70	15.70	0.17	7.89	7.89	0.17	**C.V**
+16.15	15.70	15.70	0.17	7.89	7.89	0.17	**C.V**
+19.38	15.70	15.70	0.17	7.89	7.89	0.17	**C.V**
+22.61	15.70	15.70	0.17	7.89	7.89	0.17	**C.V**
+25.84	15.70	15.70	0.17	7.89	7.89	0.17	**C.V**
+29.07	15.69	15.69	0.16	7.89	7.89	0.17	**C.V**
+32.30	**16.07**	**16.07**	**0.55**	**8.19**	**8.19**	**0.54**	**C.V**

Tableau IV .4: Calcule d'excentricité théorique

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'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

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

- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

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

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
3.23	31.40	16.93	1.57	**0.84**
6.46	31.40	16.93	1.57	**0.84**
9.69	31.40	16.93	1.57	**0.84**
12.92	31.40	16.93	1.57	**0.84**
16.15	31.40	16.93	1.57	**0.84**
19.38	31.40	16.93	1.57	**0.84**
22.61	31.40	16.93	1.57	**0.84**
25.84	31.40	16.93	1.57	**0.84**
29.07	31.40	16.93	1.57	**0.84**
32.30	**31.40**	**16.93**	**1.57**	**0.84**

Tableau IV .5: Calcule d'excentricité accidentelle

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 ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

	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)	**$E_{y\ Théo}+E_{y\ ACC}$**
3.23	15.70	15.70	0.00	7.86	7.86	**0.00**
6.46	15.70	15.70	0.00	7.89	7.89	**0.00**
9.69	15.70	15.70	0.00	7.89	7.89	**0.00**
12.92	15.70	15.70	0.00	7.89	7.89	**0.0**
16.15	15.70	15.70	0.00	7.89	7.89	**0.00**
19.38	15.70	15.70	0.00	7.89	7.89	**0.00**
22.61	15.70	15.70	0.00	7.89	7.89	**0.00**
025.84	15.70	15.70	0.00	7.89	7.89	**0.00**
29.07	15.69	15.69	0.00	7.89	7.89	**0.00**
32.30	**16.07**	**16.07**	**0.00**	**8.19**	**8.19**	**0.00**

Tableau IV .5: Calcule d'excentricité totale

3. Choix de la méthode de calcul :

3.1. Introduction :

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

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour notre structure, la hauteur est 36.72 m dépassant les 30 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'SAP'.

3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

3.2.a. Principe :

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

3.2.b. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître,

suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

3.2.c. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A :

[RPA : Tab.4.1]

A = fct (zone IIa, groupe d'usage 2) = 0,15.

b. facteur de correction d'amortissement η:

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

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : R =3.5.

d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

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

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

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

Tableau IV .6: détermination du facteur de qualité Q de la structure

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}05 = 1{,}05$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}05 = 1{,}05$$

e. périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{matrix}\right\} \text{site S3}$$

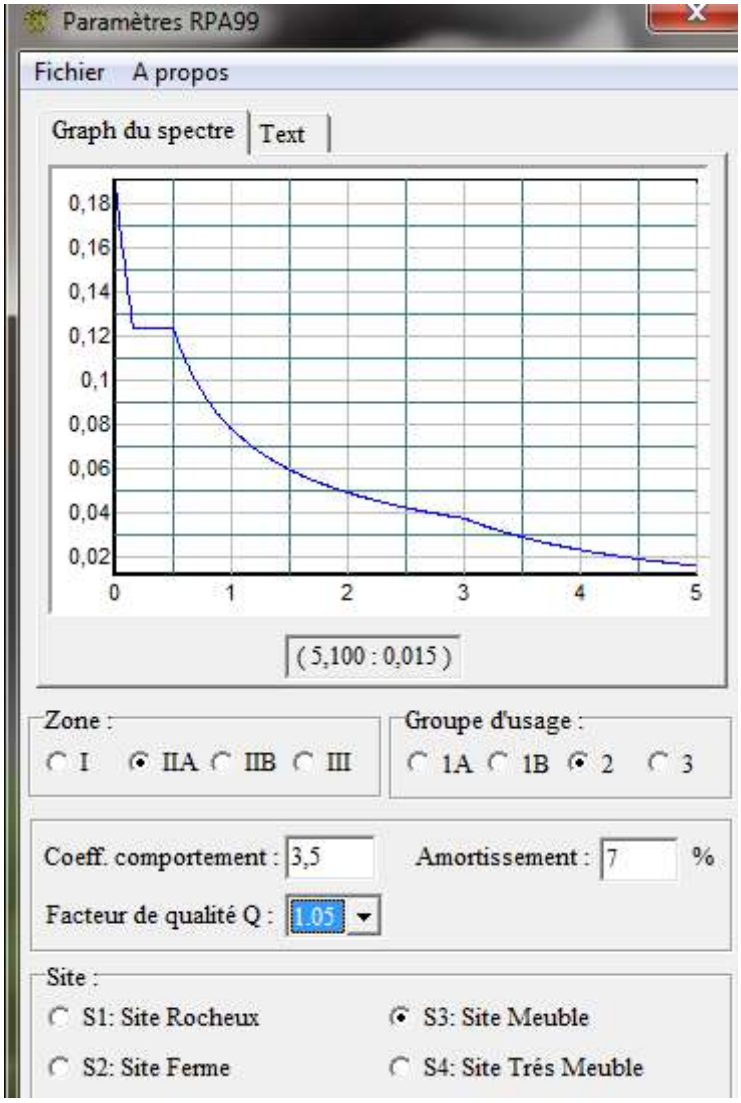


Figure IV .4 Spectre de réponse

4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

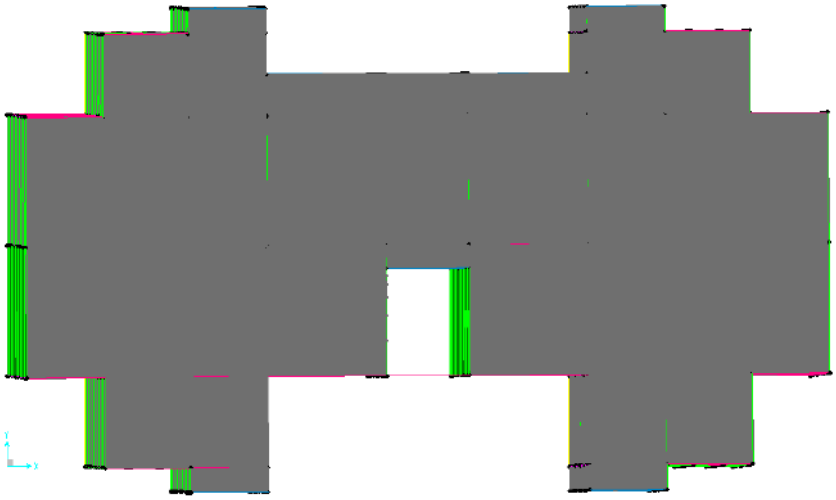
- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet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

4.1. Vérification de comportement :

Mode1 :



Mode2 :



Mode3 :



Figure IV .5: Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant y	translation pure suivant x	rotation pure autour de z

Tableau IV .7 Le comportement des trois premiers modes

4.2. 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.

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)	
		Sens x	Sens y
1	0,669	70,95	0,01
2	0,614	0,02	69,94
3	0,557	0,59	0,22
4	0,180	15,82	0,00
5	0,160	0,00	17,23
6	0,142	0,01	0,03
7	0,085	6,00	0,00
8	0,085	0,02	0,04
9	0,077	0,01	0,00
10	0,075	0,00	0,00
11	**0,075**	0,00	6,14

Tableau IV .8: Coefficient de participation massique

4.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de SAP ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise

- la formule :

$$T=0.09*hN/\sqrt{D}$$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.
- hN : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Tx=0.518

Ty=0.706

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.518	0.669	0.673	oui
Y	0.706	0.669	0.917	oui

Tableau IV .9: vérification des périodes

4.4. 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 inferieure 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 $\frac{V_t}{V} > 0,8$

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 :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone**

  A = 0,15

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0\ s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0\ s \end{cases}$$

  T2 = 0,50s, tableau 4.7 (avec site S3)

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

  ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx=2.148

Dy=1.747

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

R =3.5

- **Q : facteur de qualité**

Q_x=Q_y=1.05

- **W : poids total de la structure**

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

β = 0.2 tableau 4.5

W=46 463,83 kN

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.15	2.14	1.74	3.5	1.05	1.05	46 463,83	**4474.46**	**3638.11**

Tableau IV .10: Calcul de la force sismique

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	**4474.46**	**3391.94**	3579.56	Non
Y	**3638.11**	**3360.37**	2910.48	oui

Tableau IV .11: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Pour la direction x la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Vt.

$$\frac{0.8V}{Vt} = 1.018$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (Ex) dans les combinaisons, par le coefficient '1.018'.

