République **A**lgérienne **D**émocratique et **P**opulaire

Ministère de L'enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique



Université YAHIA Farés de Médéa

Faculté de la Technologie

Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etude :

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Construction et Matériaux

Thème :

ETUDE COMPARATIVE ENTRE STRUCTURE EN PIERRE ET STRUCTURE EN B.A A CONTRAINTE MIXTE

Réalisé par :

- Boukhalfa Amel
- Hadjeri Hadjira

Encadré par:

- Mr. Bouksani Omar

Promotion 2016/2017

Remerciements

Au nom de ***Dieu*** *clément et miséricordieux notre profonde gratitude et le grand merci, pour nous avoir donné le courage et la force pour la réalisation de ce travail.*

A nos examinateurs,

Qui nous a fait l'honneur de faire partie de notre jury.

Témoignage de notre respect et de notre sincère gratitude.

Nos remerciements les plus sincères et les plus respectueux vont à notre promoteur Mr ***Bouksani Omar*** *pour la bienveillance*

Qu'il nous a témoigné et son orientation, pour sa patience et sa disponibilité. Pour nous avoir guidé dans la réalisation de ce travail.

A tous qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail et surtout les étudiants.

Dédicace

C'est avec très grand honneur que je dédie ce modeste travail à :

Au premier lieu, nous tenons à remmercier « ALLAH »qui nous a donnée le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Mon pére « que dieu le garde dans son vaste paradis », chaque goutte de seurer est venu à vous et votre peine sur les paumes de mon éducation et a toujours tendu une main secourable à moi à tout moment et faire pas des phrase exprime l'tendue de mon amour et de gratitude.

ma mére écrit beaux mots et expressions et formuler la meillleure à la veille s'il vous plait briser stylos et les pleurer pour son incapacité à concervoir votre droit.

A mes chères sœurs Assia et Sabrina, qui ont toujours tendu une main secourable à moi tout temps.

A mon chère frère Kamel, qui m'a toujours enseigné qu la vie est belle et la substance beau sourire et qui ne laisse pas de votre visage et j'espére ètre toujours le meilleur, et mon neveu Isshak .

A toute la famille « HAdjeri »Sans exception.

A mes amies : Sarah Nékamiche, Yasmine Hadjadj, Kadik Ihhsen, Fatiha Touzout, Amel Boukhalfa , ... et tous mes amis qui ont partagé avec moi Les bon et les mauvais moments .

A tous mes collègues de Travail : Mr.Azizi Nouredine, Mouefki Djamel, Mouefki Ahmed, Ben Khada Nacer, Benaissa Ould Torki , Benaissa Benaissa.

Grace au mal qui m'a fait Salim Kelbouz de canstantine.

Hadjira

Dédicace

A celle qui je ne pourrais jamais assez remercier pour tous les sacrifices qu'elle a fait pour que
Je me retrouve à cette place, à mon adorable MAMAN.

A toi mon guide et mon ami, qui n'a jamais cessé de me conseiller quand j'en avais le plus besoin, à toi mon éternel guide, mon PERE.
Que Dieu vous protège

A mes charmantes sœurs (Nadjet, Samah, Hassiba, Chaima et Rania.) et à les bons moments qu'on a passé ensemble
Que Dieu les bénisse

A mes très chers frères (Smail ;Fayçal ;Mohamed cherif (Mimou).

A tous les membres de ma grande famille

A ma binôme Hadjira qui m'ont supporté durant la réalisation de ce projet

A tous mes chères amies (Chaima, Malek, Amira, Sara, Mounira, Selma, Mariem et Marioma, Sara, Samira, Aicha, Romaissa, Hadjer)
A tous qui j'aime et m'aiment

Avec le plaisir de ma relation avec ma chère ami Anouar

A toute la promotion 2^{éme} Master génie civile 2016/2017.

……je dédie ce modeste travail

Amel

ملخص :

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة مقارنة من الناحية التقنية الاقتصادية بين منشأة من الخرسانة المسلحة بظام الاعمدة و الروافد ذات طابق ارضي و اربعة طوابق و منشأة منجزة بالحجارة الطبيعية فقط كنظام للمقاولة و الدعم بنفس الطوابق ، يعتزم اقامة هذا المشروع في المنطقة الثالثة المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي متوسط .مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط(أعمدة و عارضات +دروة) مسلحة و الحجارة الطبيعية بالنسبة للخيار التاني و قد تم التصميم وفقا للقوانين والمعايير البناء المطبقة في الجزائر .CBA93 et RPA99 version 2003 الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج.SAP2000 V17.3

كلمات المفاتيح

خرسانة مسلحة. تدعيم مختلط. أعمدة .عارضات .جدران .قاعدة شاملة

Résumé :

Le but de ce travail est de comparer entre deux structure « structure poteaux – poutre et structure en pierre » coté technico-économique , le bâtiment (RDC + 4 étages), qui sera implanté a la troisième zone classée comme une zone de forte moyenne sismicité .la résistance de la structure est assurée par un système de contreventement mixte (portique voile) et la pierre pour la 2^{éme} variante. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version2003.CBA 93). L'étude dynamique a été faite sur le logiciel SAP2000v17.3.0

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, étude dynamique, poteaux, poutres, voile radier

Abstract:

This work aims the analysis of a reinforced concrete structure with five floors and a …which will b implanted in third zone classed as a high seismic zone. The resistance of the building is ensured by a mixed brace system (frame shells). The conception has been done according to construction laws applied in Algeria (RPA99 Version 2003 and CBA93) the dynamic analysis has been done by the use of)SAP2000 V17.3.0). Finlay, the substructure has analyzed by calculating the general strike

Key words

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

SOMMAIRE

INTRODUCTION……1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 SITUATION : ……..……...…....…….....5

I.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE : ……...……..……...5

I.3 CARACTERISTIQUES DE STRUCTURE :…….....5

I.3.a Dimensions:.....5

I.3.b L'ossature : …….....5

I.4 CLASSIFICATION DE STRUCTURE SELON RPA99 VERSION 2003 6

I.4.1 Planchers : 6

I.4.2 Maçonnerie : 6

I.4.3 Revêtements : 6

I.4.4 L'acrotère : 7

I.4.5 Les escaliers : 7

I.4.6 L'infrastructure : 7

I.5 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX : 7

I.5.1 Le béton :.. 7

I.5.1.1 Composition du béton : 7

a) ciment:…….....7

b) Granulats :…….....8

c) Eau de gâchage :.....8

I.5.1.2 Propriété du béton : 8

I.5.2 Les acier :…….....11

a. Les limites élastiques 11

b. Module d'élasticité des aciers:.....11

c. Les contraintes limites de calcul: 11
c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U): 11
c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) 12
d. Le coefficient d'équivalence : 12
I.6 HYPOTHESES DE CALCUL : 13
PIERRE : 14
I.7 CLASSIFICATION DE STRUCTURE SELON RPA99 VERSION 2003 : 14
I.7.1 Planchers : 14
I.7.2 Maçonnerie : 14
I.4.5 Les escaliers : 14
I.4.6 L'infrastructure : 14
I.8 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX POUR STRUCTUR EN PIERRE : 14
I.8.1 Maçonnerie :. 15
I.9 PRINCIPALES ROCHES : 16
I.9.1 Les roches magmatiques : 17
I.9.2 Les roches sédimentaires : 17
I.9.3 Les roches métamorphiques : 17
I.10 CARACTIRISTIQUE TECHNIQUES DES MATERIAUX : 18
I.10.1 Mortier : 18
I.10.2 Le joint : 19
I.10.3 La pierre : 19
I.11 RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION : 19
I.11.1 Module de déformation longitudinale : 20
I.11.2 Coefficient de POISSON (υ) : 20
I.11.3 Contrainte limite à E.L.U: 20
I.11.3.1 Contrainte de la pierre en compression **:** 20

CHAPITRE II : PREDIMENTIONNEMENT

II.1 INTRODUCTION : 22
II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS : 22
II.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES : …..…….……..……..22
II.3.1 PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE 23
a. Charges permanentes 23
b. Surcharge d'exploitation 23
II.3.2 PLANCHER ETAGE COURANT :…….. 24
a. Charges permanentes :..... 24
b. Surcharge d'exploitation : 24
c. charge d'exploitation : 24
II.3.3 MAÇONNERIE :…….. ……25
II.4 PRÉDIMENSIONNEMENT:……...25
II.4.1 LES PORTIQUES : 25
II.4.1.1 LES POUTRES: 25
a. Poutres principales (porteuses) : 25
b. Poutres secondaires (non porteuses): 27
II.4.1.2 LES POTEAUX : 29
II.4.1.2.1 Calcul de la longueur de flambement L_f : 29
II.4.1.2.2 Calcul de l'effort $\overline{N}$:: 30
II.4.1.2.3. La surface reprise par le poteau : 32
II.4.1.2.4 Détermination des charges et surcharge : 33
II.4.1.2.5 Vérification selon le RPA99v2003 : 35
II.4.1.2.6 Vérification des sollicitations normales : 35
II.4.1.2.7 Vérification aux zones nodales : 36
II.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES : 36

II.6 RIERRE : 38
II.6.1 INTRODUCTION: 38
II.6.2 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES: 38
II.6.2.1 PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE : 38
II.6.2.2 PLANCHER ETAGE COURANT (2éme cas): 38
a.Charges permanentes : 38
b. Surcharge d'exploitation : 38
c. charge d'exploitation : 39
II.7 PRÉDIMENSIONNEMENT : 39
II.7.1 CHAINAGE : 39

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 L'ACROTERE : 40
III.1.1 INTRODUCTION : 40
III.1.2 Principe de calcul : 40
III.1.3 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation : 41
III.1.4 Détermination des efforts : 41
III.1.5 Calcul de ferraillage : 41
III.1.5.a L'état Limite Ultime : 42
III.1.5.b Vérification à l'état limite de service : 43
III.1.6 Vérification de l'effort tranchant : 46
III.1.7 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton : 46
III.1.8 Vérification de l'acrotère au séisme : 47
III.2 PLANCHER A CORPS CREUX : 47
III.2.1 La dalle de compression : 48
III.2.2 Calcule des poutrelles : 49
a. Calcul avant coulage : 49

b. Après coulage :…….....54
b.1 Méthode de calcul des poutres : 54
b.1.1 méthode forfaitaire : 54
b.1.2 méthode de Caquot:.....54
III.2.3 Calcul des charges et surcharges :.....58
III.2.4 Sollicitations de calcul : 58
III.2.5 Récapitulations :.....63
III.2.6 Ferraillage des poutrelles : 63
a. Calcul des armatures longitudinales :.....63
b. Calcul des armatures transversales:.....65
III.2.7 Vérifications**:**.....66
a) Vérification de l'effort tranchant : 66
b) Vérification au voisinage de l'appui :.....66
c)Vérification de la compression dans la bielle de béton:.....66
d) Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:.....66
e) Vérification de la flèche *:*.....67
III.3 CALCUL DES ESCALIERS:.....69
III.3.1 Introduction:.....69
III.3.2 Terminologie :.....69
III.3.3. Dimensionnement : 70
III.3.4 Evaluation des charges et surcharges :.....72
a. Charges permanentes :.....72
b. Surcharge d'exploitation :.....73
III.3.5 Détermination des sollicitations:.....73
III.3.6 Détermination des efforts :.....73
a. Etat Limite Ultime :.....73
b. Etat Limite de servi: 75
c. Récapitulation:.....76

III.3.7 Calcul du ferraillage: 76
a. Armature de répartition 77
b. Condition d'espacement : 77
c. Vérification de l'effort tranchant : 77
d. Vérification à l'Etat Limite de Service: 77
e. Vérification de la flèche: 78
III.5 CALCUL DE LA POUTRE PALIERE : 79
III.5.1 Pré dimensionnement: 79
III.5.2 Charges revenants à la poutre: 80
III.5.3 Calcul des efforts: 80
III.5.4 Ferraillage de la poutre palière: 81
III.5.5 Vérifications : 81
a. Vérification à ELS : 81
b. RPA 99 Version 2003: 82
c. Vérification de l'effort tranchant: 82
c.1 Vérification des armatures longitudinales : 83
c.2 Vérification de compression dans la bielle de béton: 83
c.3 Vérification au voisinage de l'appui: 83
d. Armatures transversales : 83
d.1. Espacement:…… 83
d.2. Section minimale d'armatures transversales : 84
e. Vérification de la flèche : 84

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE D'UN BETON

IV.1 INTRODUCTION : 85
IV.2 CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE : 86
IV.2.1 Centre de masse : 87
IV.2.2 Centre de torsion : 88

IV.2.3 Excentricité : 89
IV.2.3.1 Excentricité théorique (statique) : 89
IV.2.3.2 Excentricité accidentelle 90
IV.2.3.3 Effets de la torsion accidentelle 90
IV.3 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL : 91
IV.3.1 Introduction : 91
IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale 91
IV.3.2.1 Principe de la méthode : 91
IV.3.2.2 Modélisation : 91
IV.3.2.3 Le spectre de réponse de calcul : 92
IV.4 RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE : 95
IV.4.1 Vérification de comportement pour les trois premiers modes : 95
IV.4.2 Vérification de la participation massique : 97
IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 99
IV.4.4 Vérification de la stabilité au renversement : 100
IV.4.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : 101
IV.4.6 Vérification des déplacements inter-étage : 104
IV.4.7 Vérification des déplacements en tête: 105
IV.4.8 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 105
IV.4.9 Vérification de l'effort normal réduit de compression : 107
IV.4.10 Vérification de cisaillement des éléments : 108
IV.5 CONCLUSION : 112

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE D'UNE PIERRE

V.1 MODELISATION DE STRUCTURE D'UNE PIERRE : 113
V.1.1 INTRODUCTION : 113
V.1.2 CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE EN PIERRE : 115

V.1.2.1 Centre de masse :.....115
V.1.2.2 Centre de torsion : 115
V.1.3 Excentricité :.....116
V.1.3.1 Excentricité théorique (statique) : 116
V.1.3.2 Excentricité accidentelle 116
V.1.3.3 Effets de la torsion accidentelle 117
V.2 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :.....117
V.2.1 Modélisation :.....117
V.3 RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE : 118
V.3.1 Vérification de la participation massique :.....119
V.3.2 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 120
V.3.3 Vérification de la stabilité au renversement :.....121
V.3.4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : 121
V.3.5 Vérification des déplacements inter-étage : 124
V.3.6 Vérification des déplacements en tête:.....125
V.3.7 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 125

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1 INTRODUCTION : 127
VI.1.1 Combinaisons données par le CBA93 : 127
VI.1.2 Combinaisons données par le RPA99 version2003 :.....127
VI.2 FERRAILLAGE DES POUTRES :.....128
VI.2.1 Introduction :.....128
VI.2.2 Recommandations du RPA99 version2003 128
VI.2.2.1 Armatures longitudinales :.....128
VI.2.2.2 Armatures transversales :.....128
VI.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres :.....128
VI.2.3.1 Vérification des contraintes à l'état limite de service :.....130

VI.2.3.2 Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA : 131
VI.2.3.3 Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : 133
VI.2.4 Ferraillage transversal des poutres : 134
VI.2.5 Vérification de la flèche : 135
VI.3 FERRAILLAGE DES POTEAUX : 139
VI.3.1 Armatures longitudinales : 139
VI.3.1.1 Recommandations selon les règlements : 139
VI.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage : 140
VI.3.1.3 Etat limite de stabilité de forme : 140
VI.3.1.4 Vérifications des contraintes à l'E.L.S : 142
VI.3.1.5 Vérification de l'effort tranchant des poteaux : 145
VI.3.2 Armatures transversales : 146
VI.4 FERRAILLAGE DES VOILES : 150
VI.4.1 Les voiles pleins : 151
VI.4.2 Voiles avec files d'ouvertures : 151
VI.4.2.1 Les trumeaux : 151
VI.4.2.2 Les linteaux : 151
VI.4.3 Recommandation selon les règlements : 152
VI.4.3.1 Armatures verticales : 152
VI.4.3.2 Armatures horizontales : 153
VI.4.3.3 Armatures transversales : 153
VI.4.4 Ferraillage des voiles pleins : 155
VI.4.4.1 Armatures verticales : 155
VI.4.4.2 Armatures horizontales : 158
VI.4.4.3 Armatures transversales : 159
VI.4.5 Ferraillage des voiles avec files d'ouvertures : 160
VI.4.5.1 Les trumeaux : 160
VI.4.5.1.1 Armatures verticales : 160

VI.4.5.1.2 Armatures horizontales : 163
VI.4.5.2 Les linteaux 163
VI.4.5.2.1 Premier cas 163
VI.4.5.2.2 Deuxième cas 164

CHAPITRE IIV : ETUDE DE L'INFRASTRUCTUTRE

IIV.1 INTRODUCTION : 167
IIV.2 TYPES DE FONDATIONS : 167
IIV.3 CARACTERISTIQUES DU SOL : 167
IIV.3.1 Capacité portante du sol : 167
IIV.3.2 Ancrage des fondations : 168
IIV.4 CHOIX DU TYPE DE FONDATION : 168
IIV.4.1 Semelle isolée sous poteau : 169
IIV.4.1.1 Vérifications des contraintes : 169
IIV.4.1.2 Vérification du chevauchement des semelles: 171
IIV.4.1.3 Ferraillage : 172
IIV.4.2 Semelle filante sous voiles : 173
IIV.4.2.1 Dimensionnement : 173
IIV.4.2.2 Vérification des contraintes : 175
IIV.4.2.3 Ferraillage : 177
IIV.4 LES LONGRINES : 179
IIV.5.1 Dimensionnement : 179
IIV.5.2 Ferraillage : 180
IIV.5.2.1 Armatures longitudinales : 180
IIV.5.2.2 Vérification des contraintes à l'E.L.S 180
IIV.5.2.3 Armatures transversales : 181
IIV.6 FONDATION DE LA PIERRE 182