4.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à :

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

Avec :

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

Le moment de stabilité qui est égal à :

Mtx =X_G.Wi , MtY =G_Y.Wi

Avec :

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

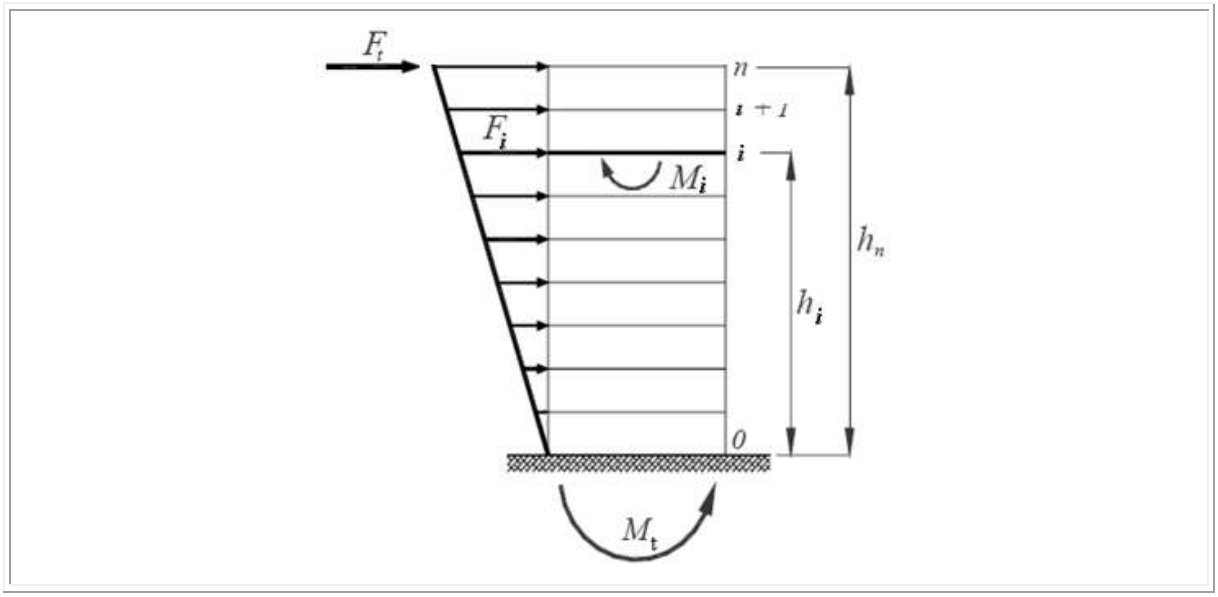


Figure IV. 6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

4.5.a. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

[Art 4.2.5]

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

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,595 s → Ft = 0
- TY = 0,731 s → Ft = 115.89 kN ≤ 566.20 kN

Donc:

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

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_Y - Ft = \alpha_Y . V_Y$$

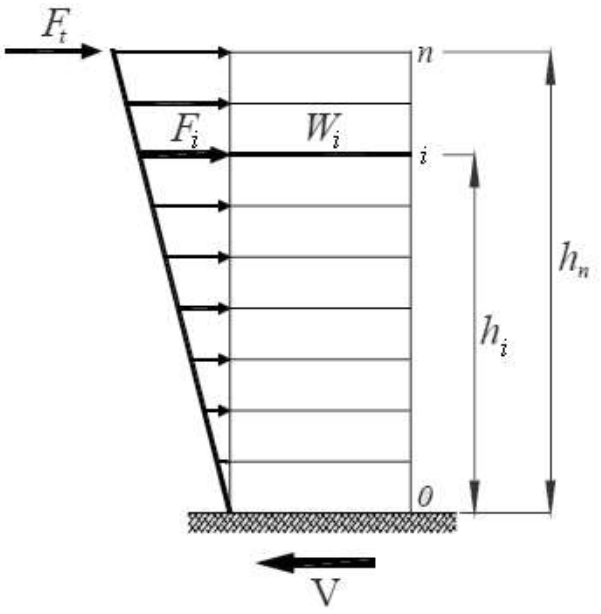


Figure IV .7: Distribution des forces sismiques

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

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_Y - Ft = \alpha_Y . V_Y$$

Niveau		Masse et centre de Masse			Force Sismique		Forces Sismique Fi			Moment de Renversement	
Diaphragme N°	Niveau (m)	Masse (kN)	XG (m)	YG (m)	Vdx	Vdy	**Wi.hi**	**Fix**	**Fiy**	**Fix.hi**	**Fiy.hi**
DIAPH1	3.23	4205.91	15.70	7.86	4474,46	3638,11	13585,08	58,11	47,24	187,69	152,58
DIAPH2	6.46	4230.07	15.70	7.89			27326,25	116,88	95,04	755,04	613,95
DIAPH3	9.69	4230.07	15.70	7.89			40989,37	175,33	142,56	1698,94	1381,40
DIAPH4	12.92	4230.07	15.70	7.89			54652,50	233,77	190,08	3020,30	2455,83
DIAPH5	16.15	4230.07	15.70	7.89			68315,63	292,22	237,60	4719,35	3837,24
DIAPH6	19.38	4230.07	15.70	7.89			81978,75	350,66	285,12	6795,79	5525,62
DIAPH7	22.61	4230.07	15.70	7.89			95641,88	409,11	332,64	9249,97	7520,99
DIAPH8	25.84	4230.07	15.70	7.89			109305,00	467,55	380,16	12081,49	9823,33
DIAPH9	29.07	4219.89	15.69	7.89			122672,20	524,73	426,65	15253,90	12402,71
DIAPH10	32.30	3794.26	16.07	8.19			122554,59	524,23	426,24	16932,62	13767,55
							1046031,8			**70695**	**57481,2**

Tableau IV .12: calcul du moment de renversement

4.5.b. Vérification au renversement : (a partir de CBA93 et RPA)

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que :

$$\frac{MS}{Mr} \geq 1,5$$

- **M_s :** Moment stabilisant, M_s=W.L/2
- **M_r :** Moment renversant, Mr = ΣF_i x h_i
- **W :** Poids du bâtiment.
- **F :** Force sismique de niveau

a) Sens longitudinal:

W (KN)	***Lx (m)***	***L x/2***	***Ms (KN.m)***	***Mr (ROBOT)***	***Ms / Mr***	***obs***
41830.55	**31.40**	**15.70**	**656739.6**	**70695**	**9.28**	***vérifier***

Tableau IV .13 : vérification du moment de renversement dans le sens longitudinal

b)Sens transversal:

W (KN)	***Ly (m)***	***L y/2***	***Ms (KN.m)***	***Mr (ROBOT)***	***Ms / Mr***	***obs***
41830.55	**16.93**	**8.46**	**354095.6**	**57481,20**	**6.16**	***vérifier***

Tableau IV .14 : vérification du moment de renversement dans le sens transversal

Conclusion:

La stabilité au renversement est vérifiée dans les deux sens et pour les deux variantes

4.6. Vérification des déplacements :

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

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

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

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

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 \text{ he}$$

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0.01h_e$(cm)	vérification
32.30	1.657	5.799		0.323	c.v
			0.199		
29.07	1.600	5.600		0.290	c.v
			0.196		
25.84	1.544	5.404		0.258	c.v
			4.547		
22.61	0.245	0.857		0.226	c.v
			0.626		
19.38	0.066	0.231		0.193	c.v
			0.004		
16.15	0.065	0.227		0.161	c.v
			00		
12.92	0.065	0.227		0.129	c.v
			0.004		
9.69	0.004	0.014		0.096	c.v
			0.004		
6.46	0.003	0.010		0.064	c.v
			0.007		
3.23	0.001	0.003		0.032	c.v

Tableau IV .15: Vérification des déplacements inter-étage sens Y

4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

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

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

Si $0.10<\theta\leq0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0.01h_e$(cm)	vérification
+32.30	1.431	5.008		0.323	c.v
			00		
+29.07	1.431	5.008		0.290	c.v
			4.833		
+25.84	0.050	0.175		0.258	c.v
			00		
+22.61	0.050	0.175		0.226	c.v
			0.004		
+19.38	0.049	0.171		0.193	c.v
			00		
+16.15	0.049	0.171		0.161	c.v
			0.028		
+12.92	0.041	0.143		0.129	c.v
			0.042		
+9.69	0.029	0.101		0.096	c.v
			0.038		
+6.46	0.018	0.063		0.064	c.v
			0.060		
+3.23	0.001	0.003		0.032	c.v

Tableau IV .16 : Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0.10
+32.30	4205.91	47,24	330.64	-	-	**-**
+29.07	4230.07	95,04	332.54	00	00	c.v
+25.84	4230.07	142,56	332.54	4.833	0.0379183	c.v
+22.61	4230.07	190,08	332.54	00	00	c.v
+19.38	4230.07	237,60	332.54	0.004	0.00262548	c.v
+16.15	4230.07	285,12	332.54	00	00	c.v
+12.92	4230.07	332,64	332.54	0.028	0.02756761	c.v
+9.69	4230.07	380,16	332.54	0.042	0.05513522	c.v
+6.46	4219.89	426,65	331.74	0.038	0.07482631	c.v
+3.23	**3794.26**	**426,24**	**298.28**	**0.060**	**0.02362934**	c.v

Tableau IV .17 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

*On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

Chapitre V : Calcul des éléments résistants

1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

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

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q
  - ✓ E.L.S 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'exploitations.
- E : charges sismiques.

2. Ferraillage des poutres :

2.1. Introduction :

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 :

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	**Acier**
γ_b **=1,5**	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s **=1,00**
σ_b **= 25 Mpa**	FeE 400	σ_b =25 Mpa	**FeE 400**
$\overline{\sigma_b}$ **=14,2Mpa**		$\overline{\sigma_b}$ **=18,48 Mpa**	

Tableau V -1 : Les données de calcule

2.2. Recommandation du R.P.A99 :

2.2.a. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures

symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone IIa.

2.2.b. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.
  - b : largeur de la poutre.
  - St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
    - St ≤ h/2 en Zone courante.
    - St ≤min (h/4 ; 12ф) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

	Niveau	**position**	**Mu (KN.m)**	**combinaison**	**A' (cm^2)**	**$A_{calcule}$ (cm^2)**	**$A_{choisies}$ (cm^2)**
Rive et Intermédiaire	Terrasse	Travée	43,15	1.35G+1.5Q	0	3,01	**3HA12= 3,39**
		Appui	85,82	G+Q+E_x	0	6,17	**6HA12= 6,78**
	Etages	Travée	41,22	1.35G+1.5Q	0	2,87	**3HA12= 3,39**
		Appui	**76,79**	**G+Q+ E_x**	**0**	**5,48**	**5HA12= 5,65**

Tableau V -2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	$A_{calcule}$ (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Rive et Intermédiaire	Terrasse	Travée	4,63	G+Q-E_y	0	0,35	3HA8= 1,50
		Appui	11,51	G+Q+ E_y	0	0,85	3HA8= 1 ,50
	Etages	Travée	5,26	G+Q- E_y	0	0,41	3HA8= 1,50
		Appui	13,85	G+Q+ E_y	0	1,08	3HA8= 1,50

Tableau V -3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

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

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa . et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

  $\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	$A_{adopter}$	$A_{choisie}$	σb	σs	$\sigma b \leq [\sigma b]$ $\sigma s \leq [\sigma s]$
Rive et Intermédiaire	Terrasse	Travée	31,56	G+Q	2,18	3HA14= 4.62	2.93	86.74	**cv**
		Appui	77,25	G+Q	5,52	6HA14= 9.23	5.43	173.49	**cv**
	Etages	Travée	29,91	G+Q	2,07	3HA14= 4.62	2.95	102.28	**cv**
		Appui	**67,89**	**G+Q**	**4,82**	**3HA16= 8.04**	**5.14**	**177.89**	**cv**

Tableau V -4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	$A_{calculer}$	$A_{choisie}$	σb	σs	$\sigma b \leq [\sigma b]$ $\sigma s \leq [\sigma s]$
Rive et Intermédiaire	Terrasse	Travée	5,09	G+Q	0,39	3HA14 = 4.62	0.71	**23.16**	cv
		Appui	12,97	G+Q	1,01	3HA16 = 8.04	1.80	**57.89**	cv
	Etages	Travée	5,63	G+Q	0,43	3HA14 = 4.62	0.77	**22.56**	cv
		Appui	13,87	G+Q	1,08	6HA14 = 9.23	1.89	**56.41**	cv

Tableau V -5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.

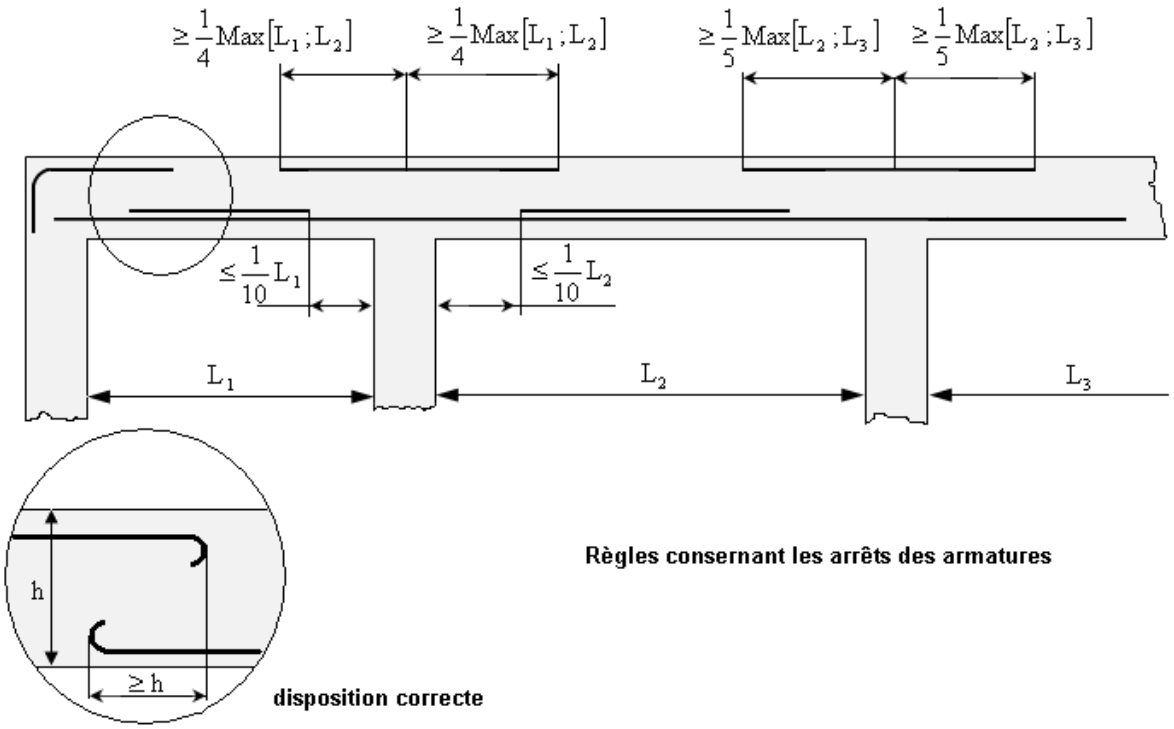


Figure V -1 : Disposition des armatures pour les poutres

2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin CBA
- A appui ≥ Amin CBA
- ≤ Amax CBA
- A appui ≤ Amax CBA

niveau	position	A_{dopter} (Cm^2)	A_{min} CBA (Cm^2)= 1.05	A_{min} RPA (Cm^2)=5.25	$A_{max\ T}$ RPA (cm^2)=42	A_{maxA} RPA (cm^2)=63	correction
terrasse	Travée	4.62	cv	cv	cv	cv	3HA14
	étages	8.04	cv	cv	cv	cv	3HA16
étages	travée	4.62	cv	cv	cv	cv	3HA14
	étages	9.23	cv	cv	cv	cv	6HA14

Tableau V -6: vérification des poutres principales selon les condition RPA et CBA

niveau	position	A_{dopter} (Cm^2)	A_{min} CBA (Cm^2)= 1.05	A_{min} RPA (Cm^2)=5.25	$A_{max\ T}$ RPA (cm^2)=42	A_{maxA} RPA (cm^2)=63	correction
terrasse	Travée	4.62	cv	cv	cv	cv	3HA14
	étages	8.04	cv	cv	cv	cv	3HA16
étages	travée	4.62	cv	cv	cv	cv	3HA14
	étages	9.23	cv	cv	cv	cv	6HA14

Tableau V.7: vérification des poutres secondaires selon les condition RPA et CBA

2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- T_u: effort trenchant

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau V -8: Calcule de $\overline{\tau}_u$

	Niveau	position	Vu (kN)	combinaison	τ_u	$\overline{\tau}_u$	$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$
Rive et Intermédiaire	Terrasse	Travée	0.85	1.35G+1.5Q	0.007	2.5	oui
		Appui	49.57	1.35G+1.5Q	0.39	2.5	oui
	Etages	Travée	2.86	G+Q+ E_x	0.022	3.26	oui
		Appui	32.86	G+Q+ E_x	0.25	3.26	oui

Tableau V -9: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveau	**position**	**V_u (KN)**	**combinaison**	**τu (Mpa)**	**$\overline{\tau_u}$ (Mpa)**	**τu≤ $\overline{\tau_u}$**
Terrasse	Appui	6.73	G+Q+EY	0.052	3.26	**Oui**
étages	**Appui**	**7.21**	**G+Q+EY**	**0.056**	**3.26**	**Oui**

Tableau V -10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

2.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235 .

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

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \end{cases}$$

Zone nodale

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Zone courante

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x45	0.39	38.3	2.01	11.25	22.5	1.12	10	20	**2.01=4HA8**
30x40	0.056	33.7	2.01	10	20	0.9	10	20	**2.01=4HA8**

Tableau V -11: Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

2.7. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80.

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\boldsymbol{\rho \leq \frac{4.2}{fe}}$
PP	0.094	0.062	Oui	0.094	0.080	Oui	0. 0015	0.0105	Oui
PS	0.086	0.062	Oui	0.086	0.080	Oui	0.0017	0.0105	Oui

Tableau V -12: Vérification de la flèche des poutres

3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les 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.