CHAPITRE IIIV : COMPARATIVE

IIIV.1 INTRODUCTION :.....183

IIIV.2 Quelle est la différence entre maçonnenrie chainée et le système poteau-poutre :..... 183

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I 1 : Dimensions de structure 5

Tableau I 2 : Règles pratiques d'appareillage……..19

CHAPITRE II

Tableau II 1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible……...23

Tableau II 2 : Charges permanentes du plancher courant (corps creux) 24

Tableau II 3 : Charge permanente du mur double cloison.....25

Tableau II 4 : Pré dimensionnement des poteaux.....29

Tableau II 5 : Détermination de la longueur de flambement……..…….30

Tableau II 6 : De l'effort Nu 32

Tableau II 7 : Tableaux des charges permanentes……..…….33

Tableau II 8 : Tableaux des charges D'exploitation.....34

Tableau II 9 : Tableaux de vérification 35

Tableau II 10 : Vérifications de coffrage des poteaux. 35

Tableau II 11 : Vérifications des sollicitations normales. 36

Tableau II 12 : Vérification aux zones nodales 36

Tableau II 13 : Pré dimensionnement des voiles……..... 37

Tableau II.14 : Charges permanentes du plancher courant (corps creux) 38

CHAPITRE III

Tableau III 1 : Charge permanentes surcharge d'exploitation de l'acrotère 41

Tableau III 2 : Les efforts sur 41

Tableau III 3 : Dimensions et caractéristiques des matériaux 42

Tableau III 4 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des……..……49

Tableau III 6 : Méthode de Caquot 57

Tableau III 7 : Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S 58

Tableau III 8 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'E.L.U 58

Tableau III 9 : Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'E.L.S 59

Tableau III 10 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'E.L.U 60

Tableau III 11 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'U.L.S 62

Tableau III 12 : Récapitulations des efforts 63

Tableau III 13 : Calcul et vérification des armatures 64

Tableau III 14 : Ferraillages longitudinaux des 65

Tableau III 15 : Les armatures transversales et l'espacement des 66

Tableau III 16 : Vérification préliminaire de la 67

Tableau III 17 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles 68

Tableau III 18 : Charges permanentes du palier de repos de l'escalier 72

Tableau III 19 : Charges permanentes de la paillasse de l'escalier 72

Tableau III 20 : Combinaison des charges de l'escalier 73

Tableau III 21 : Récapitulation des résultats 76

Tableau III 22 : Les données 76

Tableau III 23 : Calcul des sections d'acier de l'escalier 77
Tableau III 24 : Vérification du ferraillage de l'escalier à 78
Tableau III 25 : Valeur de la flèche 79
Tableau III 26 : Efforts de la poutre palière 80
Tableau III 27 : Ferraillage de la poutre palière 81
Tableau III 28 : Vérification des contraintes à l'état limite de service 82
Tableau III 29 : Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière 82

CHAPITRE IV

Tableau IV 1 : Centre de masse 87
Tableau IV 2 : Centre de torsion 89
Tableau IV 3 : Excentricité théorique 89
Tableau IV 4 : Excentricité totale 90
Tableau IV 5 : Justification du coefficient de comportement R suivant X 93
Tableau IV 6 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y 93
Tableau IV 7 : Facteur de qualité Q 94
Tableau IV 8 : Comportement des trois premiers modes 97
Tableau IV 9 : Vérification de la participation massique 98
Tableau IV 10 : La force sismique par la méthode statique équivalente 100
Tableau IV 11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 100
Tableau IV 12 : Distribution de la force sismique suivant les deux directions 102
Tableau IV 13 : Moment de renversement suivant les deux directions X et Y 103
Tableau IV 14 : Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y 103
Tableau IV 15 : Vérification de la stabilité au renversement 103
Tableau IV 16 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X 104
Tableau IV 17 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y 105
Tableau IV 18 : Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions 105

Tableau IV 19 : Vérification de l'effet P-Δ suivant X.....106
Tableau IV 20 : Vérification de l'effet P-Δ suivant Y.....107
Tableau IV 21 : Vérification de l'effort normal réduit suivant X.....107
Tableau IV 22 : Vérification de l'effort normal réduit suivant Y.....108
Tableau IV 23 : Vérification de cisaillement des poutres.....109
Tableau IV 24 : Vérification de cisaillement des voiles.....110
Tableau IV 25 : Dimensions finales des poutres.....112
Tableau IV 26 : Dimensions finales des poteaux.....112

CHAPITRE V

Tableau V 1 : Centre de masse.....115
Tableau V 2 : Centre de torsion.....115
Tableau V 3 : Excentricité théorique.....116
Tableau V 4 : Excentricité totale.....117
Tableau V 5: Les coefficients.....117
Tableau V 6 : Facteur de qualité Q.....118
Tableau V 7 : Comportement des trois premiers modes.....119
Tableau V 8 : Vérification de la participation massique.....119
Tableau V 9 : La force sismique par la méthode statique équivalente.....120
Tableau V 10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....120
Tableau V 11 : Distribution de la force sismique suivant les deux directions.....121
Tableau V 12 : Moment de renversement suivant les deux directions X et Y.....122
Tableau V 13 : Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y.....123
Tableau V 14 : Vérification de la stabilité au renversement.....123
Tableau V 15 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X.....124
Tableau V 16 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.....124
Tableau V 17 : Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions.....125

Tableau V 18 : Vérification de l'effet P-Δ suivant X 126

Tableau V 19 : Vérification de l'effet P-Δ suivant Y 126

CHAPITRE VI

Tableau VI 1 : Les données de calcul 127

Tableau VI 2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales 129

Tableau VI 3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 129

Tableau VI 4 : Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales……..……130

Tableau VI 5 : Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires 131

Tableau VI 6 : Vérification des poutres principales selon le RPA et CBA 132

Tableau VI 7 : Vérification des poutres secondaires selon le RPA et CBA 132

Tableau VI 8 : Calcul de la contrainte de cisaillement admissible τ……133

Tableau VI 9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales 133

Tableau VI 10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 134

Tableau VI 11 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements 135

Tableau VI 12 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres 135

Tableau VI 13 : Vérification de la flèche des poutres principales 136

Tableau VI 14 : Vérification de la flèche des poutres secondaires 136

Tableau VI 15 : Ferraillage des poteaux 142

Tableau VI 16 : Vérification des poteaux à l'E.L.S 144

Tableau VI 17 : Vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements 145

Tableau VI 18 : Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux 146

Tableau VI 19 : Ferraillage transversal des poteaux 147

Tableau VI 20 : Les données de calcul 154

Tableau VI 21 : Calcul des armatures verticales des voiles pleins 155

Tableau VI 22 : Vérification des contraintes à l'E.L.S 156

Tableau VI 23 : Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003 157

Tableau VI 24 : Calcul des armatures horizontales des voiles pleins.....158
Tableau VI 25 : Calcul des armatures verticales des trumeaux.....160
Tableau VI 26 : Vérification des contraintes à l'E.L.S des trumeaux.....161
Tableau VI 27 : Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003.....162
Tableau VI 28 : Calcul des armatures horizontales des trumeaux.....163
Tableau VI 29 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux.....165
Tableau VI 30 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux.....166

CHAPITRE IIV

Tableau IIV 1 : Dimensionnement des semelles isolées.....169
Tableau IIV 2 : Vérification des contraintes des semelles isolées sous poteaux.....170
Tableau IIV 3 : Dimensionnement des semelles isolées.....170
Tableau IIV 4 : Vérification des contraintes des semelles isolées sous poteaux.....170
Tableau IIV 5 : Vérification du chevauchement des semelles.....171
Tableau IIV 6 : Calcul du ferraillage des semelles isolées à l'ELU.....172
Tableau IIV 7 : Calcul du ferraillage des semelles isolées à l'ELS.....172
Tableau IIV 8 : Ferraillage final des semelles isolées et leur espacement.....172
Tableau IIV 9 : Dimensionnement des semelles filantes sous voiles.....174
Tableau IIV 10 : Vérification des contraintes des semelles filantes sous voiles.....175
Tableau IIV 11 : Détermination de N.....176
Tableau IIV 12 : Armatures principales des semelles filantes sous voiles.....177
Tableau IIV 13 : Armatures de répartition ……..……178
Tableau IIV 14 : Longueur de scellement ……..…….…….. 179

CHAPITRE IIIV

Tableau IIIV 1 : Devis quantitatif estimatif pierre 184

Tableau IIIV 2 : Devis quantitatif estimatif poteaux-poutre 192

Tableau IIIV 3 : Résultat du déplacement de la structure en pierre 199

Tableau IIIV 4 : Résultat du déplacement de la structure poteau-poutre 199

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I 1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU…….9
Figure I 2 : Diagramme contraintes-déformations à l'E.L.S……..…….……10
Figure I 3 : Diagramme contraintes-déformations à l'E.L.U……..…….11
Figure I 4 : Mur de pierre naturelle.....15
Figure I 5 : Différant type de joints verticaux 16

CHAPITRE II

Figure II 1 : Composants du plancher terrasse 23
Figure II 2 : Composants du plancher étage 24
Figure II 3 : Dimensionnement de la poutre.....26
Figure II 4 : la section réduite d'un poteau.....31
Figure II 5 : Représentation du poteau le plus sollicité. 32
Figure II 6 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite) ……..……37

CHAPITRE III

Figure III 1 : L'acrotère 40
Figure III 2 : Ferraillage de l'acrotère 47
Figure III 3 : Disposition des armatures de la table de compression.....49
Figure III 4 : Schéma statique de la charge et surcharge.....50
Figure III 5 : Choix de disposition des étaiements 50
Figure III 6 : Travée avec un seul étai au milieu 51
Figure III 7 : Travée avec étais espacés de 1,433 m.....52

Figure III 8 : Travée avec trois étais espacés de 1,075 m.....52
Figure III 9 : Travée avec quatre étais espacés de 0,86 m……...53
Figure III 10 : Moment en travée et en appui pour la méthode forfaitaire. 56
Figure III 11 : Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles 59
Figure III 12 : Diagramme des moments des poutrelles à l'E.L.S……..60
Figure III 13 : Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'E.L.U 61
Figure III 14 : Diagramme Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'E.L.S 62
Figure III 15 : Section de béton des poutrelles.....63
Figure III 16 : Ferraillage des poutrelles 69
Figure III 17 : Vue en trévère et en plan de l'escalier 70
Figure III 18 : Dimensions de l'escalier 70
Figure III 19 : Schéma statique des efforts du l'escalier à 74
Figure III 20 : Schéma statique des efforts du l'escalier à 76
Figure III 21 : Schéma statique de la poutre palière.....81

CHAPITRE IV

Figure IV 1 : Vue en 3D de la structure.....85
Figure IV 2 : Disposition des voiles 86
Figure IV 3 : Comportement du 1er mode.....95
Figure IV 4 : Comportement du 2ème mode 96
Figure IV 5 : Comportement du 3ème mode 96
Figure IV 6 : Les forces agissantes sur la stabilité au renversement 101
Figure IV 7: Distribution de la force sismique 102
Figure IV 8 : L'effet P-Δ 106

CHAPITRE V

Figure V 1 : Vue en 3D de la structure 113
Figure V 2: Disposition des pierres……114
Figure V 3 : Les forces agissantes sur la stabilité au renversement 121
Figure V 4 : Distribution de la force sismique 122
Figure V 5 : L'effet P-Δ 125

CHAPITRE VI

Figure VI 1 : Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse 136
Figure VI 2 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires de terrasse 137
Figure VI 3 : Ferraillage des poutres principales de rive de l'étage courant 137
Figure VI 4 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires de l'étage 137
Figure VI 5 : Ferraillage des poutres secondaires de rive de terrasse 138
Figure VI 6 : Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires de terrasse 138
Figure VI 7 : Ferraillage des poutres secondaires de rive de l'étage courant 138
Figure VI 8 : Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires de l'étage 139
Figure VI 9 : Ferraillage poteaux (30×30) 148
Figure VI 10 : Ferraillage poteaux (35×35) 148
Figure VI 11 : Ferraillage poteaux (40×40) 149
Figure VI 12 : Ferraillage poteaux (45×45) 149
Figure VI 13 : Disposition des armatures dans les poteaux 150
Figure VI 14 : Disposition des armatures verticales des voiles 153
Figure VI 15 : Disposition des épingles 159
Figure VI 16 : La zone de recouvrement des voiles 159

CHAPITRE IIV

Figure IIV 1 : Semelle isolée sous poteau 169
Figure IIV 2 : Les bulles de pression 171
Figure IIV 3 : La proposition des semelles isolées 171
Figure IIV 4 : Hauteur du patin "e" : 174
Figure IIV 5 : Semelle filante sous voiles 174
Figure IIV 6 : Plan de fondation 176
Figure IIV 7 : Ferraillage des longrines 181
Figure IIV 8: Fondation d'une pierre 182

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendue

A' : Section d'acier comprimée

A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale et minimale

A_v : Section d'armatures verticales

A_h : Section d'armatures horizontales

A_t : Section d'armatures transversales

B : Section du béton

B_r : Section réduite du béton

L_t : Longueur de la section tendue

L_c : Longueur de la section courante

E_v: Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

I : moment d'inertie

M_0 : Moment fléchissant

M_t : Moment fléchissant en travée

M_a : Moment fléchissant en appui

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime

M_{ser} : Moment fléchissant à l'état limite de service

N : Effort normal

N_u : Effort normal ultime

N_{ser} : Effort normal de service

V_u : Effort tranchant ultime

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

W : Poids

S_t: Espacement d'armatures transversales.

S_v : Espacement d'armatures verticales.

S_h: Espacement d'armatures horizontales.

Minuscules romaines :

h : Hauteur de la section du béton

b : Largeur de la section du béton

b_0 : Largeur de la nervure du béton

c, c' : Enrobage inférieur et supérieur

d : Hauteur utile de la section du béton

f : Flèche

f_{cj}: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28}: Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

f_{tj}: Résistance caractéristique du béton à la traction à « j » jours.

f_{t28}: Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.

f_e: Limite d'élasticité de l'acier.

i : Rayon de giration

l_f : Longueur de flambement

Majuscules grecques :

Δ : Variation

$\sum$: Somme

Ø : Diamètre nominal d'une barre d'acier

$Ø_v$: Diamètre des armatures verticales

$Ø_h$: Diamètre des armatures horizontales

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales

Minuscules grecques :

α : Angle

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_h : Poids volumique humide du sol

φ : Angle de frottement

η : Coefficient de fissuration

σ_{sol} : Contrainte normale du sol

σ_b : Contrainte normale dans le béton

σ_s : Contrainte normale dans l'acier

τ_b : Contrainte tangentielle dans le béton

λ: Elancement mécanique

μ : Coefficient de frottement

υ : Coefficient de POISSON

δ : Déplacement

Autres notations :

E.L.U : Etat limite ultime

E.L.S : Etat limite de service

C.V : Condition vérifiée

C.N.V : Condition non vérifiée

ACC : Accidentelle

P.P : Poutre principale

P.S : Poutre secondaire

S.F : Semelle filante

Références Bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.R-B.C.2.41
- ✓ Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) : D.T.R-B.C.2.48
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2
- ✓ Document technique réglementaire « DTR C2.45 »
- ✓ Manuel de mécanique des roches
- ✓ Livre fonctionnement maçonneries Nier
- ✓ Le nouveau DTU 2.10
- ✓ CEC Dimensionner les ouvrages au maçonnerie
- ✓ Essai de compression sur éprouvette de la roche
- ✓ Effectue par laboratoire SETAM

Logiciels :

- ✓ SAP2000 v19.1.0
- ✓ Robot EXPERT 2010
- ✓ Autocad 2008
- ✓ Microsoft office Excel 2007

INTRODUCTION GENERALE

La maçonnerie est l'un des plus anciens modes constructifs qui soit encore utilisé de nos jours. Le principe simple d'empilement bloc à bloc est essentiellement le même qu'il y a des millénaires, même si les matériaux utilisés et certaines techniques de mise en œuvre ont évolué. La technique étant ancestrale, c'est l'un des systèmes constructifs les plus répandus dans le parc immobilier mondial existant. Elle est néanmoins moins présente dans la construction neuve.



Bien que la maçonnerie en pierre soit une technique de construction ancestrale ; le comportement mécanique de ce type de construction reste encore aujourd'hui méconnu. En conséquence, la réglementation concernant ces ouvrage est restrictive et considéré des marges de sécurité importantes, qui conduisent à un surdimensionnés de ce type de structure.

Ce projet de recherche vise à vise à comparer deux type de structure – structure auto-stable et structure en pierre- de côté technico-économique ; afin d'aider l'ingénieure et les

entreprise et les divers mètre d'ouvrage qui ne possèdent pas d'outils adaptation au ouvrage maçonnerie notamment en pierre.




La Ville de Médéa détient un patrimoine important en matière de pierre, notamment dans les commune de Baatta, Dérage et Hamdania, draa semar ; kaf lakheder, boughar ,ouled anter.. Ext. ces gisement peuvent combler le marché local et national et diversifier le mode de construction habituel qu'est, de nos jours, en type auto stable, portiques poteaux poutres ou contreventés par voiles soit-il.