3.1. Détermination des armatures longitudinales :

3.1.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

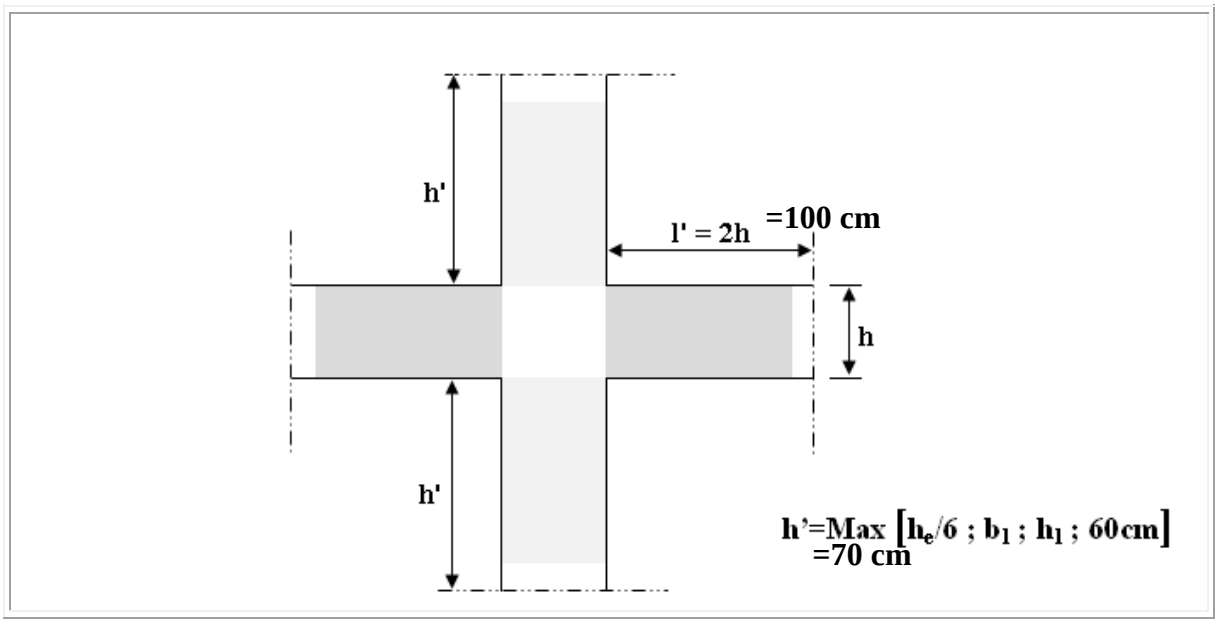


Figure V -2 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIb par:

$0{,}9\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 3\%$: En zone courante

$0{,}9\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone IIb.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIa.

- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

➢ he : la hauteur d'étage.

3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

❖ **1er cas : Influence du moment.**

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouver avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corres}.

❖ **2eme cas : Influence de l'effort normal.**

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corres}.

❖ **3eme cas : Effort normal minimum.**

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est par forcement le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

3.1.c. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

➢ e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

➢ $e_1 = \frac{M}{N}$

➢ e_2 : Excentricités du 2eme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3 L_f^2 (2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton

✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{M_G}{M_u}$

✓ Lf : longueur de flambement.

- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

➢ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec $\ell 0$ sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

3.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

❖ Situation durable:

- Béton: γ_b = 1.5 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.
- Acier: γ_s = 1.15 ; FeE 400 ; σ_s = 348 MPa.

❖ Situation accidentelle:

- Béton: γ_b = 1.15 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 18.5 MPa.
- Acier: γ_s = 1 ; FeE 400 ; σ_s = 400 MPa.

Avec : $d \cong 0.9.h \quad et \quad c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

	Section de poteau	M_U(KN.m)	N_U (kN)	combinaison	A_{min} RPA	$A_{calculer}$	$A_{choisie}$
POTEAUX DERIVE	50x50	9.94	868.14	G+Q+E_Y	**20**	12.58	20.60
	50x50	6.06	936.87	1.35G+1.5Q	**20**	13.30	20.60
	50x50	34.09	1016.64	G+Q+E_X	**20**	16.67	20.60
	45x45	15.39	797.41	G+Q+E_Y	**16.2**	12.29	18.72
	45x45	12.39	855.84	1.35G+1.5Q	**16.2**	12.91	18.72
	45x45	40.16	934.87	G+Q+E_X	**16.2**	16.63	18.72
	40x40	19.07	543.16	G+Q+E_Y	**12.8**	9.16	14.20
	40x40	15.88	587.91	1.35G+1.5Q	**12.8**	9.54	14.20
	40x40	40.51	628.97	G+Q+E_X	**12.8**	12.63	14.20
	35x35	29.88	267.57	G+Q+E_Y	**9.80**	6.62	12.31
	35x35	25.52	297.64	1.35G+1.5Q	**9.80**	6.61	12.31
	35x35	47.85	300.12	G+Q+E_X	**9.80**	9.10	12.31
POTEAUX INT	50x50	24.47	2460.12	G+Q+E_Y	**20**	43.10	43.97
	50x50	29.08	2367.93	1.35G+1.5Q	**20**	41.45	43.97
	50x50	64.22	2255.12	G+Q+E_X	**20**	42.93	43.97
	45x45	23.31	2205.58	G+Q+E_Y	**16.20**	41.17	41.51
	45x45	20.54	2074.31	1.35G+1.5Q	**16.20**	37.31	41.51
	45x45	64.91	1983.58	G+Q+E_X	**16.20**	41.44	41.51
	40x40	22.74	1378.05	G+Q+E_Y	**12.80**	24.51	25.13
	40x40	24.37	1283.79	1.35G+1.5Q	**12.80**	22.91	25.13
ERM	40x40	57.44	1122.55	G+Q+E_X	**12.80**	**23.70**	**25.13**
	35x35	45.82	635.18	G+Q+E_Y	**9.80**	**14.70**	**16.08**
	35x35	28.81	621.71	1.35G+1.5Q	**9.80**	**12.21**	**16.08**
	35x35	59.43	480.92	G+Q+E_X	**9.80**	**13.62**	**16.08**

Tableau V -12: Vérification de la flèche des poutres

section	A finale (cm^2)
50x50 rive	4HA20+4HA16= 20.60
50x50 inter	8HA20+6HA20=43.97
45x45 rive	4HA20+4HA14 =18.72
45x45 inter	6HA14+6HA20=41.51
ikii40x40 rive	4HA14+4HA16=14.20
40x40 inter	8HA20=25.13
35x35 rive	8HA14=12.31
35x35 inter	8HA16=16.08

Tableau V.13 Ferraillage longitudinaux des poteaux.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T : section entièrement tendue.

3.1.e. 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.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :
- $\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.v_1}{I'_G}$
- $\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(v_1 - c')}{I'_G}\right]$
- Section partiellement comprimée :
- σ_b= k.y_1
- σ_s=15 k.$(d - y_1)$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
  et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

SECTION	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	fissuration	σb (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
50X50 RIVE	2.38	686.01	20.60	préj	3.12	46.82	Oui	**Oui**
50X50 INTE	21.25	1723.7	43.97	peu	8.04	120.6	Oui	**-**
45X45 RIVE	7.84	626.63	18.72 72	préj	3.77	56.55	Oui	**Oui**
45X45 INTE	14.96	1305.1	41.51	peu	7.39	110.8	Oui	**-**
40X40 RIVE	10.71	430.45	14.20	préj	3.64	54.6	Oui	**Oui**
40X40 INTE	17.57	935.22	25.13	peu	7.29	109.3	Oui	**-**
35X35 RIVE	18.59	218.03	12.31	préj	3.59	53.85	Oui	**Oui**
35X35 INTE	**20.84**	**453.62**	**16.08**	**peu**	**5.74**	**86.10**	**Oui**	**-**

Tableau V.14 : vérification des armatures à ELS des poteaux

Préj : préjudiciable

peu : peu nuisible

3.2. Détermination des armatures transversales :

3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidentalle}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA.99 version 2003** : [2 : 7.4.3.2]

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d\, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i}\\ \text{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

3.2.c. Vérifications des contraintes tangentielles :

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 :

Section	combinason	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA(MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
50x50	G+Q+Ex	35.67	0.16	15.66	0.075	1.875	4.32	**Oui**
45x45	G+Q+Ex	38.37	0.21	17.40	0.075	1.875	4.32	**Oui**
40x40	G+Q+Ex	27.54	0.19	19.58	0.075	1.875	4.32	**Oui**
35x35	G+Q+Ex	31.66	0.28	22.37	0.075	1.875	4.32	**Oui**

Tableau V.15 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

3.2.d. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

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

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

  - Φ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.
- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- Et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

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

Avec :

  - $A_t = n_t.a_t$
  - ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: St ≤ 10cm en zone IIa.
  - Dans la zone courante: St ≤ Min (b/2 , h/2 , 10ϕl) en zone IIa.
- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{cheminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **Application des recommendations.**

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : fe =400MPa

Section	V_u (kN)	A_t (mm²)	λ_g	ρ	St_{cal} (cm)	Zone	St_{finale}	Choix
50x50	35.67	314	4.52	2.5	70.42	courante	15cm	**4HA10**
						nodale	10 cm	**4HA10**
45x45	38.37	314	5.02	2.5	58.92	courante	15cm	**4HA10**
						nodale	10 cm	**4HA10**
40x40	27.54	200.96	5.65	2.5	46.70	courante	15cm	**4HA8**
						nodale	10 cm	**4HA8**
35x35	31.66	200.96	6.46	2.5	35.54	courante	15cm	**4HA8**
						nodale	10 cm	**4HA8**

Tableau V.16: les armatures transversales et leurs espacements

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale At/St.b :**

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
50x50	courante	0.418	Oui
	nodale	0.628	Oui
45x45	courante	0.465	Oui
	nodale	0.697	Oui
40x40	courante	0.334	Oui
	nodale	O.502	Oui
35x35	courante	0.382	Oui
	nodale	0.574	Oui