A partir des avantages mécaniques et thermiques qu'on trouve dans le matériau pierre, et qui sont largement différents à ceux du béton armé, nous avons pensé à faire une étude comparative entre ces deux matériaux par le biais d'une étude d'une construction en R+4, pour aboutir finalement à une comparaison en matière de coût pour enfin pouvoir en déduire toutes les caractéristiques mécaniques et thermiques dont bénéficié les matériaux pierre.

Il est à noter que la pierre est dotée de plusieurs avantages, notamment, la résistance mécanique, la résistance à l'humidité' faible perméabilité à l'humidité ', la durée de vie, produit recyclable, elle présente également de faibles déplacements sous les charges sismiques :

Quelle- que avantages :

1- **La résistance à la compression** : dans un élément de la pierre est très élevée d'après les divers essais de compression la valeur varie entre 30 à 50 Mpa .

Module d'Young : Séjourné : il est impossible de déduire du coefficient d'élasticité de chaque matériau d'une voûte, le coefficient d'élasticité de la voûte » ; E apparent varie de 3 000 à 30 000 GPa La cohésion est nulle ou faible (0,5 – 0,6 MPa) ;

La résistance et la durabilité des pierres naturelles : sont très variables, et dépendent de leur porosité. Habituellement, la résistance diminue avec l'augmentation de la porosité : les roches magmatiques sont plus résistantes que les roches sédimentaires

2- **la perméabilité** : la pierre considère comme des matériaux imperméables ; ca imperméabilité relative au facture de la porosité de la pierre ; si le taux de porosité augmente le coefficient de la perméabilité augmente.
3- **la dureté :** la pierre représente une dure de vie important que celle de béton.
4- **Le recyclage de la construction** .de la pierre facture plus important, notamment en cours de la démolition de la construction.
5- Dans les Constructions en pierre n'utilise pas le ferraillage.
6- La pierre du un résistance e thermique important. L'emploi de la brique et de la pierre peut augmenter la masse thermique d'un bâtiment, procurant un confort accru par amortissement de la chaleur de l'état et du froid de l'hiver, ces matériaux conviennent pour des applications solaires passives.
7- La construction en pierre n'exigent pas d'être peintures et peuvent ainsi fournir une structure dont le cycle de vie présente un cout réduit, cependant une peinture convenablement exécutée réduit le risque d'apparition d'éclats sous les effets du gel
8- **Résistance à la casse :** Concernant la résistance à la casse, la dureté de la pierre est importante, mais la structure de la chape et du lit de pose l'est tout autant. Celle-ci dépend des facteurs de stabilités comme la colle à l'intérieur et le gravier à l'extérieur. Si la pose est bien effectuée, vous pouvez être sûr que votre pierre naturelle est résistante à la casse.

En parallèle de ces avantages d'utilisation de la pierre comme des matériaux première on a découvrirez des inconvénients telle que :

Quelle- qu'inconvénients

1- matériau non-élastique… le dimensionnement n'est donc pas « évident ».

2- les intempéries, en particulier le gel, peuvent entrainer des dégradations en surface, ce genre de dégradation est fréquent pour certains types de pierre, on prendra soin de choisir des briques convenant au climat en question.
3- La maçonnerie doit reposer sur une fondation stable (béton armé, pierres de fondation, ou roche naturelle). Sur consolidé à dilatation. Cette fondation devra être très soignée et on pourra faire appel à un ingénieure en résistance des matériaux.
4- La construction en pierre très rigide.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment, et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment (acrotère. escalier et poutrelles).

La troisième étape portera sur le calcul des éléments non structuraux.

La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique.

La cinquième étape portera sur le calcul du ferraillage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) Les résultats donnés par SAP2000 vont être vérifiés par rapport aux exigences de l' RPA 99, CBA93, BAEL91.

La sixième étape portera sur l'étude des fondations.

La septième étape portera sur la comparaison entre deux structure (poto- poutre et en pierre.

On terminera le travail par une conclusion générale dans laquelle nous discutons nos résultats et nous essayons de porter un jugement sur la construction en pierre.

.

..

I.1 SITUATION :

Le projet est implanté à MEDEA. qui classé, comme une zone de moyenne sismicité (zone IIb). Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir:

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

I.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

Structure est de forme rectangulaire, comportant « 4 » niveaux sur rez-de-chaussée.

I.3 CARACTERISTIQUES DE STRUCTURE :

I.3.a Dimensions

Tableau I 1 : Dimensions de structure**.**

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur totale de structure : Lo= 22,80 m	Hauteur totale de structure : H= 17 m Hauteur de étage courant : h=3,40 m
Largeur totale de structure : La=16,85 m	Hauteur de RDC : hr=3,40 m

I.3.b L'ossature :

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicitée par deux efforts :

- ✓ Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la charge d'exploitation.
- ✓ Les efforts horizontaux dus au séisme.

Notre structure comporte une hauteur dépassant les 11 m, alors le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) préconise un système de contreventement assuré par des voiles.

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 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 que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ✓ En zone sismique IIb (comme notre cas), les portiques doivent vérifier sous un effort horizontale représentant 25% de l'effort horizontal global.

I.4 CLASSIFICATION DE STRUCTURE SELON RPA99 VERSION 2003.

La structure est une ouvrage classe dans le'' groupe 2'' car il est a usage d'habitation, dont la hauteur ne dépasse pas 48m.

I.4.1 Planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- ✓ Planchers à corps creux.

I.4.2 Maçonnerie :

On a deux types :

1- Murs extérieurs : sont composés de :

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

2- Murs intérieurs : ce sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.4.3 Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- ✓ Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- ✓ Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- ✓ Enduit de plâtre pour les plafonds
- ✓ Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs et intérieures.

I.4.4 L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.
L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, Plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection Contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher le ruissellement sur la façade externe).

I.4.5 Les escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à trois volets.

I.4.6 L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain d'assise ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Les dimensions ainsi que le calcul de ferraillage seront représentés dans le chapitre fondation.

I.5 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93)

I.5.1 Le béton :

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelé « Granulats » (sable, gravier,) avec du ciment et de l'eau.

I.5.1.1 Composition du béton :

a) ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et L'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes.

- ✓ Résistance mécanique.
- ✓ Imperméabilité a l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (CPJ 425) CEM II/A.

b) Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- ✓ Sable de dimension inférieure à 5 mm.
- ✓ gravier de dimension inférieur à 25mm (3/8 ; 8/15 ; 1)

c) Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent Sur le durcissement du béton.

I.5.1.2 Propriété du béton :

- **Résistance caractéristique à la compression :**

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

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

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76+0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4+0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour : J >28 $F_{cJ} = 1{,}10\ f_{c28}$

- **Résistance caractéristique à la traction *:***

La résistance à la traction est définit selon le (B A E L 91 article A-2-1-1-2) par la relation :

$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{c28} = 2.1\text{MPa}$ Avec f_{cJ} et f_{tJ} en MPa

- **Module de déformation longitudinale:**

Pour un chargement d'une durée d'application inferieure à 24 heures, le module de

déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

E_{Ij} (MPa) = 11000 $(f_{cJ})^{1/3}$

Où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en *Mpa*
Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égale à :

E_{VJ} (MPa) $= \frac{E_{iJ}}{3}$ Soit: $E_{VJ} = 3700\ (f_{cJ})^{1/3}$ MPa

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- υ = 0,2 pour le calcul des déformations a L'E.L.S.
- υ = 0 pour le calcul des sollicitations a L'E.L.U.

➢ **Contrainte limite à E.L.U:**

1. **Contrainte du béton en compression :**

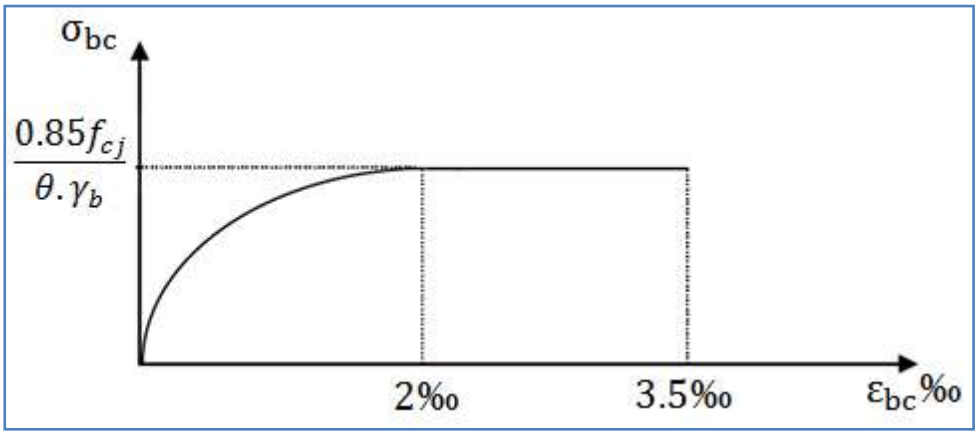


Figure I 1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

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

$\sigma_{bc} = \frac{0{,}85\ f_{cJ}}{\theta.\ \gamma_b}$ [1]

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

γ_b =1,5 Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_{bc} = 1,15$ Pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application des charges est Supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

$\theta = 0,85$ lorsqu'elle est inferieure a 1 heure ;

2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

• Fissuration peu nuisible $\tau_u = \min(\frac{0.2\ f_{cJ}}{\gamma_b}, 5\ MPa)$ [1]

• Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\tau_u = \min(\frac{0.14\ f_{cJ}}{\gamma_b}, 4\ MPa)$ [1]

➢ Contrainte limite a L'E.L.S :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6\, f_{c28}$

$f_{c28} = 25\ MPa$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15MPa$

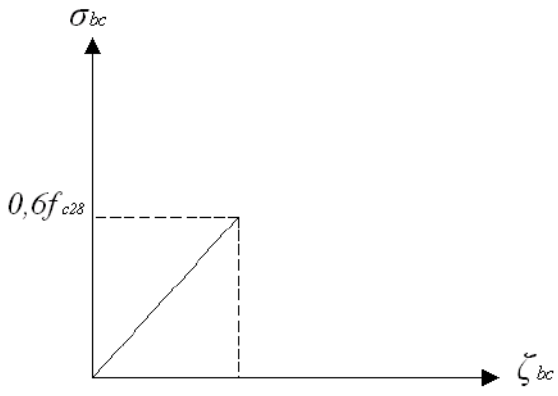


Figure I 2 : Diagramme contraintes-déformations à l'E.L.S

I.5.2 Les acier :

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (R.L) : *FeE24*
- Barres à haute adhérences (HA) : *FeE40*
- Treillis soudés (TS) : *TLE52 ∅=6 mm* pour les dalles.

a. Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): *FeE24 (f_e=235 MPa)*
- Barres à haute adhérence (HA) : f_e =400 MPa.
- Treillis soudés (TS) : f_e= 520MPa.

b. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$Es = 2{,}1.10^5\ MPa$$

c. Les contraintes limites de calcul :

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

- On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

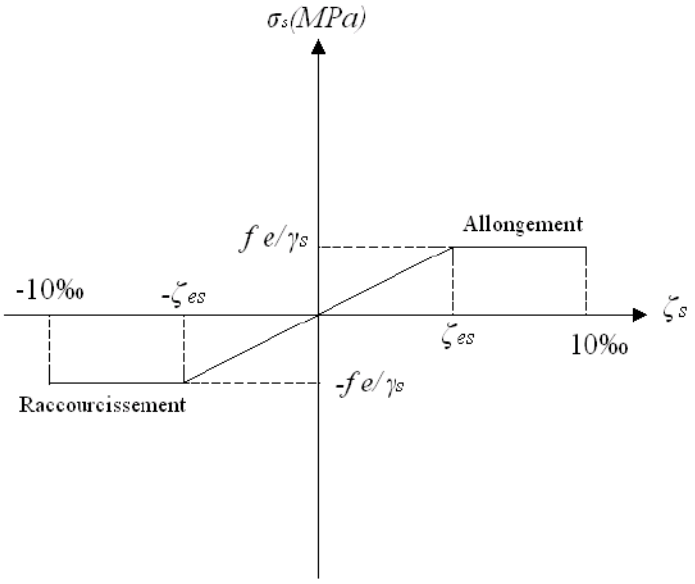


Figure I 3 : Diagramme contraintes-déformations à l'E.L.U

fe **:** Contrainte limite élastique.

ξs **:** Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\xi_{es} = \frac{fe}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1{,}15 & Cas\ des\ situations\ durables\ ou\ transitoires \\ 1{,}00 & Cas\ des\ situations\ accidentelles \end{cases}$$

Pour les aciers *FeE400* on a : $\zeta_{es} = \frac{400}{1{,}15x2{,}1.10^5} = 1{,}74\,‰$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

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

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta\right)$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 110\eta\right)$ (MPa)

η : Coefficient de fissuration

η *=1,00* pour les aciers ronds lisse.

η *=1,60* pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « *n* » est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

Es : Module de déformation de l'acier.

Eb : Module de déformation du béton.

I.6 HYPOTHESES DE CALCUL

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- *Les sections droites restent planes après déformation.*
- *Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.*
- *Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.*
- *Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple*
- *L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.*
- *La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale a :*

  ♦ *Rond lisse* $\begin{cases} \sigma_s = 204{,}34MPa & Situation\ durable \\ \sigma_s = 235MPa & Situation\ accidentel le \end{cases}$

  ♦ *Haute adhérence* $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & Situation\ durable \\ \sigma_s = 400MPa & Situation\ accidentel le \end{cases}$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10‰$

- **PIERRE**

I.7 CLASSIFICATION DE STRUCTURE SELON RPA99 VERSION 2003. (2EME CAS)

I.7.1 Planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- ✓ Planchers à corps creux avec revêtement de Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.

I.7.2 Maçonnerie :

On a deux types :

1- Murs extérieurs : sont des moellons composés de Pierre.

2- Murs intérieurs : ce sont des cloisons de séparations en brique de 10 cm d'épaisseur.

De revêtement : Mortier batard pour crépissages des façades extérieurs et intérieures

I.7.3 Les escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à trois volets.

I.7.4 L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction sol- structure, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain d'assise ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Les dimensions ainsi que le calcul de ferraillage seront représentés dans le chapitre fondation.

I.8 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX POUR STRUCTURE EN PIERRE:

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93)

I.8.1 Maçonnerie :

La maçonnerie est réalisée par assemblage d'éléments (blocs, briques ou Pierres) liés ensemble au moyen de joints de mortier (fig. 4).

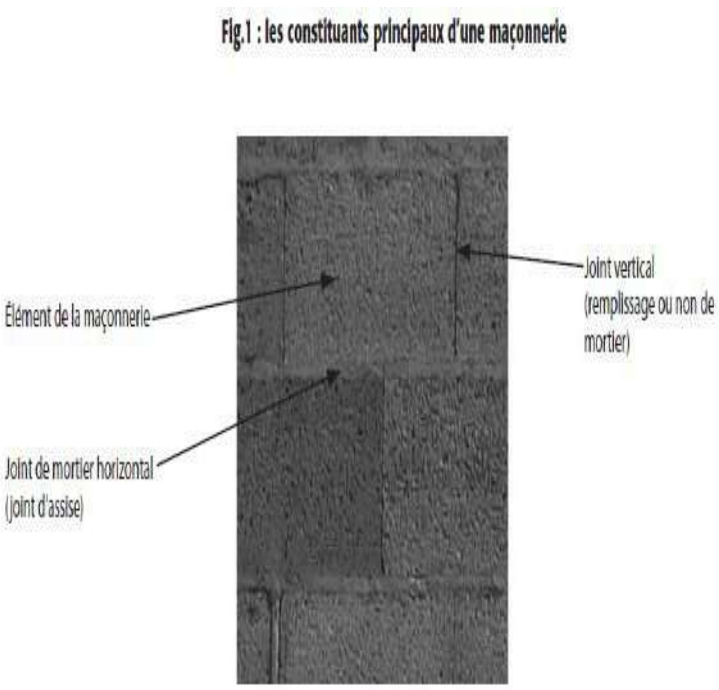




Figure I 4 : Mur de pierre naturelle

Le joint vertical

Peut-être maçonné ou non, selon le mode de montage adopté. Certains éléments

Comportent également des joints verticaux à emboîtement, en substitution à la

réalisation du joint de mortier (fig. 5).

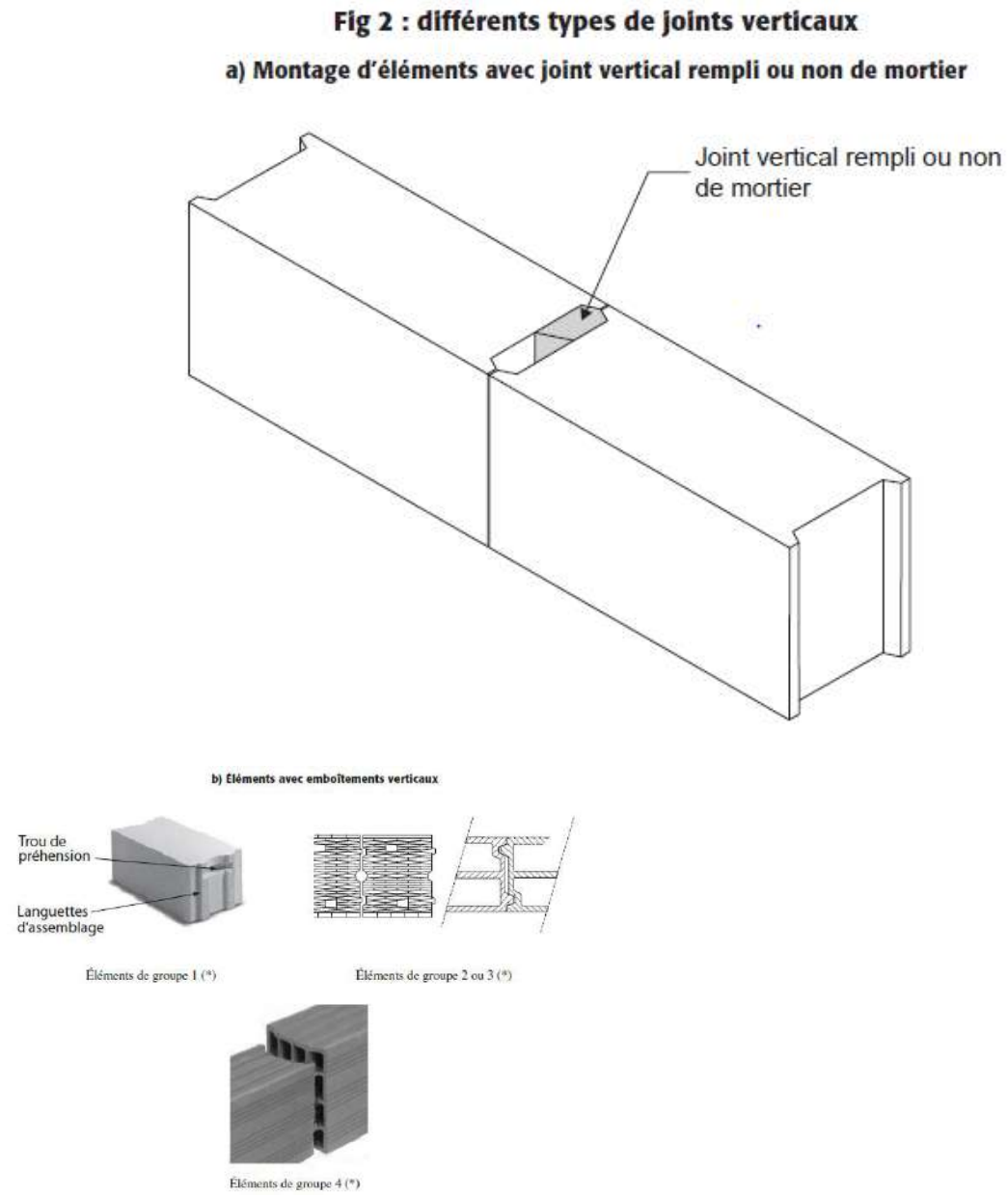


Figure I 5 : Différant type de joints verticaux

Le premier paragraphe définit que les murs en pierre sont un type de maçonnerie utilisé dans la réalisation des ouvrage ;

. dans ce cas on à choisi ce type la comme élément essentiel en cours de la construire

I.9 PRINCIPALES ROCHES :

le Choix de la pierre du essentiellement par leur d'origine de fabrication, les facture influe sur son caractéristique telle que :

I.9.1 Les roches magmatiques :

Résultent de la solidification de magmas. Ceux qui parviennent directement à la surface forment les roches volcaniques ou effusives, le slaves, dans lesquelles on n'observe à l'œil nu que très peu de cristaux (en raison d'un refroidissement rapide). Au contraire la solidification en profondeur donne les roches plutoniques dont la lenteur du refroidissement permet la croissance des cristaux, bien visibles donc à l'oeil nu. Les minéraux sont essentiellement des silicates : quartz, feldspaths alcalins et plagioclases, amphiboles, micas etc.. Les classifications font intervenir la texture de la roche (arrangement et taille des cristaux) et la composition minéralogique (tableau 2-1). Associées aux roches métamorphiques, les roches magmatiques, dont les plus répandues sont les granites, forment l'essentiel de la croûte terrestre continentale, bien qu'elles soient souvent cachées sous les roches sédimentaires.

I.9.2 Les roches sédimentaires :

Sont formées à la surface de la terre sur le sol ou au fon de l'eau. Elles résultent de la désagrégation des roches préexistantes. Leur dépôt en couches initialement proches de l'horizontale résulte : de l'action des agents d'érosion et de transport (eaux, crues, glaciers, vent) qui déposent finalement des roches détritiques ; de l'activité des êtres vivants (roches organogènes) ; de phénomènes physico-chimiques (roches hydro chimiques et salines formées essentiellement par précipitation).

Ces actions se combinent souvent et beaucoup de roches sédimentaires sont en fait d'origine mixte). Ces sédiments se consolident et se cimentent lorsqu'ils sont enfouis en profondeur (l'augmentation de la température et de la pression favorisant des réactions entre les minéraux et les fluides interstitiels). Les roches sédimentaires couvrent 75 % de la surface des continents et la quasi-totalité des fonds océaniques,

mais leur épaisseur est limitée.

I.9.3 Les roches métamorphiques :

Résultent de la transformation profonde à l'état solide de roches sédimentaires ou magmatiques préexistantes sous l'effet d'une augmentation de la température et/ou de la pression. Il y a recristallisation complète des roches primitives. Les roches formées portent en général la trace de l'anisotropie du tenseur des contraintes sous lequel elles ont cristallisé, ce

qui peut se traduire par une schistosité ou une foliation accompagnée de linéation. Les roches les plus communes sont les schistes, les micaschistes et les gneiss, beaucoup plus massifs, mais dans lesquels les minéraux apparaissent nettement orientés. Les marbres et les quartzites sont des roches massives entièrement recristallisées dans lesquelles l'orientation des minéraux (calcite ou quartz) n'est que rarement visible à l'œil nu. La description d'une roche comprend les observations suivantes, effectuées à l'œil nu ou de préférence à la loupe ou au microscope : identification des minéraux présents, taille, arrangement des minéraux et des vides associés (texture), proportion des différents constituants, vides et défauts : pores et fissures, état d'altération des minéraux.

L'analyse minéralogique des constituants contribue à une meilleure description de la roche et permet d'approcher son altérabilité, son potentiel de gonflement, son aptitude au « collage », éventuellement son abrasivité. L'analyse minéralogique s'effectue couramment par diffraction X, et dans le cas où des minéraux argileux gonflants sont susceptibles d'être présents il est nécessaire de réaliser un traitement spécial. Cette analyse conduit à une identification des minéraux présents et après interprétation une composition quantitative peut être obtenue.

Pour les roches carbonatées argileuses, le dosage de la teneur en $CaCO_3$ précise l'identification de la roche. L'état d'altération de la roche se décrit précisément en s'attachant à identifier s'il s'agit d'une altération essentiellement météorique ou d'une altération d'origine profonde, hydrothermale (souvent liée au volcanisme actuel ou plus ancien).

I.10 CARACTIRISTIQUE TECHNIQUES DES MATERIAUX :

le mure extérieure de notre conception contient des bloc en pierre et des joint remblai par un mortier, cet éléments subit a des caractéristique technique telle que.

I.10.1 Mortier :

le mortier doivent répondre aux exigences suivent :

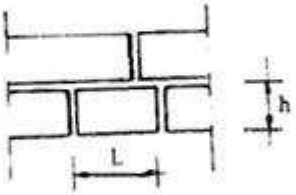
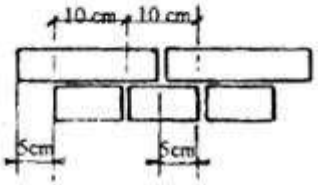
- la maniabilité, fluidité, onctuosité, temps de prise
- adhérence aux blocs
- résistance équivalent à celle des blocs.
- résistance aux conditions climatiques.

I.10.2 Le joint :

L'épaisseur du joint de mortier varié en général de 1 à 2 cm

Le tableau ci-après précise les règle à respecter en fonction de la nature du matériau

Tableau I 2 : Règles pratiques d'appareillage

Type de maçonnerie	Epaisseur des joints	Recouvrerment	Schéma
Maçonnerie de bloc de grande taille	0,30 à 1 cm	> 15 cm maçonnerie non porteuse > 0,75 h maçonnerie porteuse	h : désigne la hauteur du bloc L : désigne la longeur du bloc 
Maçonnerie d'éléments manufacturés de petite taille	1 à 2 cm	≥ 5 cm Liaison minimale	

I.10.3 La pierre :

Les caractéristique mécanique des parois des maçonneries déterminé par leur résistance moyenne de rupture en compression ; flexion et cisaillement.

I.11 RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION :

La résistance caractéristique du couple « éléments + mortier » est utilisée pour établir la résistance caractéristique de la maçonnerie. Cette résistance est utilisée ensuite pour déterminer la résistance des murs ou plus généralement des D'apres le document technique reglementaire DTR2.45 la résistance à la compression déterminer par la relation suivante

$$R = 0{,}55 \sqrt[3]{\sigma_m \sigma_b^2}$$

I.11.1 Module de déformation longitudinale:

Le module d'élasticité sécant à court terme E peut être déterminé par essai (norme EN 1052-1) ou pris égal à :

$$E = K_E \cdot f_k \text{ , avec } K_E = 1\,000$$

La résistance ou cisaillement

$\tau = c + \sigma \, tng\phi$

I.11.2 Coefficient de POISSON (υ) :

Le coefficient de poisson est pris égal à :

$\upsilon = 0{,}28$

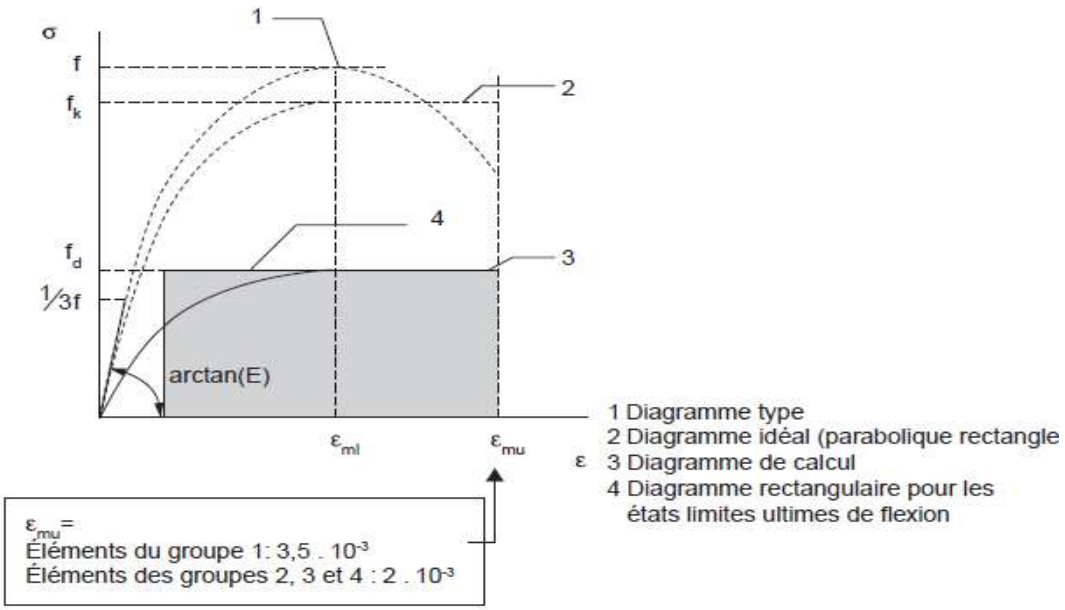
I.11.3 Contrainte limite à E.L.U:

I.11.3.1 Contrainte de la pierre en compression :

Comme pour le béton, on considère pour cette relation une courbe parabolique en phase élastique prolongée par une droite horizontale se propageant jusqu'à la déformation ultime εmu (diagramme parabole-rectangle fig. 9).

Remarque : la valeur de εmu dépend du groupe de l'élément de maçonnerie (voir fig. 9).

Fig. 9 : courbes contrainte-déformation de la maçonnerie (compression)



Le diagramme « parabole rectangle » est employé pour caractériser la relation contrainte-déformation en compression axiale.

La partie parabolique décrit la phase élasto-plastique du matériau, la partie rectangulaire, sa phase non élastique.

$$\sigma = R_b \cdot \left(\frac{R_{b1} + \alpha \cdot R_m}{R_{b1} + \alpha \cdot R_b}\right)$$

Avec $\alpha = \frac{L_m}{4{,}1 \cdot L_b}$

N.B Le but de notre projet c'est de comparer deux structure (auto- stable mixte val et en pierre) de côté technico- économique pour la construction en pierre elle est de même que la structure auto-stable , on a changé seulement les caractéristiques de béton par les caractéristique de la pierre , et la valeur de coefficient de poisson et le module d'élasticité suivant les propriétés de la roche.

II.1 INTRODUCTION

Avant d'entamer tout calcule, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure ; pour cela, des règlements en vigueur, mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2 PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes données en référence.

Plancher en corps creux :

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

Avec :

e: Epaisseur de la dalle de (*compression + corps creux*).

L : La distance maximale de la poutre $L_{max} = 4{,}30m \Rightarrow 17{,}2cm \leq e \leq 21{,}5cm$

On prend *: (16+4) cm*.

II.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1 PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.

a. Charges permanentes :

Tableau II 1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

N⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravier roulé (8/15)	0,05	18	0,90
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Liège (isolant)	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (16+4)	0,16+0,04	-	2,80
9	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				**6,50**

b. Surcharge d'exploitation :

Terrasse inaccessible ***Q=1,00kN/m²***

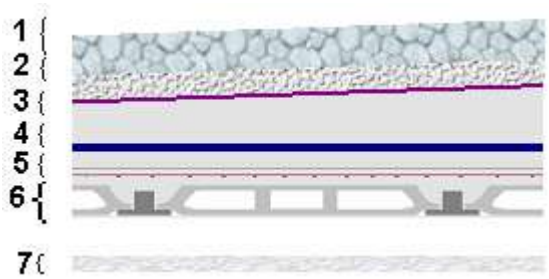


Figure II 1 : Composants du plancher terrasse

II.3.2 PLANCHER ETAGE COURANT

a. Charges permanentes :

Tableau II 2 : Charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N^0	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher (16+4)	0,16+0,04	-	2,80
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison légère	0,10	-	1,62
Charge permanente G				**6,00**

b. **Surcharge d'exploitation :**

Q=1,50kN/m^2…….. (Habitation)

c. charge d'exploitation :

Les Charges d'exploitations :

- RDC + les étages 1,5 (KN/ m²).
- Balcon 3,5(KN/ m²).
- Escalier 2,5(KN/ m²).

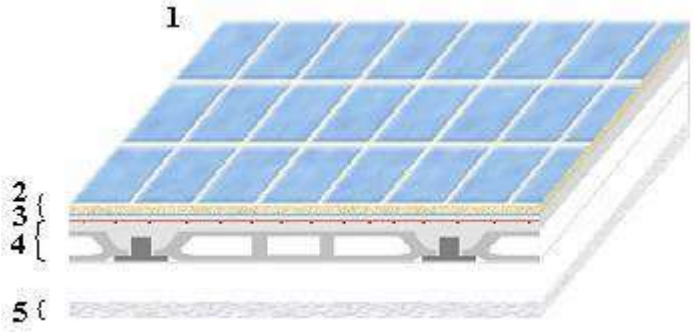


Figure II 2 : Composants du plancher étage

II.3.3 MAÇONNERIE

Murs extérieurs :

Les murs extérieurs sont en double cloisons, et sont réalisés en briques creux de 10 cm d'épaisseur et d'une âme d'air de 5cm.

Tableau II 3 : Charges permanentes du mur double cloison.

N^0	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0,01	10	2×0,10
2	Enduit en ciment	0,02	18	2×0,36
3	Brique creuse	0,10	-	2×0,9
4	Lame d'aire	0,10	-	-
Charge permanente G				2,72

II.4 PRÉDIMENSIONNEMENT

II.4.1 LES PORTIQUES

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux -les poutres- et des éléments verticaux -les poteaux- .