Tableau V.17: Vérification de la quantité d'armatures transversals

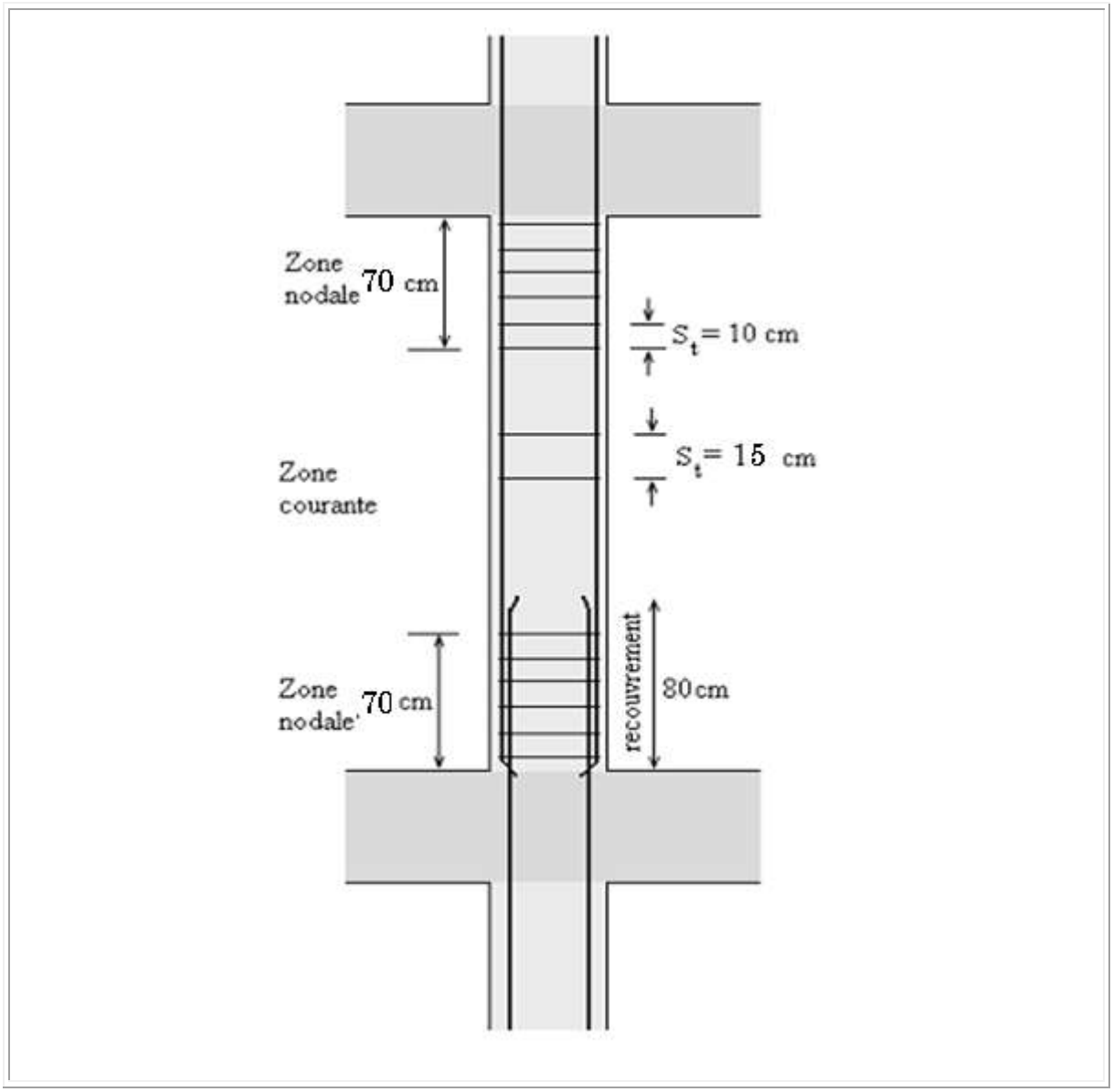


Figure V -3 : Disposition des armatures pour les poteaux

4. Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporte trois sortes d'armatures :

- des armatures verticales.
- des armatures horizontales.
- des armatures transversales.

4.1. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

- $0{,}1\% \le \frac{2.A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 :** [RPA :7.7.4]

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm.**
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile **0,15 %**
  - En zone courante **0,10 %**
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

  S≤1.5 a ou **S≤30cm**

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
  - 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

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

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

4.2. Les voiles pleins:

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales.

4.3. Voiles avec files d'ouvertures:

4.3.a. Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

4.3.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 (acier de peau)

4.4. Méthode de calcul:

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ". Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ1 " et " σ2 " calculées à partir des sollicitations (M, N).

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V$$

S: section transversale du voile: S = a .L

I: moment d'inertie: I= $\frac{ah^3}{12}$

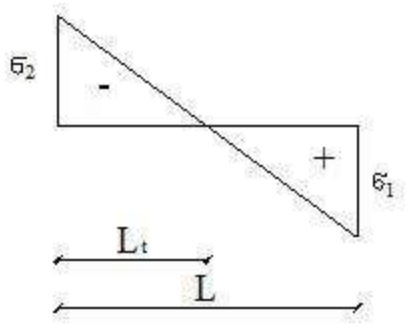
L: la largeur du voile. a: épaisseur du voile.

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée. Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

Cas1: Si σ1 et σ2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée

$A_V = \frac{Ft}{\sigma s}$; $F_t = \frac{\sigma 2 \text{ Lt a}}{2}$ (force traction) ; $Lt = \frac{\sigma 2}{\sigma 1 + \sigma 2} L$(la longueur tendue)

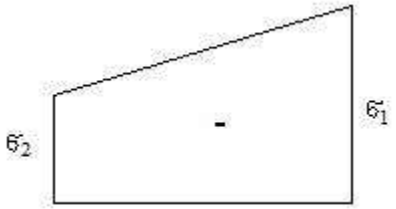
Diagramme des contraintes (SPC)



Cas2: Si σ1 et σ2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue, la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_V=\frac{\sigma\, a\, \gamma s}{\int_e}=\frac{Ft\ 11500}{\int_e} \quad ; Ft=[\frac{(\sigma 1+\sigma 2)}{2}]\ .\ L.\ a$$

Calcul des armatures horizontales et leurs espacements



Cas3: Si σ1 et σ2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée, la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement:

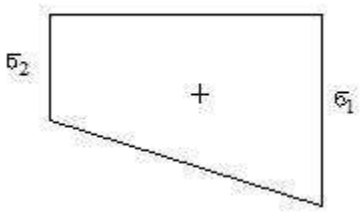


Diagramme des contraintes (SEC)

4.4.a. Recommandations réglementaires:

4.4.a.1. Armatures verticales:

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE 400.

Selon le CBA 93:

- $0{,}1\% \le \frac{2.A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$

Avec:

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

A_{ver} = 0.2% dans la section tendue du voile.

A_{ver} = 0.15% dans la section globale du voile.

A_{ver} = 0.1% dans la section courante.

AVEC :

- B: section du voile.
- a: épaisseur du voile.

φer:Diamètre vertical.

4.4.a.2. Armatures horizontales:

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

➢ **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi h \leq \min[\frac{h}{35} ; \frac{a}{10}; \varphi v]$

Espacement des armatures horizontales: $S_h \leq$ min [0.9d ; 40cm]

$S_h = \leq \frac{Ah \ feh}{0.4\ a}$; $S_t = \leq \frac{Ah\ 0.9\ feh}{\gamma s\ a\ \tau b}$;

$\overline{\tau}_b$ =min [0.2 $\frac{fc28}{\gamma b}$; 5MPa] fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_b$ =min[0.15$\frac{fc28}{\gamma b}$; 4MPa] fissuration préjudiciable.

τb : Contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.

- Ah: section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h: hauteur utile.

➢ **Selon le RPA 99 V(2003):**

$\varphi h \leq \frac{1}{10}\ a.$

$$S_h \leq \frac{A\ h}{0.0030}$$

$S_h \leq$ min[1.5a ;30cm]

4.4.a.3. Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds 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 quatre épingles par mètre carré du voile.

4.4.b. Recommandations pour les voiles et les trumeaux: (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- Espacement des armatures verticales

$$\begin{cases} S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]. \\ S_v = \quad S_v \text{ (zone courante)}. \end{cases}$$

$$\frac{\mathrm{Sv}}{2}(zone\ d'extrémité)\frac{L}{10}$$

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

4.5. Armatures verticales :

4.5.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Les données de calcul:

- Situation durable:
  - Béton: γ_b = 1.5 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.
  - Acier: γ_s = 1.15 ; FeE 400 ; σ_s = 348 MPa.
- Situation accidentelle:
  - Béton: γ_b = 1.15 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 18.5 MPa.
  - Acier: γ_s = 1 ; FeE 400 ; σ_s = 400 MPa.

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

4.5.a.1. les voiles pleines (sens-x) :

Tableau V.18: Armatures verticales des voiles pleins.