II.4.1.1 LES POUTRES

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- *Choix des sections des poutres selon les formules empiriques.*
- *Vérification de la flèche pour la section choisie.*

a ***Poutres principales (porteuses)***

D'après le « BAEL 91 modifié 99 » :

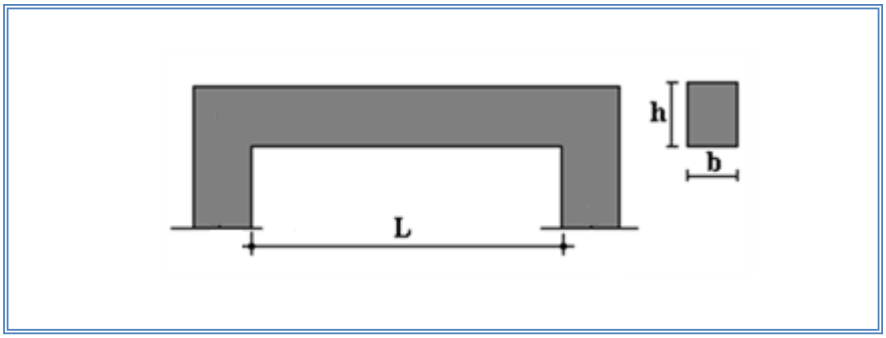


Figure II 3 : Dimensionnement de la poutre

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10}$$
$$0{,}3h \le b \le 0{,}7h$$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

- ***Détermination de la hauteur « h » :***

  On a : L=4 *m*

  $$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \Rightarrow 26{,}66\,cm \le h \le 40\,cm$$

  On prend : ***h = 40 cm***

- ***Détermination de la largeur « b » :***

  $h = 40cm : 0{,}3h \le b \le 0{,}7h \Rightarrow 12cm \le b \le 28cm$

  On prend : ***b = 30cm***

- ***Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » :***

  Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm \succ 20cm.....vérifié \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 40cm \succ 30cm.....vérifié \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1{,}33 \prec 4.....vérifié \end{cases}$$

- ***Condition de rigidité :***

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) \succ \left(\frac{1}{16}\right).....[6]$$

$$\frac{40}{430} = 0{,}09 \succ 0{,}0625.....vérifié$$

b. Poutres secondaires (non porteuses) :

- ***D'après le « BAEL 91 modifié 99 » :***

$$* \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$* 0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$$

➢ ***Détermination de la hauteur « h » :***

On a : L=3.95 m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 26{,}33cm \leq h \leq 39{,}5cm$$

On prend : ***h = 35cm***

➢ ***Détermination de la largeur « b » :***

$$h = 40cm : 0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h \Rightarrow 12cm \leq b \leq 28cm$$

On prend : ***b = 30cm***

- ***Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » :*** *(Zone sismique II_b)*

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm \geq 20cm.....vérifié \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 35cm \succ 30cm.....vérifié \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1{,}16 \prec 4.....vérifié \end{cases}$$

- ***Condition de rigidité :***

- On doit vérifier que :

$\left(\frac{h}{L}\right) \succ \left(\frac{1}{16}\right)$.....[6]

$\frac{35}{425} = 0{,}08 \succ 0{,}0625.....vérifié$

- ***Vérification de la flèche:***

On vérifier que $F \leq F_{Limite}$

On à $F = \frac{5 \times P \times L^4}{348 \times E \times I}$ et $F_{Limite} = \frac{L}{500}$ (cm)

Détermination P total :

Poids propre de la poutre $G_P = 0{,}4 \times 0{,}3 \times 25 = 3$ KN / ml

Poids propre du plancher $G_{Plancher} = 3{,}4 \times 6{,}5 = 22{,}1$ KN / ml

$Q_{Plancher} = 1{,}5 \times 3{,}4 = 5{,}1$ KN / ml

$P_{total} = (G_P + G_{Plancher} + Q_{Plancher}) = 30{,}2$ KN /ml

➢ Calcul de la flèche :

$L = 4{,}30 \leq 5m \Rightarrow F \leq F_{Limite} = \frac{L}{500}$ (cm)

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$$F = \frac{5 \times P \times L^4}{348 \times E \times I} \qquad I = \frac{b \times h^3}{12} = 160000\ cm^4$$

$$F = \frac{12 \times 5 \times 30{,}2 \times 4000^4}{348 \times 1{,}2.10^5 \times 300 \times 400^3} \Rightarrow F = 0{,}48$$

- **Conclusion :**

- Poutres porteuses…… ***(b x h)= (30x40) cm²***

- Poutres non porteuses …… ***(b x h)= (30x35) cm²***

II.4.1.2 LES POTEAUX :

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

- $Min(b_1, h_1) \geq 30\ cm$: *zone IIb*
- $Min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tableau II 4 : Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		**4ème**	**3ème**	**2ème**	**1ème**	**RDC**
Dimension du poteau	h (cm)	30	30	35	40	45
	b (cm)	30	30	35	40	45

II.4.1.2.1 Calcul de la longueur de flambement L_f :

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

- ❖ $0{,}7 \times L_0$: 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.

Avec L_0 = 3,40 m pour RDC et autres étages, sont comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela, on va procéder à la vérification suivante:

Tableaux II 5 : Détermination de la longueur de flambement

Etage	Dimension de poteau	Lf	i= $\frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
4ème	30x30	21	0,087	24,138
3ème	30x30	21	0,087	24,138
2ème	35x35	24.5	0,101	24,257
1ère	40x40	28	0,115	24,348
RDC	45x45	31.5	0,130	24,231

II.4.1.2.2 Calcul de l'effort $\overline{N}$:

$$N_u = \alpha\left[\frac{Br.f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + \frac{A_s fe}{\gamma_s}\right].....(1)$$

Avec :

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

* α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $(\alpha = f(\lambda))$.

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

l_f: Longueur de flambement. l_f = *0,7*l0*

i: Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

B : Surface de la section du béton *(B=a x b)*.

* γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton *(γ_b=1,50)*……..situation durable.

* γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier *(γ_s=1,15)*…….situation durable.

* *fe* : Limite élastique de l'acier *(fe=400MPa)*.

* f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours *(f_{c28}=25MPa)*.

* A_s : Section d'acier comprimée.

* *Br* : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle *1cm* d'épaisseur sur toute sa périphérie *(Br= (a-0,02) (b-0,02)) [m^2]*.

*** Selon le« *BAEL 91 modifié 99* » :**

$$0{,}2\% \le \frac{A_s}{B} \le 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau

De telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

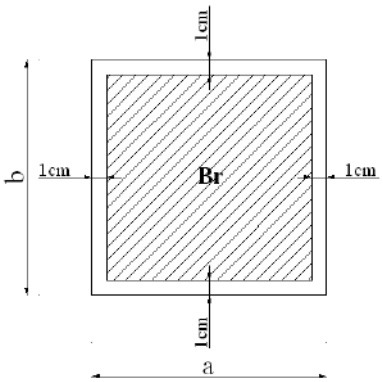


Figure II 4 : la section réduite d'un poteau

$$\left.\begin{array}{ll} \bullet\ \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & si \quad \lambda = 50 \\ \bullet\ \alpha = 0{,}6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & si \quad 50 \prec \lambda \prec 100 \end{array}\right\}$$

On tire de l'équation (1) la valeur de *Br* :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha\left(\frac{f_{c28}}{0{,}9\gamma_b}+\frac{A_s}{B}\frac{fe}{\gamma_s}\right)} = 0{,}0784 N_u$$

Tableaux II 6 : De l'effort **Nu** *:*

Etage	Section (cm^2)	Br (mm^2)	λ	α	As (mm^2)	Nu (KN)
4ème	30x30	78400	24,138	0,0257	90	1177,65
3ème	30x30	78400	24,138	0,0257	90	1177,65
2ème	35x35	108900	24,257	0,0347	122,5	1569,38
1ère	40x40	144400	24,348	0,0253	160	2084,54
RDC	45x45	184900	24,231	0,0255	202,5	2669,22

II.4.1.2.3. La surface reprise par le poteau :

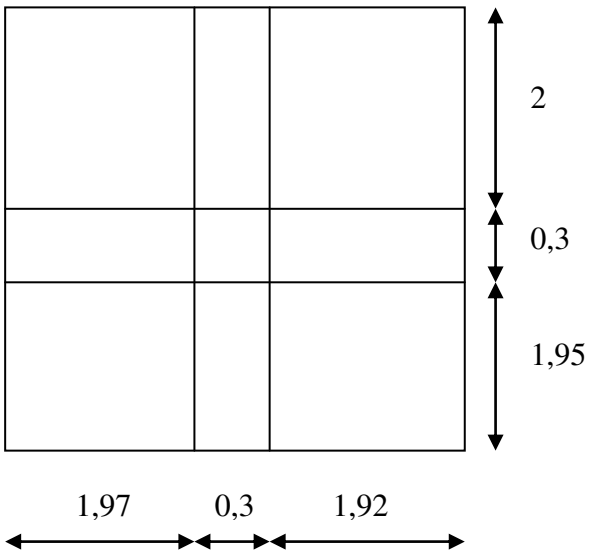


Figure II 5 : Représentation du poteau le plus sollicité.

II.4.1.2.4 Détermination des charges et surcharge :

$S_{plancher} = (2+1,95) \times (1,97+1,92)$

$S_{plancher} = 15,365\ m^2$

$St= (2 + 0,30 + 1,95) \times (1,97 + 0,30 + 1,92) = 17,807\ m^2$

$V_{poutres\ principales} = (2 + 1,95) \times (0,30 \times 0,40)$

$V_{poutres\ principales} = 0,474\ m^3$

$V_{poutres\ secondaires} = (1,97 + 1,92) \times (0,30 \times 0,35)$

$V_{poutres\ secondaires} = 0,408\ m^3$

$G_{plancher} = 15,365 \times 6,50 = 99,872$ KN (pour l'étage terrasse)

$G_{plancher} = 15,365 \times 6 = 92,19$ KN (pour l'étage courante)

$G_{poutres} = (0,474 + 0,408) \times 25 = 22,05$ KN

$G\ poteau = (0,30 \times 0,30) \times 3.4 \times 25 = 7,65$ KN

$G_{totale} = G_{plancher} + G_{poutres} + G_{poteau}$

La charge permanente qui agisse sur le poteau est calculée dans le tableau ci-après

Tableaux II 7 : Tableaux des charges permanentes

Etage	G plancher (kn)	G poteau (kn)	G poutre (kn)	G (kn)	G cumulé (kn)
4ème	99,872	5,85	22,05	127,772	127,772
3ème	92,19	7,65	22,05	121,89	249,662
2ème	92,19	7,65	22,05	121,89	371,552
1ème	92,19	10,4125	22,05	124,652	496,204
RDC	92,19	10,4125	22,05	124,652	620,856

Pour la charge d'exploitation on va faire la loi de dégression selon (DTR b. c. 2. 2. surcharge d'exploitation), et on trouve la charge d'exploitation suivante :

-étage terrasse……Q_0

-3eme étage …….Q_0+Q

-2eme étage……. Q_0+Q+0,90Q

-1eme étage…….... .Q_0+Q+0,90Q +0,80Q

-RDC……. Q_0+Q+0,90Q +0,80Q +0,70Q

Tableau II 8 : Tableaux des charges D'exploitation

	$\frac{3+n}{2n}$		**Q (kn)**	**Q cumulé (kn)**
4ème étage	**1**	**Q0=**	17,81	17,81
3ème étage	2,5	Q1=	44,52	62,32
2ème étage	3,85	Q2=	68,56	130,88
1ème étage	5,05	Q3=	89,92	220,81
RDC	6,10	Q4=	108,62	329,43

Effort normale de résistance : $\begin{cases} 1{,}35G + 1{,}5Q \\ \overline{Nu} = Nu + 10\,\% \; Nu = 1{,}1Nu \end{cases}$

Tableau II 9 : Tableaux de vérification *:*

Niveau	Gcumulé (KN)	Qcumulé (KN)	Nu (KN)	1 ,1Nu (KN)	$\bar{N}u$ (KN)	1,1 Nu<$\bar{N}u$
4ème étage	127,77	17,81	199,20	219,12	1177,65	CV
3ème étage	249,66	62,32	430,53	473,58	1177,65	CV
2ème étage	371,55	130,88	697,92	767,71	1569,38	CV
1ème étage	496,20	220,81	1001,08	1101,19	2084,54	CV
RDC	620,86	329,43	1332,30	1465,53	2669,22	CV

II.4.1.2.5 Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II 10 : Vérifications de coffrage des poteaux.

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h) ≥h_e /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3,4 - 0,40)/20 = 15cm Et (2,6 - 0,35)/20 = 11,25cm	Oui
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h) = 1 ≤ 4	Oui

II.4.1.2.6 Vérification des sollicitations normales :

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

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton =1,1×Nu.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.

Tableau II 11 : Vérifications des sollicitations normales.

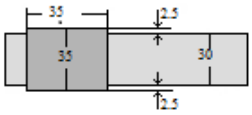
	N_d (N)	B_c (mm²)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0,3$
4éme étage	219,12	90000	25	0,097	Oui
3ème étage	473,58	90000	25	0,21	Oui
2ème étage	767,71	122500	25	0,25	Oui
1ème étage	1101,19	160000	25	0,27	Oui
RDC	1465,53	202500	25	0,29	Oui

II.4.1.2.7 Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1,5h_1+b_1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau II 12 : Vérification aux zones nodales

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1,5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	40	35	Oui	2,5	17,5	Oui

II.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES:

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ayant pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

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

Le *RPA99 version 2003(Art 7.7.1)*, exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

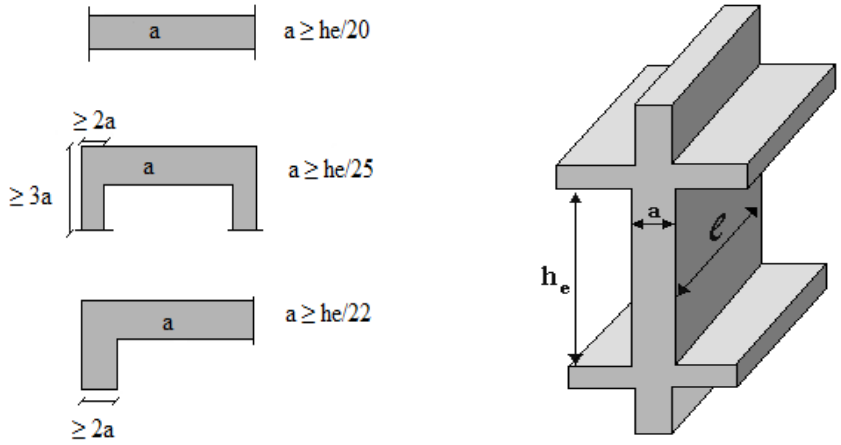


Figure II 6 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

$$a \geq Max\left\{15\,cm; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}\right\}$$

Tableau II 13 : Pré dimensionnement des voiles.

Niveau	he (cm)	a (cm)
4	300	15
3	300	15
2	300	15
1	300	15
RDC	300	15

II.6 PIERRE :

II.6.1 INTRODUCTION

Avant d'entamer tout calcule, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure ; pour cela, des règlements en vigueur, mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.6.2 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

II.6.2.1 PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.

On utilise la planche en corps cros

II.6.2.2 PLANCHER ETAGE COURANT (2^{éme} cas)

a. Charges permanentes :

Tableau II.14 Charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N^0	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher corps cros	0,16+0,04	-	2,80
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Pierre	0,50	-	2,54
Charge permanente G				**6,92**

b. Surcharge d'exploitation :

Q=1,50kN/m^2 *…… (Habitation)*

c. charge d'exploitation :

Les Charges d'exploitations :

- *RDC + les étages* *1,5 (KN/ m²).*
- *Balcon* *3,5(KN/ m²).*
- *Escalier* *2,5(KN/ m²).*

II.7 PRÉDIMENSIONNEMENT

II.7.1 CHAINAGE

Définition

Le système des portiques est constitué par des murs en pierre éléments porteuse verticaux avec des dimensions 50.50 cm et les murs de séparation 30.30 cm.

Avec des chainages horizontal 50.30 cm en gros béton pour la pose de plancher et les murs en pierre

III.1 L'ACROTERE :

III.1.1 INTRODUCTION :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures.

III.1.2 Principe de calcul:

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

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de **1KN/ml** appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

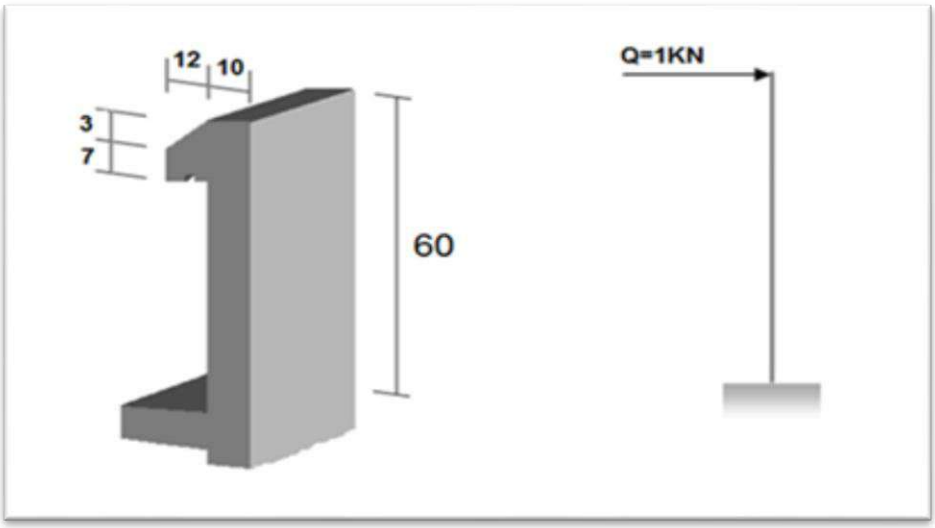


Figure III 1 : L'acrotère.

III.1.3 Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Tableau III 1 : Charge permanentes surcharge d'exploitation de l'acrotère.

Charge Permanente
Poids propre : [(0,6.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0,03)/2)].25=1.755KN
Charge d'exploitation
Q = 1 KN

III.1.4 Détermination des efforts:

Tableau III 2 : Les efforts sur

L'E.L.U	
L'effort normal :	N_U =1,35.G = 1,35×1,755 =2,369 KN
Moment d'encastrement :	M_U =1,5.Q.h = 1,5×1×0,6= 0,90KN.m
L'effort tranchant :	T_U =1,5.Q = 1,5×1 = 1, 500 KN.
L'E.L.S	
L'effort normal :	Nser = G = 1,755 KN
Moment d'encastrement :	Mser = Q. h =1×0,6= 0,6 KN.m
L'effort tranchant :	Tser = Q =1 KN

III.1.5 Calcul de ferraillage:

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

Tableau III 3 : Dimensions et caractéristiques des matériaux.