L=3.40m

NIV	S(cm²)	$\sigma 1$ MPa	$\sigma 2$ MPa	L_t (m)	F (KN)	A_{cal} (cm²)	A_{min}(cm²)		S(cm)		choix
							CBA	RPA	S_C	S_{ex}	
RDC+1	15 X340	-6.13	5.35	1.78	3.38	23.81	7.64	11.46	20	10	8HA14
2+3+4	15 X340	-5.22	3.87	1.63	1.46	11.80	5.73	8.60	20	10	8HA10
5+6+7	15 X340	-4.09	2.67	1.51	1.63	7.55	5.73	8.60	20	10	8HA10
8+9	15 X340	-2.25	1.14	1.28	2.79	2.75	5.73	8.60	20	10	8HA08

L=5.15 m

NIV	S(cm^2)	$\sigma 1$ MPa	$\sigma 2$ MPa	L_t (m)	F (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{min}(cm^2)		S(cm)		choix
							CBA	RPA	S_C	S_{ex}	
RDC+1	15 x515	-5.25	5.56	1.16	15.96	16.09	4.5	6.75	20	10	5HA16
2+3+4	15 x515	-3.62	2.82	0.99	8.46	5.21	3.38	5.06	20	10	5HA12
5+6+7	15 x515	-2.76	1.62	0.83	4.88	2.53	3.38	5.06	20	10	5HA12
8+9	15 x515	-1.74	0.41	0.43	5.43	0.33	3.38	5.06	20	10	5HA10

L=5.15m

NIV	S(cm^2)	$\sigma 1$ MPa	$\sigma 2$ MPa	L_t (m)	F (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{min}(cm^2)		S(cm)		choix
							CBA	RPA	S_C	S_{ex}	
RDC+1	15 x515	-6.31	6.38	1.62	14.43	25.82	4.5	9.66	20	10	7HA16
2+3+4	15 x515	-0.93	1.06	1.72	0.93	3.41	3.38	7.25	20	10	7HA10
5+6+7	15 x515	-1.1	1.1	1.61	1.05	3.32	3.38	7.25	20	10	7HA10
8+9	15 x515	-1.36	1.34	1.60	1.21	4.02	3.38	7.25	20	10	7HA08

4.5.a.2. Les trumeaux (sens-X)

Tableau V.19: Armatures verticales des trumeaux

L=1.43m

NIV	S(cm^2)	$\sigma 1$ MPa	$\sigma 2$ MPa	L_t (m)	F (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{min}(cm^2)		S(cm)		choix
							CBA	RPA	S_C	S_{ex}	
RDC+1	15 X 143	-6.46	4.48	0.59	13.67	5.50	2.86	4.29	20	10	6HA10
2+3+4	15 X 143	0.69	-1.5	0.45	2.31	4.92	2.15	3.22	20	10	6HA08
5+6+7	15 X 143	4.33	-5.99	0.60	1.10	4.87	2.15	3.22	20	10	6HA08
8+9	15 X 143	-2.63	0.09	0.05	0.45	0.58	2.15	3.22	20	10	6HA08

4.5.b. L'espacement:

D'après le RPA 99 version 2003, on a l'espacement admissible :

$$Sv = Min \begin{cases} 1{,}5a \\ 30cm \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 22.5cm \\ 30\ cm \end{cases}$$

Avec:

L : la largeur du voile

a : l'épaisseur du voile

Les espacements adoptés pour chaque voile sont indiquées dans les tableaux précédents.

4.5.b.1. Les armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures verticales et horizontales. Par ailleurs elles empêchent le flambement éventuel des barres verticales. Ces dernières (les deux nappes d'armatures) doivent

être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré. L'acier choisi pour les armatures transversales est du type rond lisse de nuance FeE 400.

4.5.b.2.Les armatures horizontales :

Horizontalement le voile équilibrera l'effort tranchant provenant des efforts sismiques. Les calculs de détermination des armatures horizontales pour équilibrer l'effort tranchant ont donné des résultats très faibles, inférieurs aux sections minimales exigées par le RPA 99. Ainsi on adoptera les sections minimales du RPA 99 ; à savoir :

Ah ≥ 0.003.Sh.b0 = 1.01cm2 (CBA 93).

Ah ≥ 0.4.Sh.b0 / fe = 0.6 cm2.

4.6. Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :

Dans le règlement (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$\tau b \leq \overline{\tau}_b = 0.2\, fc28 = 5MPa$

Ou : $\tau b = \frac{V}{b0\, d}$ avec v=1.4xV$_u$

- bo : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales se fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : At=2. At

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA : A.5.1.2.3]

$$S_t = \frac{0.9\, At \frac{fet}{\gamma s}}{b0(\tau u - 0.3 ft28\, k)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

K = 1 + 3. $\frac{Nu}{Bfc28}$ (Compression) ; et K = 1 – 10. $\frac{Nu}{Bfc28}$ (traction)

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Niv	L(m)	Vu (KN)	τu (MPa)	$\overline{\tau}_b$ CBA (MPa)	Sh (cm)		Sh choisi (cm)	Amin = 0.150/0 B	Ah choisis (cm2)
					RPA	CBA			
RDC+1	3.40	1837.65	0.05	5.00	19.8	40	15	3,20	2(17Ø8) =8.53
	5.15	1483.57	0.03	5.00	19.8	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	5.15	391.92	-0.26	5.00	19.8	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
2+3+4	3.40	1235.56	0.19	5.00	18.2	40	15	3,20	2(17Ø8) =8.53
	5.15	1138.81	0.82	5.00	18.2	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	5.15	315.84	-0.19	5.00	18.2	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
5+6+7	3.40	1842.60	0.02	5.00	18.2	40	15	3,20	2(17Ø8) =8.53
	5.15	1576.42	0.01	5.00	18.2	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	5.15	775.88	-0.15	5.00	18.2	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
8+9	3.40	760.87	-0.15	5.00	18.2	40	15	3,20	2(17Ø8) =8.53
	5.15	534.69	-0.65	5.00	18.2	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53
	5.15	309.79	0.17	5.00	18.2	40	15	2.60	2(17Ø8) =8.53

Tableau V.20: armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleins

***Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les trumeaux :**

Niv	L(m)	Vu (KN)	τu (MPa)	$\bar{\tau}_b$ CBA (MPa)	Sh (cm)		Sh choisi (cm)	Ah choisis (cm2)
					RPA	CBA		
RDC+1	1.43	412.51	0.55	5.00	19.8	40	15	2(17Ø8) =8.53
2+3+4	1.43	464.26	0.27	5.00	19.8	40	15	2(17Ø8) =8.53
5+6+7	1.43	255,26	0.37	5.00	19.8	40	15	2(17Ø8) =8.53
8+9	1.43	22,23	2.51	5.00	19.8	40	15	2(17Ø8) =8.53

Tableau V.21: armatures horizontales et leurs espacements dans les trumeaux

5. Ferraillage des linteaux:

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. Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99)

5.1. Selon le CBA 93 :

Même conditions que pour les poutres.

5.2. Selon le RPA 99 :

5.2.a. Contrainte limite de cisaillement (RPA99 Art 7.7.2):

$$\tau b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\, fc28$$

Ou : $\tau b = \frac{T}{b0\ d}$ avec $T=1.4 \times T_{calculée}$

b0: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile. d=0.9h.

Tu: effort tranchant ultime.

5.2.b. Ferraillage des linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple, avec les efforts M et T.on devra disposer:

- des aciers longitudinaux de flexion: Al
- des aciers transversaux: At
- des aciers en partie courante (acier de peau): Ac
- Premier cas: τb ≤ 0.06 fc28

5.2.c. Aciers longitudinaux:

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_t = \frac{M}{Z\, fe} \quad \text{Avec } Z=h-2d'$$

M: moment du à l'effort tranchant : (M =1.4T)

h: hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage. T

5.2.d. Aciers transversaux:

***Premier sous cas:** linteau long (λg=l/h > 1)

$$\text{On a : } S_t \leq \frac{At\, fe\, Z}{T}$$

S_t:Espacement entre les armatures transversales

At: section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

Z = h – 2 d'

***Deuxième sous cas**: linteau courts (λg=l/h ≤ 1)

On doit avoir:

$$S_t \leq \frac{At\, fe\, L}{T + At\, fe}$$

$$T=\min(T_1 ; T_2) \; ; \; T_1 = \frac{Mci+Mcj}{Lij} \; ; \; T_2 = 2T_u$$

Avec :

Mci , Mcj: Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " Lij ", est calculés par:

$M_c = A_l\, fe\, Z$; Z = h-2 d'

***Deuxième cas:** τb > 0.06 fc28

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimum réglementaires. Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposer obligatoirement. Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{T}{2\, fe\, sin\alpha}$$

Avec : tgα= (h-2d)/l

Et T=Tu calcul (sans majoration)

5.2.e. Ferraillage minimal:

Selon le RPA 9, on a:

$A_l \geq 0.15\%bh$

$A_c \geq 0.2\%bh$

$A_D = 0$;si $\tau b \leq 0.06\ fc28$

$A_D = 0.15\%bh$;si $\tau b > 0.06\ fc28$

$A_t \geq 0.15\%bs$; si $\tau b \leq 0.025\ fc28$

$A_t \geq 0.15\%bs$; si $\tau b > 0.025\ fc28$

5.2.f. Calcul du ferraillage :

Caractéristiques du linteau: b = 0.15 m ; h = 0.96m ; d = 0.864 m. La section transversale est de: (15 x 96) cm²

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Niv	T (kN)	(kN) $\overline{T}$	τb (MPa)	0.06 fc28 (MPa)	0.0025 fc28 (MPa)	τb ≤0.06 fc28	τb ≤0.025 fc28
RDC+1	464.37	650.12	5.01	1.5	0.625	Non	Non
2+3+4	297.73	416.82	3.22	1.5	0.625	Non	Non
5+6+7	131.85	184.60	1.42	1.5	0.625	Non	Non
8+9	75.32	122.30	0.89	1.5	0.625	Non	Non

Tableau V.21: Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux

5.2.g. Armatures transversales:

Niv	T (kN)	(kN) $\bar{T}$	τ b (MPa)	$\bar{\tau}$b RPA99 (MPa)	τb< $\bar{\tau}$b	h (cm)	l (m)	λg=l/h	λg>1
RDC+1	464.37	650.12	5.01	5	c.v	80	1.20	1.50	c.v
2+3+4	297.73	416.82	3.22	5	c.v	80	1.20	1.50	c.v
5+6+7	131.85	184.60	1.42	5	c.v	80	1.20	1.50	c.v
8+9	75.32	122.30	0.89	5	c.v	80	1.20	1.50	c.v

Tableau V.22: Vérification des contraintes de cisaillement dans les linteaux

Niveau	Sens	τb (MPa)	At	St (cm) CBA93	St (cm) RPA99		Espacement St (cm)
					St=h/4	St≤$\frac{At}{0.15\%b}$	
RDC+1	incliné	3.70	2HA10	40	20	69.77	15
2+3+4	Y	2.71	2HA10	40	20	69.77	15
5+6+7	incliné	1.45	2HA10	40	20	69.77	15
8+9	Y	0.06	2HA10	40	20	69.77	15

Tableau V.23: Armatures transversales et leurs espacements dans les linteaux

Chapitre VI : Etude de l’infrastructure

1. Introduction:

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au dessous du niveau de base en contact direct avec le sol d'assise, auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

2. Classification des fondations :

Un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

* Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

* Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

3. Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de:

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ Les charges amenées par la construction.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

4. Etude préliminaire du choix de type de semelle :

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2 bar** pour une profondeur d'ancrage de 2 **m** par rapport au niveau fini du terrain d'assise après les travaux de terrassement effectués, selon le rapport de sol. Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant : Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

❖ **Précautions :**

Pour augmenter la capacité portante du sol on essayé par calcul de prévoir une épaisseur du gros béton de 1.5m **«** dans les cas ou une couche de gros béton est interposée entre le sol et les semelles, la transmission de charge se fera a traverse le gros béton (dosage 200 kg/m3 minimum qui aura travaillé a une contrainte de 10 à 12 bars suivant un angle tel que d/h varie de 0.5 à 0.6 m **»** Albert FUENTES.

5. Calcul des semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal **Ns** max qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

B x A ≥ Nser / σsol ► B≥ $\sqrt{Nser / \sigma sol}$

σ sol : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation A XB

N : Effort normal appliqué sur la fondation (ELS).

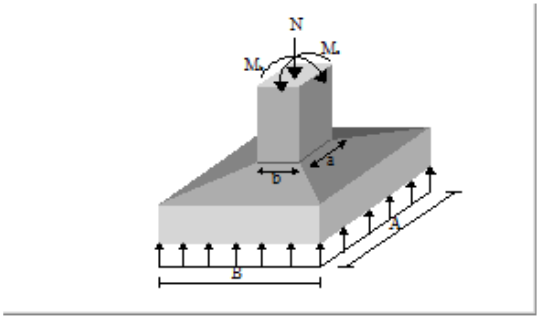


Figure VI. 1 : Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés.

5.1. Dimensionnement des semelles isolées :

Pour notre étude on a les poteaux sont sollicite a la compression simple donc on 'est dans la **1ier** cas on a

***M=0 :**

Semelle	Combinaison	N (kn)	бsol (bar)	A(m)	B(m)	Aadop (m)	Badop (m)	h(m)	e(cm)
S1	**G+Q**	632.54	2	2	2	2	2	0.5	0.02
S2	**G+Q**	686.01		2	2	2	2	0.5	
S3	**G+Q**	923.22		2.5	2.5	2.5	2.5	0.6	
S4	**G+Q**	1001.30		2.5	2.5	2.5	2.5	0.6	
S5	**G+Q**	1071.56		2.5	2.5	2.5	2.5	0.6	
S6	**G+Q**	1119.14		2.5	2.5	2.5	2.5	0.6	
S7	**G+Q**	910.63		2.5	2.5	2.5	2.5	0.5	
S8	**G+Q**	1062.03		2.5	2.5	2.5	2.5	0.6	
S9	**G+Q**	1029.85		2.5	2.5	2.5	2.5	0.6	
S10	**G+Q**	623.58		2	2	2	2	0 5	
S11	**G+Q**	741.91		2	2	2	2	0.5	

Tableau VI.1: dimensionnement de la section des semelles isolées

5.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

$\sigma = Nser + Psemelle + Pamorce\ poteau + Premblais/Schoisi \leq \sigma s$

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées

Semelle	N (kn)	P semelle (KN)	Pamorce p (KN)	P remblé	σcal (bar)	σcal<=σSol
S1	632.54	45	9.06	174.24	2.15	C.N.V
S2	686.01	45	9.06	174.24	2.15	C.N.V
S3	923.22	93.75	8.12	262.44	2.06	C.N.V
S4	1001.30	93.75	8.12	262.44	2.06	C.N.V
S5	1071.56	93.75	8.12	262.44	2.06	C.N.V
S6	1119.14	93.75	8.12	262.44	2.06	C.N.V
S7	910.63	16.87	10	104.04	2.03	C.N.V
S8	1062.03	93.75	8.12	262.44	2.06	C.N.V
S9	1029.85	93.75	8.12	262.44	2.06	C.N.V
S10	623.58	45	9.06	174.24	2.15	C.N.V
S11	741.91	45	9.06	174.24	2.15	C.N.V

5.3. Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Lorsqu'il a deux fondations voisines (±proches) Il y aura existence de pressions qui sont deux aux charges permanentes appliquées aux fondations, ces pression présenter bon forme de bulles au niveau du sol et qui peuvent s'interagirent entre elle. Les semelles les plus charges peuvent provoquées des soulèvements des autres semelles les moins charges.

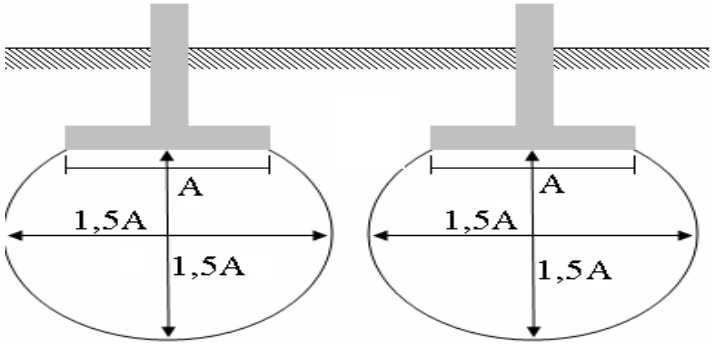


Figure VI. 2: Les bulles de pression

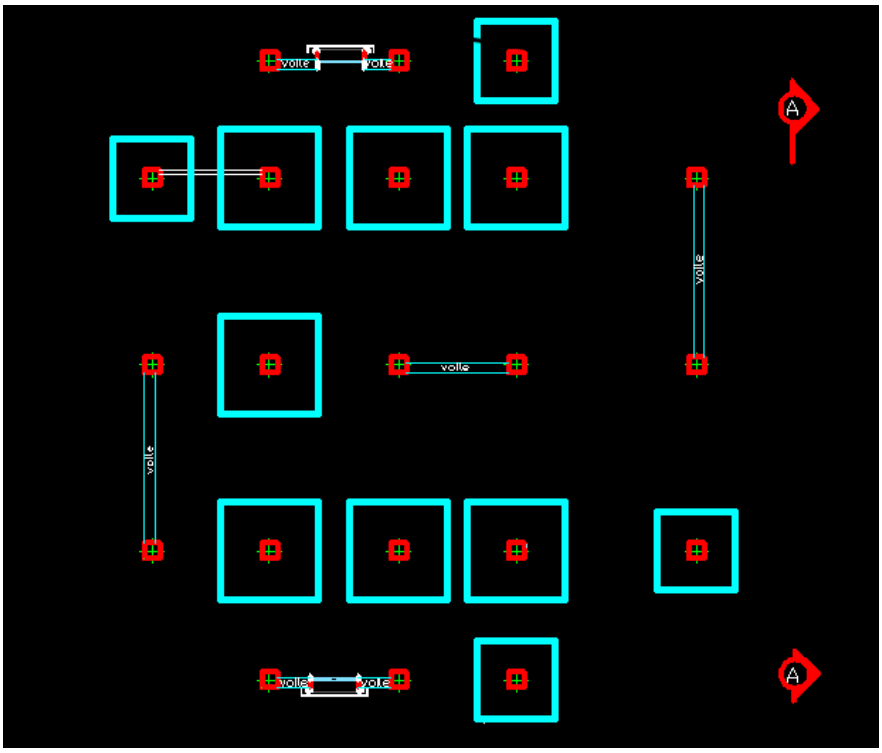


Figure VI. 3:la disposition des semelles

D'après la figure on remarque qu'il y a un problème d'interférence des semelles isolées, on adopte en deuxième lieu pour des semelles filantes sous deux poteaux.