Dimensions			Résistances caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
B	100	cm	fc_{28}	25	MPa
H	10	cm	FeE	400	MPa
C_1	2,5	cm	Sollicitations		
C_2	2,5	cm	Notations	Valeurs	Unités
Longueur de flambement			Nu	2,369	KN
Notations	Valeurs	Unités	Mu	0.9	KN.m
L_0	0,6	m	Nser	1.755	KN
L_f	1,2	m	Mser	0,6	KN.m

III.1.5.a Etat Limite Ultime:

❖ ***Calcul de l'excentricité:***

$$\mathbf{e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0{,}9\times10^2}{2{,}369} = 38{,}00cm}$$

Où l'enrobage est: c = c_1 = 2,5 cm

On a e_0 = 38,00 cm $> \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2{,}5 = 2{,}5cm$

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

❖ ***Calcul du moment de flexion :***

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

e = e_0 + (h/2-c) ⇒e = 40,5 cm.

M1 = Nu × e ⇒ M1 = 0,96KN.m.

❖ ***Calcul des armatures verticales :***

Le calcul se fera en flexion simple à l'état limite ultime:

Mu =M_1=0,96KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_{bc}.b \cdot d^2}$$

μ= 0,012<μl = 0,392 ⇒ A' = 0.

Donc : ß = 0,994 (tab).

$$A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A = 37mm^2$$

N : effort de compression, alors : $A_2 = A - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0,30\ cm^2$

Et A' = $A_1 \Rightarrow$ A' = 0

Donc: $\begin{cases} A_2 = 0,30\,cm^2 \\ A_1 = 0\,cm^2 \end{cases}$

✓ ***Condition de non fragilité*:**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,cm^2 > A = 0,30\,cm^2$$

Donc : A = Amin = 1,00 cm^2

On adoptera : A2 = 5HA8 =2,31cm^2

❖ ***Armatures de répartition:***

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0,58 \leq Ar \leq 1,16$

Donc, on prendra : Ar = 4 HA 6 = 1,13 cm²

❖ ***Espacement:***

$S_t = \frac{100}{5} = 20\,cm \leq$ Smin = min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm (cv)

$S_{tr} = 15\,cm \leq$ Smin = min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm (cv)

III.1.5.b Vérification à l'état limite de service:

Données : Nser = 1.755 KN.

Mser = 0,6 KN.m

❖ ***Calcul de l'excentricité:***

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0{,}6 \times 10^2}{1{,}755} = 34{,}19\,cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2{,}5 = 2{,}5\ cm \qquad \leq e_0 = 34{,}19\,cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'_G}{N_{Ser}} \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où: Bo = b.h+ 15 (A1 + A2) $\Rightarrow$ Bo= 1034, 65 cm².

$\upsilon 1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\ (A1\ c + A2\ d)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}084$ cm.

$\upsilon\ 2 = h - \upsilon\ 1 \Rightarrow \upsilon 2 = 4{,}916$ cm.

$I = \frac{b}{3}\ (\upsilon\ 1^3 + \upsilon\ 2^{\ 3)} + 15\ [A1\ (\upsilon\ 1 - c1)^{\ 2} + A2\ (\upsilon 2\text{-}c'2)^2] \Rightarrow I = 8542.60\ cm^4$.

Alors: $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}68$ cm.Donc :

M'G = Nser .CG'

CG'= CG+GG'= CG + (υ1 – (h/2))= e0– (h/2-c) + (υ1 – (h/2))=32,573cm.

CG'=34.19> $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}68$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

Où $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

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

❖ ***Détermination de y1 :***

Pour déterminer y1, il faut résoudre l'équation suivante:

$y2^3 + py2 + q = 0$……."*"

Tq y2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " $C = h/2 - e = -29,18$ cm < 0".

$p = -3873,53\ cm^2$

$q = 92093,84\ cm^3$

D'où l'équation (*) devient : $y2^3 + (-3873,53)\ y2 + 92093,84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -38.052x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}} = -0,744 \Rightarrow \varphi = 138.07 \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} = 48.88cm \end{cases}$$

$$\text{Les racines de l'équation sont: } y_2 = \begin{cases} a\cos(\dfrac{\varphi}{3}) = 33.94cm \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 120) = -47,43\ cm \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 240) = 13,49cm \end{cases}$$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante:

$0 < y1 = y2 + C < h$

y1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve :

$y2' = 33,94$ cm

$y2'' = -47,43$ cm rejetée comme valeur (< 0)

$y2''' = 13.49$ cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors : $0 < y1 = 33,94 + (-29.18) = 4,76\ cm < h = 10$ cm

Donc on prend : $y2 = 33.94$ cm.

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

Sxx'=1037, 939 cm3

k = 1755/1037939 $\Rightarrow$ k=1,69x 10^{-3} N/mm3

Donc : $\sigma b = ky1 = (1,69 \times 10\text{-}3) \times 21,5 \Rightarrow \sigma b = 0,08$ MPa

Et : $\sigma s = 15\ k\ (d - y1) = (15 \times 1,69 \times 10\text{-}3) \times (75 - 47,6) = 0,69$ MPa

$\sigma s = 15\ k\ (y1-c) = (15 \times 39,78 \times 10^{-3}) \times (21,5\text{-}75) =$

Donc, on obtient :

$\sigma b = 0,08$ MPa $\leq \overline{\sigma}$ b= 0,6 fc28 = 15 MPa (c.v).

$$\overline{\sigma}s = \text{Min}\left[\frac{2}{3}fe = 333,33\,\text{MPa}\,;110\sqrt{\eta f tj} = 201,633\,\text{MPa}\right] = 201,633\,\text{MPa}$$

Avec η =1,6 (fissuration préjudiciable).

σs=0,69MPa $\leq \overline{\sigma s}$ (c.v)

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

III.1.6 Vérification de l'effort tranchant:

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F"

qui est égale à: $T = V_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 1,5 - \frac{0,90}{0,9 \cdot 0,075} \Rightarrow T = -11,83 < 0$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III.1.7 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que: $\tau u \leq \overline{\tau}$ telles que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0,02\ MPa$$

Et : $\overline{\tau}$ = min [0,15 $\frac{fc_{28}}{\gamma b}$; 4 MPa] = 2,5 MPa (fissuration préjudiciable)

D'où alors : $\tau_u = 0,02MPa < \overline{\tau}_u = 2,5\ MPa$

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

III.1.8 Vérification de l'acrotère au séisme:

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

Fp= 4.A.Cp.Wp

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage 1b, zone sismique II b).

Cp = facteur de force horizontale.

Wp =poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

A = 0,25

Cp = 0,3

Wp = 1,755 KN

Fp= 4.A.Cp.Wp= 4×0,25×0,3×1,755 = 0,52 KN < 1,5Q = 1,5 KN

Donc:

L'acrotère résiste à la force sismique

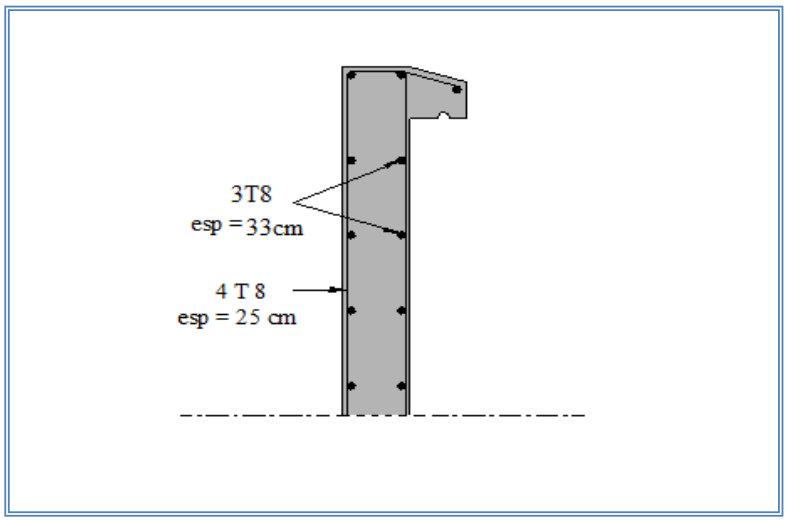


Figure III 2 : Ferraillage de l'acrotère.

III.2 PLANCHER SA CORPS CREUX :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, 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.

III.2.1 La dalle de compression:

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, 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 : $a1 \leq 20$ cm
  - Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : $a2 \leq 33$ cm
  - La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\begin{cases} A_{\perp} \geq \dfrac{200}{fe} & si \quad L \leq 50\,cm \\ A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\dfrac{200}{Fe} = \dfrac{4L}{Fe} & si \;\; 50 \leq L \leq 80\,cm \end{cases}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- Fe : nuance de l'acier FeE520 (Fe = 520)

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m

- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$50\text{cm} \leq (L=65\text{cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\dfrac{200}{Fe} = \dfrac{4L}{Fe} = 0{,}5\,cm^2/ml$

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

$A_{//} \geq \dfrac{A_{\perp}}{2} = 0{,}25\,cm^2/ml$.

On choisira: $A_{\perp} = 5\ \varphi\ 5 = 0{,}98\ cm^2$, esp = 20 cm.

A//= 4 φ 5= 0,78 cm², esp = 25 cm.

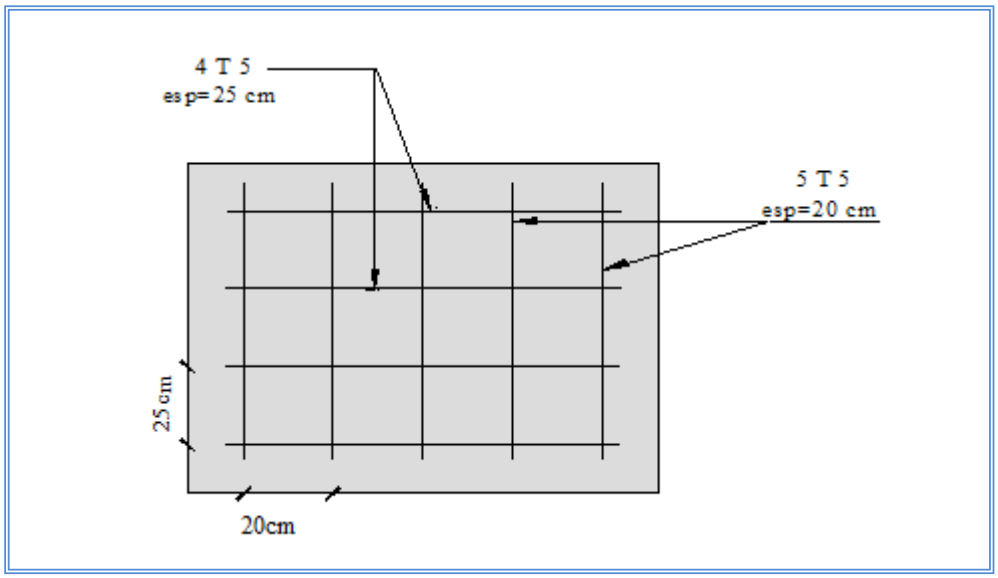


Figure III 3 : Disposition des armatures de la table de compression.

III.2.2 Calcul des 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.

a. Calcul avant coulage:

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge dû à l'ouvrier.

✓ ***Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:***

Tableau III 4 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des

La travée L (m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
4,3	2,15	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0,12×0,04×25 = 0,12	0,65×1 = 0,65
		0,77	

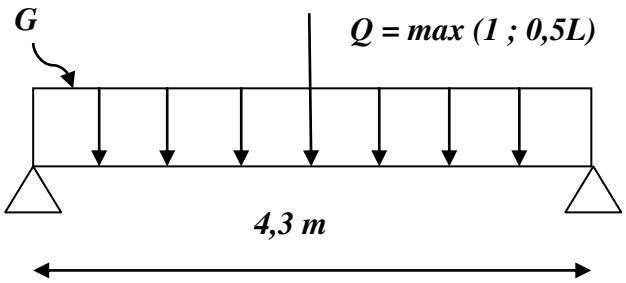


Figure III 4 : Schéma statique de la charge et surcharge.

$$F = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI} = \frac{5 \times 0.77 \times 4300^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 64000} + \frac{2150 \times 4300^3}{48 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 64000}$$

$$= 52{,}00 \text{ mm}$$

$$F = 52{,}00 \text{ mm} > [F] = \frac{4300}{500} = 8{,}6 \text{ mm} \qquad \text{C N V}$$

Conclusion :

Les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

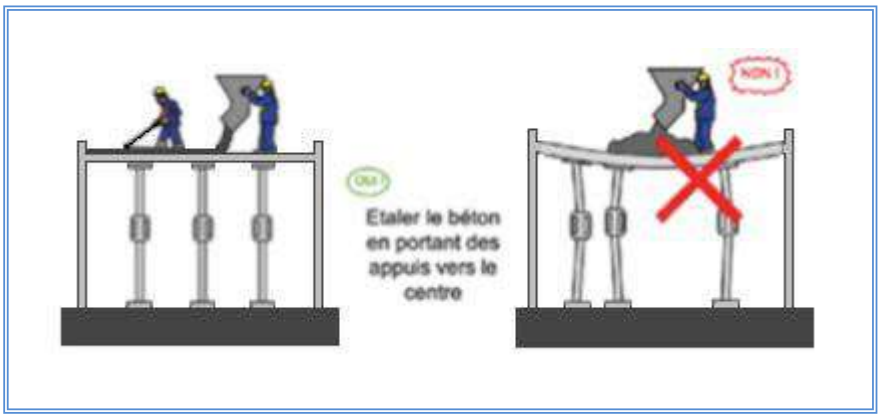


Figure III 5 : Choix de disposition des étaiements.

❖ ***Calcul des étaiements:***

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

- ***Pour un seul étai au milieu***

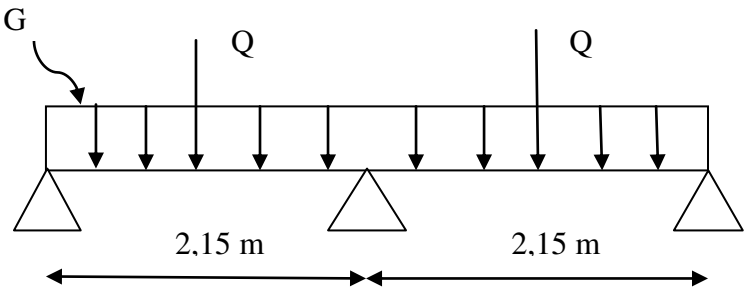


Figure III 6 : Travée avec un seul étai au milieu.

L=2,15m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 1,075 KN] = 1,075 (KN)

$$\boldsymbol{F} = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI} = \frac{5 \times 0{,}77 \times 2150^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 64000} + \frac{1075 \times 2150^3}{48 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 64000}$$

$$= 32{,}50 \text{ mm}$$

$$F = 32{,}50 \text{ mm} > [F] = \frac{2150}{500} = 4{,}3 \text{ mm} \qquad \text{C N V}$$

- On ajoute un autre étaiement.

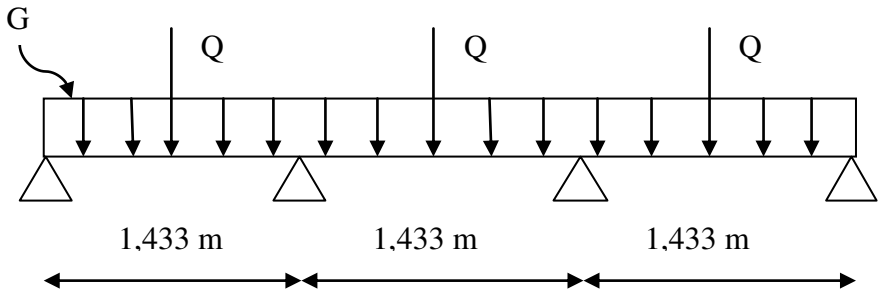


Figure III 7 : Travée avec étais espacés de 1,433 m

L=1,433 m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0,7165KN] = 1

$$\boldsymbol{F} = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI} = \frac{5 \times 0{,}77 \times 1433^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 64000} + \frac{1000 \times 1433^3}{48 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 64000}$$

$$= 7{,}70 \text{ mm}$$

$$F = 7{,}70 \text{ mm} > [F] = \frac{1433}{500} = 2{,}866 \text{ mm} \qquad \text{C N V}$$

- On ajoute un autre étaiement.

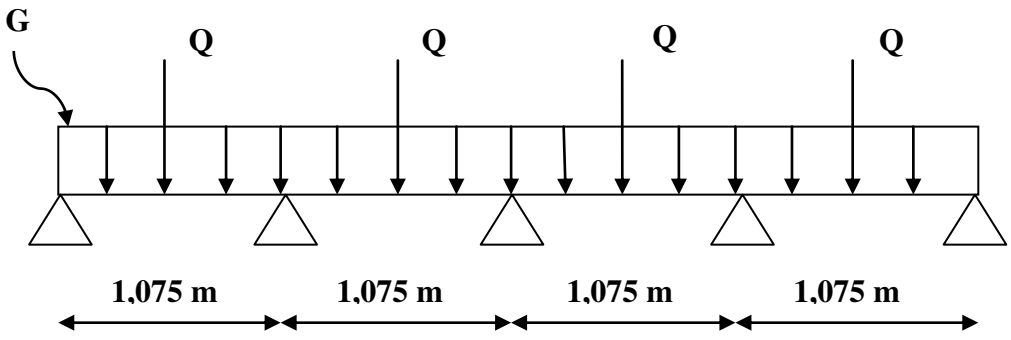


Figure III 8 : Travée avec trois étais espacés de 1,075 m.