6. Calcul des semelles filantes :

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 la méthode des bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

6.1. semelles filantes sous poteaux

- La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, on distingue : la semelle et la poutre de libage.
- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

6.1.a. Dimensionnement :

On doit vérifier l'inégalité suivante

$$S=B*L \geq Nser/\sigma sol$$

Hauteur de semelle :

h= d+c+ Ø /2

1. $d \geq B-b/4$
2. C=3 cm
3. Ø/2= 12/2= 6 mm = 0.6cm

semelle	Combinaison	N (kN)	бsol *MPa*	L (m)	B (m)	B(m) adopte	d (cm)	h (cm)
SF1	**G+Q**	1797,20	0.2	*10.25*	*1.3*	*1.5*	*25*	*55*
SF2	**G+Q**	*4496*		*26*	*1.3*	*1.5*	*20*	*55*
SF3	**G+Q**	4379,14		*26*	*1.3*	*1.5*	*20*	*55*
SF4	**G+Q**	4451,01		*26*	*1.3*	*1.5*	*20*	*55*
SF5	**G+Q**	2900,04		*10.25*	*1.3*	*1.5*	*25*	*55*

Tableau VI.3 : dimensionnement de la section des semelles filantes

6.1.b. Vérification de contrainte a L'ELS

$$\sigma = Nser + Psemelle + Pamorce\ poteau + Premblais/\ Sch\ oisi \leq \sigma s$$

P semelle	*P* amorce p	P remblai	Σ N	бcal	бcal≤ бSol
515,63	*8.43*	978,75	1797,20	0,106	***OUI***
464,75	*8.43*	882,18	*4496*	0,117	***OUI***
536,25	*8.43*	1017,90	4379,14	0,161	***OUI***
520,63	*8.43*	1023,75	4451,01	0,159	***OUI***
515,63	***8.43***	978,75	**2900,04**	**0,117**	***OUI***

Tableau VI.4 : Vérification de contrainte à L'ELS.

6.2. Semelle filantes sous voile :

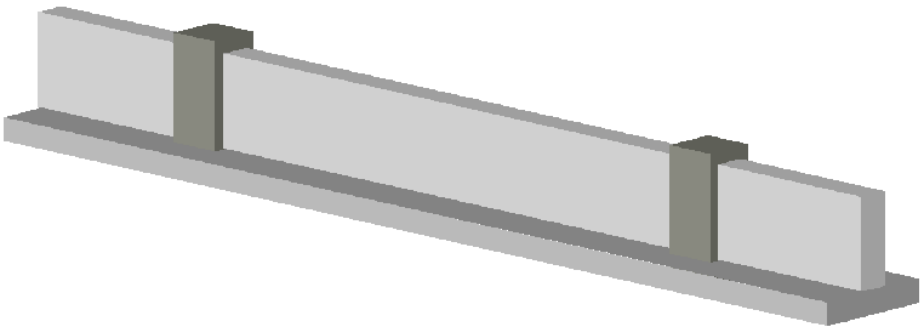


Figure VI.4 : Schéma d'une semelle filante sous voile.

6.2.a. Dimensionnement:

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N=\Sigma N/L$$

Avec :

- **ΣN :** est la somme des efforts normaux.
- **L :** la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit

$B \geq N/1000 .\sigma sol$; $d \geq B-b/4$; $h=d+c+\phi l/2$

semelle	N (kN)	Ϭsol	L (m)	B (m)	B(m) adopte	h (cm)
SF1	**2133.33**	**2**	**4.05**	**3.3**	**3.5**	**0.78**
SF2	**963.56**		**3.75**	**1.7**	**2**	**0.41**
SF3	**569**		**4.05**	**1.5**	**1.5**	**0.78**

Tableau VI.5 : dimensionnement de la section des semelles filantes sous voile.

P semelle	P remblai	Σ N	Ϭcal	Ϭcal ≤ϬSol
183,77	348,83	2133,33	0,199	***OUI***
103,13	195,75	963,56	0,168	***OUI***
77,96	147,99	569,00	0,140	***OUI***

Tableau VI.6 : Vérification de contrainte à L'ELS

6.3. Ferraillage des semelles filantes :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à **l'ELU** et à **l'ELS** et on adopte par la suit le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions avec ses espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Armatures principales :

$$A=N\,(B-b)\,/8\,.\,d\,.\,\sigma s \quad \& \quad Esp=100/n$$

Avec :

n: étant le nombre de barres Armatures de répartition :

Arép = A(cm2) . B(m) /4 ; ESP=B−2e−ϕ/(n -1)

Avec :

[σs]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.

[σs] = 202MPa à l'ELS.

6.3.a. Semelles filantes sous poteaux :

semelle	Nu	Nser	L max	B (m)	Au (cm2)	Aser (cm2)	Afinale (cm²)	Esp (cm)
SF1	*2201.37*	1797,20	*10.25*	*1.5*	*3.1*	*4.4*	**8HA12=9.05**	***12***
SF2	*4560*	*4496*	*26*	*1.5*	*8.1*	*13.9*		
SF3	*4451.47*	4379,14	*26*	*1.5*	*7.9*	*13.5*		
SF4	*4521.5*	4451,01	*26*	*1.5*	*8.11*	*13.7*		
SF5	*2990.50*	2900,04	*10.25*	*1.5*	*4.3*	*8.9*		

Tableau VI.7: ferraillage des semelles filantes sous poteaux

❖ **Récapitulation :**

Semelle	A répartition (cm2)	ESP (cm)
SF (1 à 5)	**8HA12=9.05**	**12**

6.4. Calcul de la Poutre de Libage (poutre sur sol élastique) :

6.4.a. Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur **b** du poteau, sa hauteur **h** sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \,.\, l^4 \,.\, K}{\pi^4 \,.\, E}} = 71.54cm$$

Avec :

- L=4.20m : la longueur maximale dans la file;
- K=27 10^6 N/m^3 : coefficient de raideur du sol (sol moyen);
- E=1.08 10^4 MPa : le module d'élasticité du béton.

On choisit **h=85 cm.**

Alors : on a des poutres de libage de **50x85.**

6.4.b. Evaluation des charges :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol **q (KN/m2)** par la formule suivante :

$$q \leq \sum N/L$$

- ***À l'ELU***:

  q_u=1.50x0.136 10^3x1.50=306.00 kN/ml

- ***À l'ELS :***
- q_{ser}=0.136 10^3x1.50=204.00 kN/ml

6.4.c. Calcul des efforts :

Les résultats finals des efforts sont représentés dans le tableau suivant :

Sollicitations	*combinaison*	M_t *(kN.m)*	M_a *(kN.m)*	*T (kN)*
ELU	1.35G+1.5Q	521.82	-541.28	453.54
ELS	G+Q	341.21	-335.52	-

6.4.d. Calcul du ferraillage

- **Armatures longitudinales** *(*en Flexion Simple)

Section d'armature	*En travée*	*Aux appuis*
$A_{calculée}$	19.62	20.41
$A_{adoptée}$	4 HA20+4HA16	4 HA20+4HA16

***HA20** : Armatures longitudinales

***HA16** : Chapeaux

- **Armatures transversales**

	At	*Espacement*
Transversalement	*4Ø8*	*15 cm en Z.C* *10 cm en Z.N*

6.4.e. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_o * d} = \textbf{1.33 MPa} \leq \tau bar = \textbf{3.33MPa} \quad \textbf{cv}$$

7. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

7.1. Pré dimensionnement. :

Pour un sol de fondation de catégorie ''S_3'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont [2:10.1.1.b]: 25 x 30cm².

On opte une section de 30 x 40.

7.2. Sollicitations.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à : [2:10.1.1.b]

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1919.66}{12} = 159.97\ kN$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1376.32}{12} = 114.69kN$$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité.
- α=12: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

7.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

a. à l'état limite ultime.

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$$

Où : F_u = 159.97 kN

Alors: $A_u = \frac{159.97 * 10^3}{348} = 4.59 cm^2$

b. condition de non fragilité.

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors: $A \geq \frac{(30 * 40) * 2.1}{400} \Rightarrow A \geq 6.3 cm^2$

Donc on adopte **A=6HA12=6.78cm²**

c. vérification des contraintes à l'ELS.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

F_{ser} = 114.69 kN

Alors:

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{114.69\ 10^3}{678} = 169.15 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$ Condition vérifié

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B :

$$A_{min} = \frac{0,6 b.h}{100} = \frac{0,6 * 30 * 40}{100} = 7.2 cm^2$$

Donc on adopte **A=6HA14=9.23 cm²**

d. Armatures transversales.

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA qui doit inférieur au Min (20 cm ; 15Φ_ℓ).

d.1. section :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 mm$$

On adopte $\varphi_t = 8 mm$

A_t = 4ϕ8 = 201 mm²

d.2. Espacement:

$$S_t = \min \left[20cm ; 15\varphi_l\right] = \min \left[20cm ; 21cm\right]$$

On adopte **S_t = 15 cm.**

e. Recapitulation.

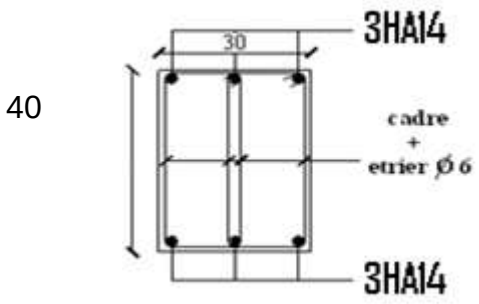


Figure.VI.1. Ferraillage de la longrine

Conclusion

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'études, nous a permis de mettre en pratique , les connaissances acquises durant le cursus universitaire dans le domaine du génie civil et en particulier dans le domaine du béton et nous a permis de prendre conscience que tout ce qu'on a appris a l'université n'est pratiquement rien compare a tous ce qu'offre le domaine du génie civil, mais peut être pris comme une très bonne base de départ pour chaque ingénieur désireux de progresser et de découvrir ce vaste domaine, mais surtout ce mémoire apprend aux futurs ingénieurs a devenir des autodidactes et aller chercher les informations par eux mêmes au fond des livres