L=1,075 m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0,537 KN] = 1 (KN)

$$\boldsymbol{F} = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI} = \frac{5 \times 0{,}77 \times 1075^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 64000} + \frac{1000 \times 1075^3}{48 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 64000}$$

$$= 2{,}92 \text{ mm}$$

$$F = 2{,}92 \text{ mm} > [F] = \frac{1075}{500} = 2{,}15 \text{ mm} \qquad \text{C N V}$$

- On ajoute un autre étaiement :

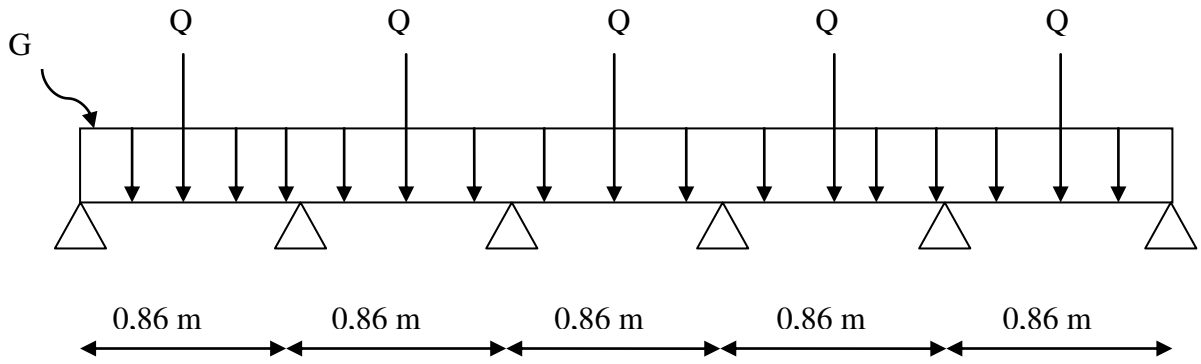


Figure III 9 : Travée avec quatre étais espacés de 0,86 m.

L= 0,86 m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0,43 KN] = 1 (KN)

$$\boldsymbol{F} = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI} = \frac{5 \times 0{,}77 \times 860^4}{384 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 64000} + \frac{1000 \times 860^3}{48 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 64000}$$

$$= 1{,}38 \text{ mm}$$

$$F = 1{,}38 \text{ mm} < [F] = \frac{860}{500} = 1{,}72 \text{ mm} \qquad \text{C.V}$$

Alors il faut prévoir quatre étaiements le long de la travée espacés de 86 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

b. Après coulage :

- G = poids du plancher (20+5) = 3,2 × 0,65= 2,08 (KN/ml)
- Q =1×0,65=0,65 (KN/ml)
- 1,35G+1,5Q=3,783 (KN/ml)

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Deux types de poutres continues sont envisagés :

- Poutrelle à 1 seule travée.
- Poutrelle à 3 travées

b.1 Méthode de calcul des poutres:

Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire pour les deux premiers types et par la méthode de CAQUOT pour les restes car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

b.1.1 méthode forfaitaire :

❖ ***conditions d'application :***

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

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

Charges uniformément réparties : $Q \leq \text{Min}(2.G \text{ et } 5 \text{ KN/m}^2)$

Charges concentrées : $P \leq \text{Min}(Q/4 \text{ et } 2 \text{ KN})$

- 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).

❖ ***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 :

- $M_t + ((Mw+Me)/2) \geq \text{Max}\ (1{,}05M_0 \text{ et } (1+0{,}3\ \alpha)\ M_0)$
- $M_t \geq \begin{cases} ((1{,}2+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées de rive.} \\ ((1+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées intermédiaire} \end{cases}$
- les moments d'encastrements des appuis :
  - $Ma \geq 0{,}6\ M0$ cas des poutres à 2 travées.
  - $Ma \geq 0{,}5\ M0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
  - $Ma \geq 0{,}4\ M0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

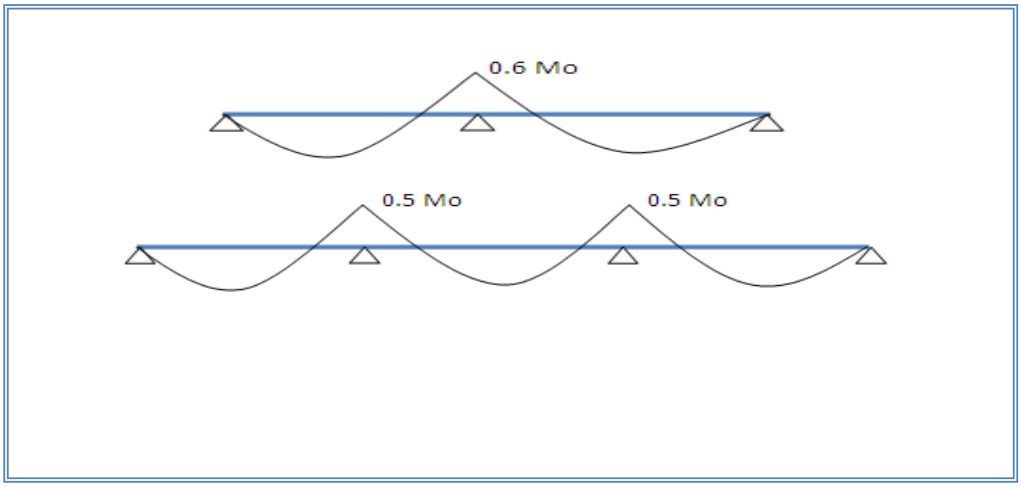


Figure III 10 : Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire

Remarque :

*1)*M0 : moment isostatique ($M0=PL^2/8$)

2) dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment

(Mw=0,2 M0).

5) l'effort tranchant est égale :

Tw=PL/2+((Mw-Me)/L)

Te=-PL/2+((Mw-Me)/L)

6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

Mt=0,85 M0

Me=-0,5 M0

- $Q \leq \text{Min}\begin{cases} 2.G \\ 5\ KN/m^2 \end{cases}$ (C.V)
- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)
- le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre

" 0,8 " et " 1,25 ". (C.V)

- La fissuration doit être peu nuisible. (C.V)

b.1.2 méthode de Caquot :

Tableau III 6 : Méthode de Caquot.

Moment isostatique M_0	$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée M_t	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$	
Moment à l'appui M_a	Appuis de rives	$M_w = 0{,}2M_0$
	Appuis intermédiaires	$Me = \frac{q_{w.}\, l_w'^3 + q_e\, .l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictives l'	Travée de rive	L
	Travée intermédiaire	0,8l
Effort tranchant T	Tw	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	Te	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Avec :

- M0 : moment isostatique.
- Mw, Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- qw : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- qe : Charge répartie à droite de l'appui considérée.
- l'w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- Tw : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- Te : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.2.3 Calcul des charges et surcharges :

Tableau III 7 : Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.

	G KN/m^2	Q KN/m^2	Pu KN/m	Pser KN/m
Plancher terrasse	6,50×0,65 = 4,225	1×0,65 = 0,650	5,6875	4,875
Plancher courant	6×0,65 = 3,9	1,5×0,65=0,976	6,729	3,876

III.2.4 Sollicitations de calcul :

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher d'étage ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

- ✓ ***poutrelles à une seule travée :***
  - ***a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:***

Tableau III 8 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'E.L.U.

Etage courant :

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
B – C	12,54	10,66	2,51	-7,52	-9,55	14,33

Etage terrasse :

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
B – C	14,84	12,61	2,97	-8,90	-11,3	16,96

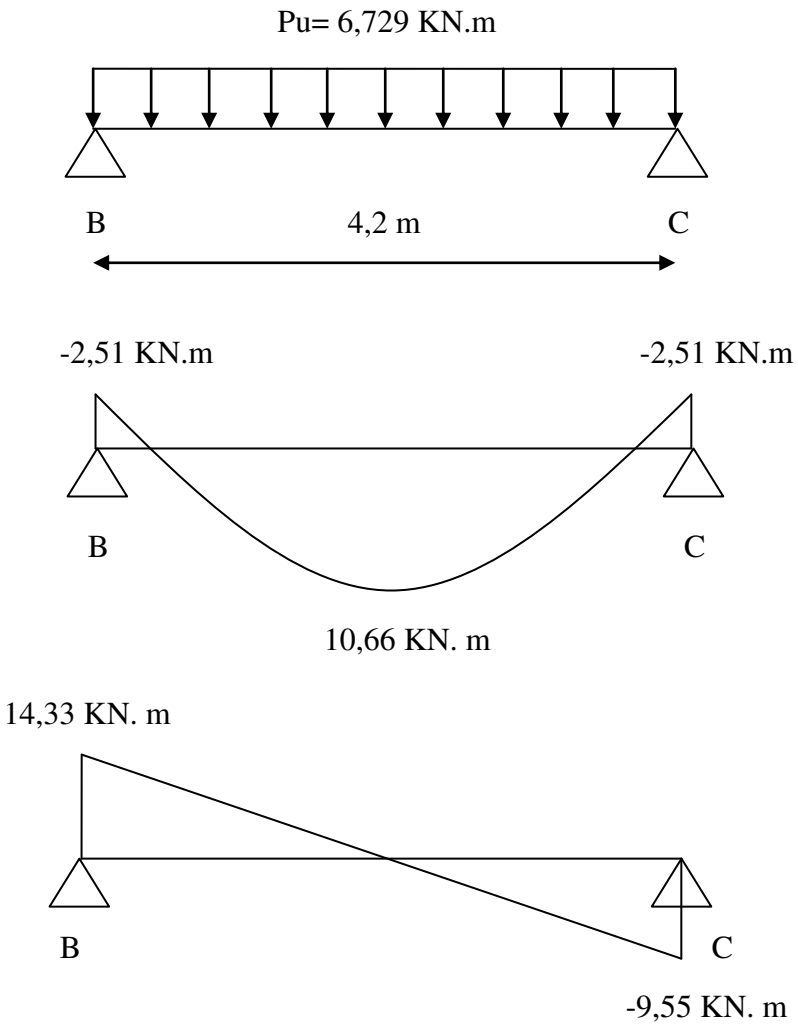


Figure III 11 : Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'E.L.U.

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

Tableau III 9 : Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'E.L.S.

Etage courant :

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
B_C	10,75	9,14	2,15	-6,45

Etage terrasse :

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
B_C	8,55	7,27	1,71	-5,13

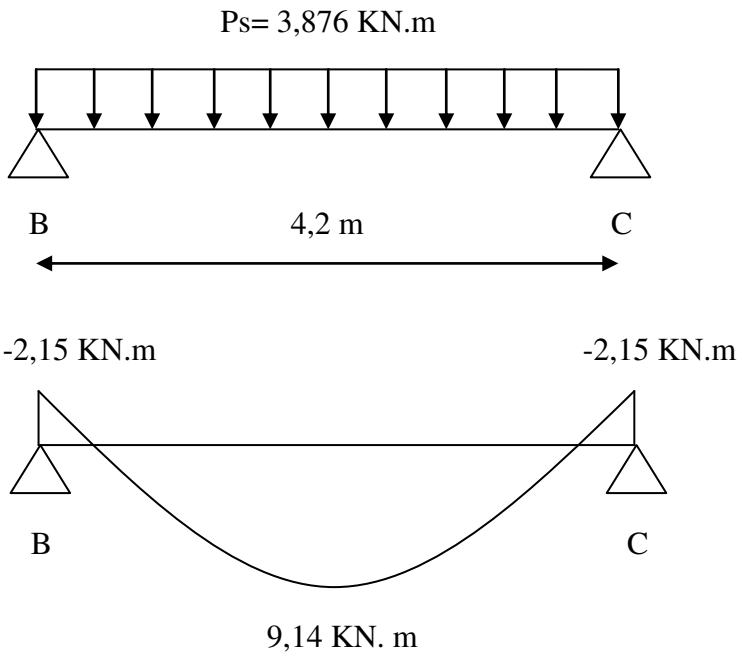


Figure III 12 : Diagramme des moments des poutrelles à l'E.L.S.

✓ ***poutrelles à trois travées :***

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

Tableau III 10 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'E.L.U.

Etage courant :

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
B – C	12,54	10,659	2,508	-6,27	-9,85	14,03
C – D	13,14	11,169	2,23	-6,57	-10,18	14,28
D – E	12,13	10,31	2,426	-6,065	-9,68	13,80

Etage terrasse :

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_e(KN)	T_w (KN)
B – C	14,84	12,614	2,968	-7,42	-11,66	16,60
C – D	15,55	13,22	3,11	-7,775	-11,94	17
D – E	14,35	12,20	2,87	-7,175	-11,46	16,32

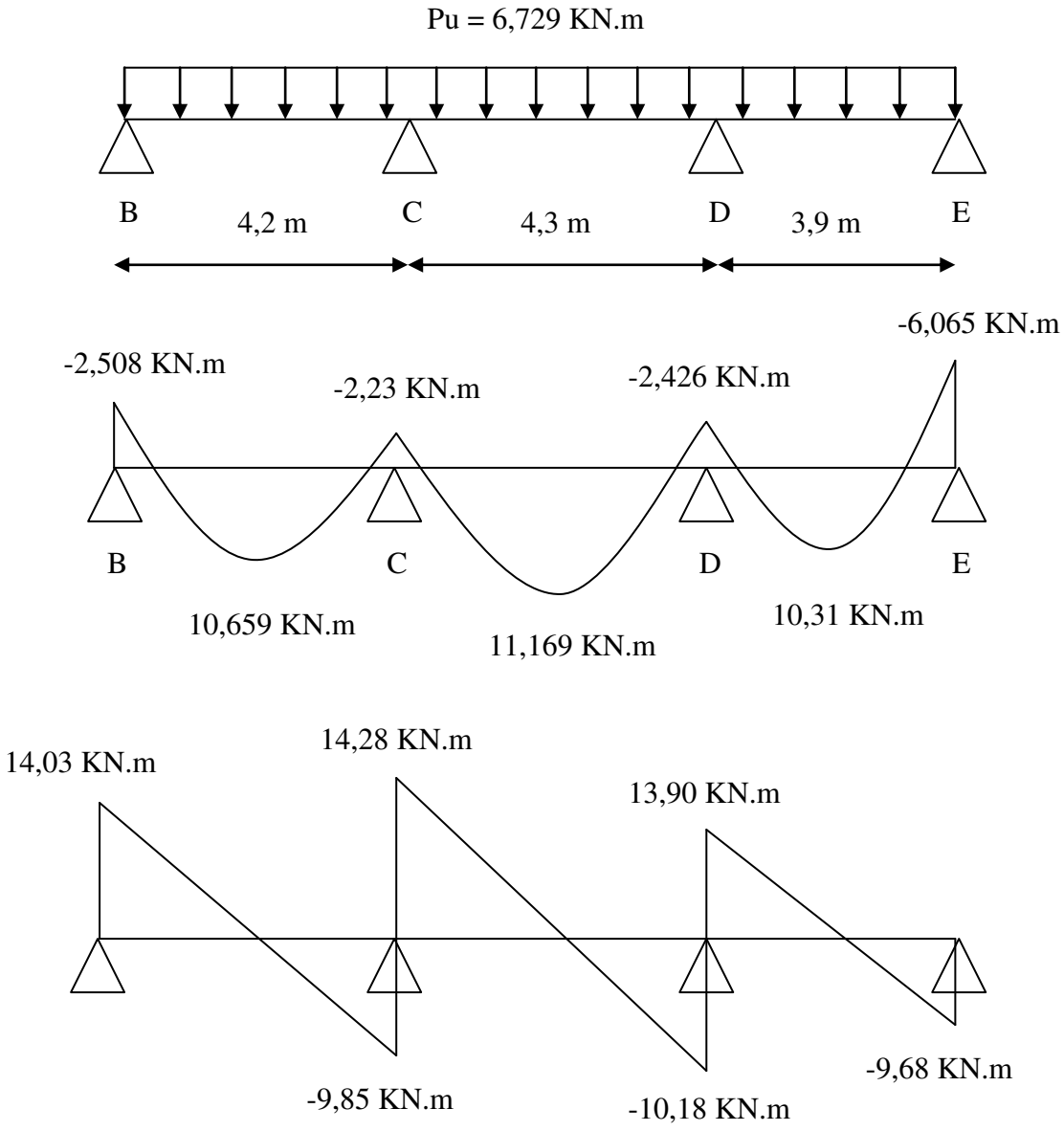


Figure III 13 : Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'E.L.U.

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

Tableau III 11 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'U.L.S.

Etage courant :

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
B – C	10,75	9,14	2,15	-5,375
C – D	11,27	9,58	2,254	-5,635
D – E	10,39	8,83	2,078	-5,195

Etage terrasse :

Travées	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
B – C	8,55	7,27	1,71	-4,275
C – D	8,96	7,616	1,792	-4,48
D – E	8,26	7,021	1,652	-4,13

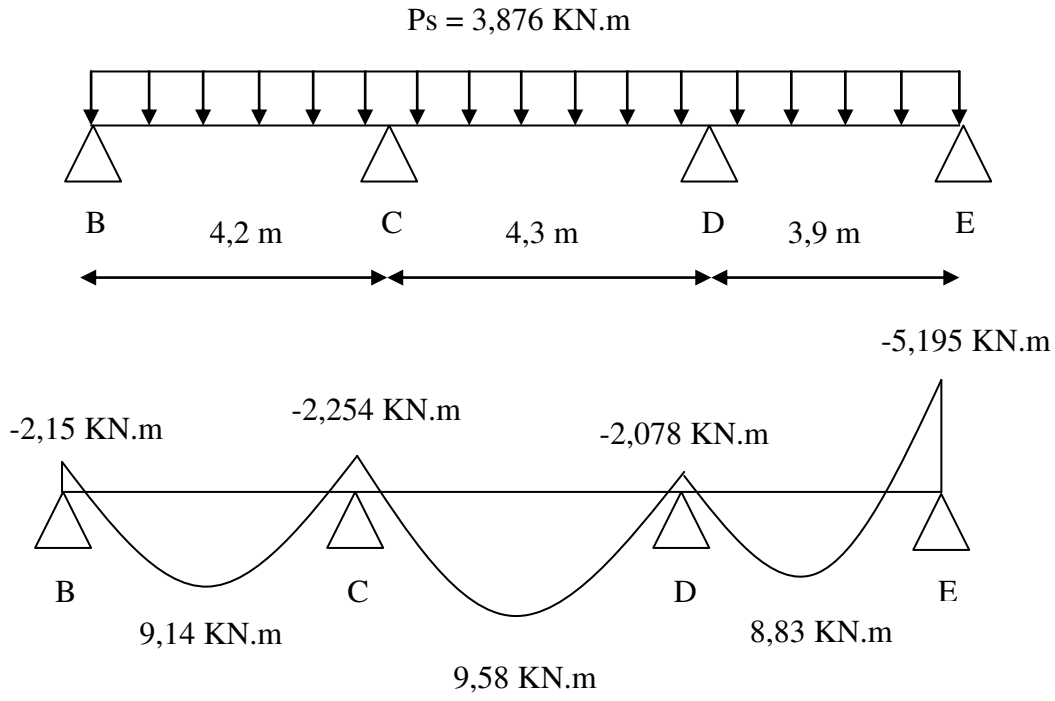


Figure III 14 : Diagramme Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'E.L.S.

III.2.5 Récapitulations :

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

Tableau III 12 : Récapitulations des efforts

	ELU			ELS	
	M_a^{ult} (KN.m)	M_t^{ult} (KN.m)	T_u (KN)	M_a^{ser} (KN.m)	M_t^{ser} (KN.m)
Sollicitations	7,524	11,196	16,60	6,45	11,27
Référence	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées

III.2.6 Ferraillage des poutrelles :

a. Calcul des armatures longitudinales:

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 :

  - b = 65 cm
- b0 = 12 cm
- h = 20 cm
- h0 = 4 cm
- d = 18 cm
- σb= 14,2 MPa
- σs= 348 MPa

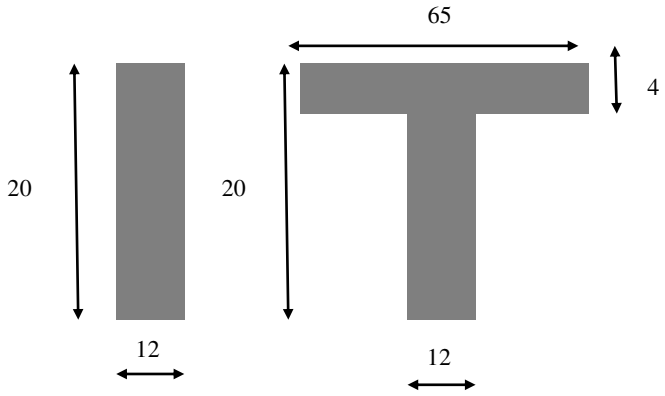


Figure III 15 : Section de béton des poutrelles.

Tableau III 13 : Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (KN.m)	11,169	7,524
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d-h_0/2) = 65.10^{-2}.40.14,2.(180-40/2) = 44,304$ (KN.m)	
		$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×20) $\Rightarrow$ calcul en flexion simple	$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×20) $\Rightarrow$ calcul en flexion simple
	μ	0,037	0,025
	μ_1	0,392	
	$\mu < \mu_1$	Oui	Oui
	B	0,982	0,988
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	1,816	1,216
	A_{min} (cm^2)	1,300	0,240
	Le choix	3HA10=2,35	2HA10 = 1,57

- ***Vérification à L'ELS:***

Vérification a l'ELS	M_{ser} (KN.m)	11,27	6,45
	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	15	
	y_1 (cm)	3,91	3,32
	I_G (cm^4)	8293,28	5873,51
	K (N/mm^3)	0,103	0,086
	σ_b (MPa)	5,31	3,64
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Oui	Oui

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III 14 : Ferraillages longitudinaux des

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	A_t=3HA10=2,35	A_a=3HA10 = 2,35

b. Calcul des armatures transversales:

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [6{,}00\ ;12\ ;10]$

On adopt: $\phi_t = 6$ mm.

at $= \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 0{,}28\ \text{cm}^2$; nt = 2.

At =at.nt = 0,56 cm^2

- ***Espacement:***

$S_t \leq \min[0{,}8\text{h}\ ,\ 40\ \text{cm}] = 18\text{cm}$

$A_{t\,min} \leq 0.003\, S_t.b$ *(Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003)*.

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.003.b} = 12{,}05\ \text{cm}$ **,** on adopt: St = 14 cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes**:** $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3.f_{t28}.k)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$\frac{0{,}56\times 10^2}{120\times 160} = 0{,}00291 \geq \frac{1{,}15(0{,}813 - 0{,}3\times 2{,}1\times 1)}{0{,}9\times 400\times(0+1)} = 0{,}0005$

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0.S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.14}{400} = 0{,}17 cm^2$

At = 0,56 cm^2 ≥ Atmin = 0,17 cm^2 (C.V)

Tableau III 15 : Les armatures transversales et l'espacement des

A transversales	Espacement
2φ6	14cm

III.2.7 Vérifications:

a) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{16{,}60\times10^3}{120\times180} = 0{,}768\,\text{MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0{,}2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33\text{MPa};\ 5\text{MPa}\right] = 3{,}33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0{,}768\,\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33\,\text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

b) Vérification au voisinage de l'appui:

Appui de rive: Mu = 7.524 KN.m > 0,9.Vu.d= 2,69 KN.m

Aucun prolongement à faire

c)Vérification de la compression dans la bielle de béton:

$$V_u \le 0{,}4\ \frac{f_{c28}}{1{,}5}\ b_0.a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\,0{,}9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2\,;\,0{,}9\times18\right] = 16{,}2\,\text{cm}$$

$$V_u = 16{,}60\,\text{KN} \le 0{,}4\times\left(\frac{25}{1{,}5}\right)\times120\times162 = 129{,}6\ \text{KN} \qquad \text{(c.v)}$$

d) Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:

$$\sigma_m = \frac{2\,V_u}{b_0.a} < 1{,}3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2\times16{,}60\times10^3}{120\times162} = 1{,}71\,MPa < 1{,}3\times\frac{25}{1{,}5} = 21{,}667\,MPa \qquad \text{(c.v)}$$

$$A = 1{,}57\,\text{cm}^2 \ge \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times16{,}60\times10^3}{400} = 0{,}47\,\text{cm}^2 \quad \text{(c.v)}$$

***e) Vérification de la flèche**:*

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps;

Tableau III 16 : Vérification préliminaire de la

1ere condition	2eme condition
$h/L \geq M_t/(15.M_0)$	$\rho \leq 3,6/fe$
$h/L = 0,20/4,6 = 0,043$ $M_t/(15.M_0) = 11,169/(15\times17,24) = 0,043$	$\rho = A_t/(b_0\times d) = 2,35/(12\times18) = 0,0109$ $3,6/fe = 3,6/400 = 0,009$
C.V	C.N.V

On doit passer au calcul des flèches;

✓ ***Évaluation détaillée de la flèche :***

Mser = 9.58 kN.m, $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{216} = 0,0109$

$\rho = 1,09\% \Rightarrow \beta 1 = 0,856$ (Tableau).

$\sigma s = \frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 264,58$ MPa

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0,0103} = 3,78$$

$\lambda v = 2/5\ \lambda i = 1,51$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0069 \cdot 348 + 2,1} \Rightarrow \mu = 0,73$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0).h_0 + 15A} = 7,10 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2$$

$= 20003{,}24\ cm^4$

$$I_{fi} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} \Rightarrow \text{Ifi} = 5853{,}71\ cm^4$$

$$I_{fv} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} = 10460{,}14\ cm^4$$

$Ei=11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ =32164.195 MPa ; Ev=1/3 Ei=10721,398MPa

$$f_i = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{9{,}58\times 4{,}60^2\times 10^8}{10.(32164{,}195\times 6{,}777\times 10^3)} \Rightarrow \quad fi = 10{,}77\ mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{9{,}58\times 4{,}60^2\times 10^8}{10.(10721{,}398\times 12{,}134\times 10^3)} \Rightarrow fv = 18{,}07\ mm.$$

$\Delta ft = fv - fi \Rightarrow \Delta f\,t = 18{,}07 - 10{,}77 = 7{,}31$ mm.

Il faut avoir : $\Delta ft \leq$ FLimite = $\bar{f}$

Avec: $flimite = \frac{L}{500} = \frac{4600}{500} = 9{,}2$ mm

Donc: $\Delta ft = 7{,}31$ mm < $fLimite = 9{,}2$ mm

Tableau III 17 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
9,087	2,35	7,10	0,0109	0,856	264,58	0,73	3,78	1,51
I (cm^4)	If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	L(m)	f_i(mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f<f_{adm}$
20003,24	5853,71	10460,14	4,60	10,77	18,07	7,31	9,2	**C.V**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

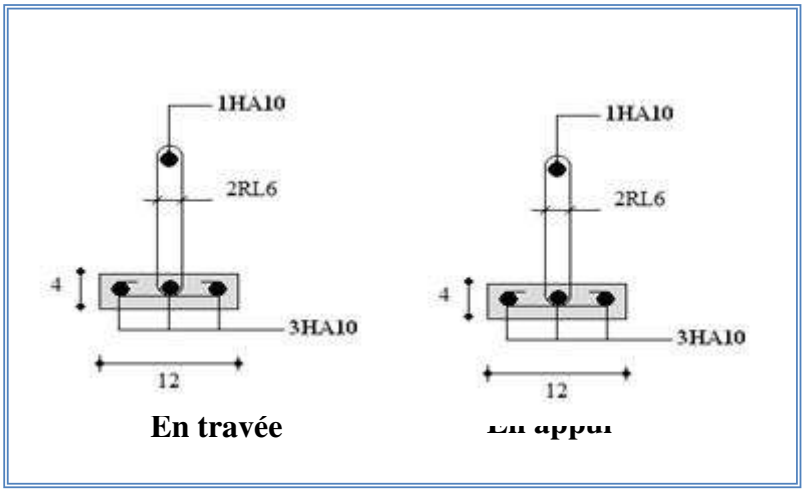


Figure III 16 : Ferraillage des poutrelles.

III.3 CALCUL DES ESCALIERS:

III.3.1 Introduction:

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par escalier.

III.3.2 Terminologie:

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

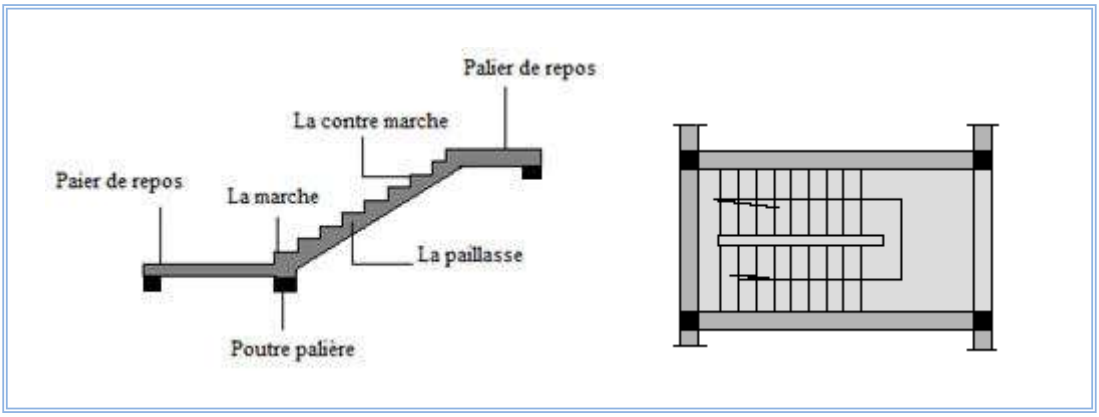


Figure III 17 : Vue en trévère et en plan de l'escalier.

III.3.3. Dimensionnement:

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

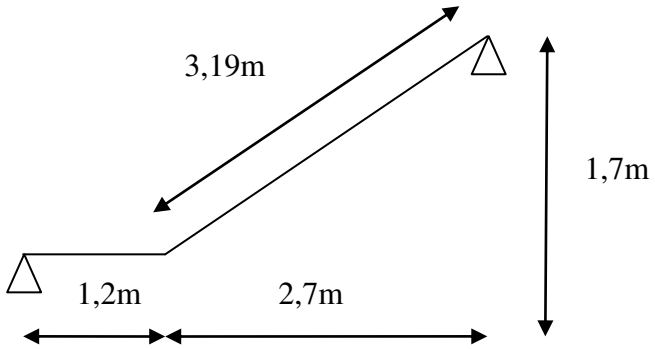


Figure III 18 : Dimensions de l'escalier.

- ✓ **L'angle d'inclinaison α:**

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,7}{2,70} \Rightarrow \alpha = 32,19^0$$

✓ **Longueur de la paillasse :**

$$L_0 = \frac{H}{Sin\,\alpha} \Rightarrow L_0 = 3,19m$$

On utilisant la **formule de Blondel [4]►► [Art 4.1.3] ◄◄** pour déterminer g, h, n.

Avec: g: largeur de la marche.

h: hauteur de la contremarche.

n: le nombre de contremarches.

$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}.$

$$g = \frac{L}{n-1} \; h = \frac{H}{n}$$

✓ **Détermination de n, g, h :**

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \leq 66 \\ \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \geq 59 \end{cases}$$

Et puisque (H= 1,7 m , L= 2,70 m)

$$\begin{cases} -66n^2 + 612n - 306 \leq 0 \\ -59n^2 + 605n - 306 \geq 0 \end{cases}$$

8,74 < n < 9,72

Donc on prend : n=9

Nombre de marches $n-1=8$

Nombre de contremarches $n=9$

Hauteur de la contremarche $h=17cm$

Largeur de la marche $g = \frac{L}{n-1} \; g = 30,00cm$ $\Longrightarrow$

On prend g =30 cm

59 cm < g+2H < 66 cm

59 cm < 64 < 66 cm (C.V)

✓ **Epaisseur de la paillasse:**

Pour les deux volets: L=1,20 + 3,19 = 4,39 m

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$ Avec $\Rightarrow 11,97 \leq e \leq 14,63cm$

On prendra: ep= 14 cm

III.3.4 Evaluation des charges et surcharges :

a. Charges permanentes:

Tableau III 18 : Charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre du palier	0,17	25	4,25
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
			G	5,83

Tableau III 19 : Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la paillasse	0,17 / cosα	25	5,02
5	Poids des marches	0,17/2	25	2,13
6	Enduit ciment	0,02cosα	10	0,17
			G	8,70

b. Surcharge d'exploitation:

- **La paillasse :** $Q = 2{,}5 KN/m^2$
- **Le palier :** $Q = 2{,}5 KN/m^2$

III.3.5 Détermination des sollicitations:

- **ELU : Pult = 1,35G+1,5Q**
- **ELS : Pser = G+Q**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau III 20 : Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	5,83	2,5	11,62	8,33
Paillasse	8,70	2,5	15,49	11,2

III.3.6 Détermination des efforts:

a. Etat Limite Ultime :

$$\sum F = 0$$

Ra+Rb= (15,49×2,7) + (11,62×1,20) = 55,77 kN

$$\sum M/B = 0$$

$$R_b = \frac{15{,}49 \times 2{,}7\left(\frac{2{,}7}{2} + 1{,}2\right) + 11{,}62 \times 1{,}2 \times \left(\frac{1{,}2}{2}\right)}{4{,}39} \Rightarrow R_b = 26{,}20$$

$$R_a = 29{,}57$$

Effort tranchant et Moment fléchissant :

(0 ≤ x ≤ 1,2)

$T(x) = -26{,}20 + 11{,}62x$ $T(0) = -26{,}20$ KN

$T(1{,}2) = -12{,}26$ KN

$M(x) = 26{,}20x - 11{,}62\frac{x^2}{2}$ M(0) = 0 KN.m

M(1,2) = 23,07 KN.m

(0 ≤ x ≤ 2,7)

$T(x) = 29{,}57 - 15{,}49x$ T(0) = 29,57 KN

T(2,7) = −12,26 KN

$M(x) = 29{,}57x - 15{,}49\frac{x^2}{2}$ M(0) = 0 KN.m

M(2,7) = 23,38 KN.m

Calcule Moment Max :

$\frac{29{,}57}{x} = \frac{12{,}26}{2{,}7 - x}$ $\Rightarrow$ X= 1,91

M(1,91) = 28,22 KN.m

Les appuis doivent équilibrer un moment : Ma = 0,5Mmax qui conduit à un moment réduit en travée : Mt = 0,85Mmax

Ma = 0,5Mmax = 14,11 KN.m

Mt = 0,85Mmax = 23,99 KN.

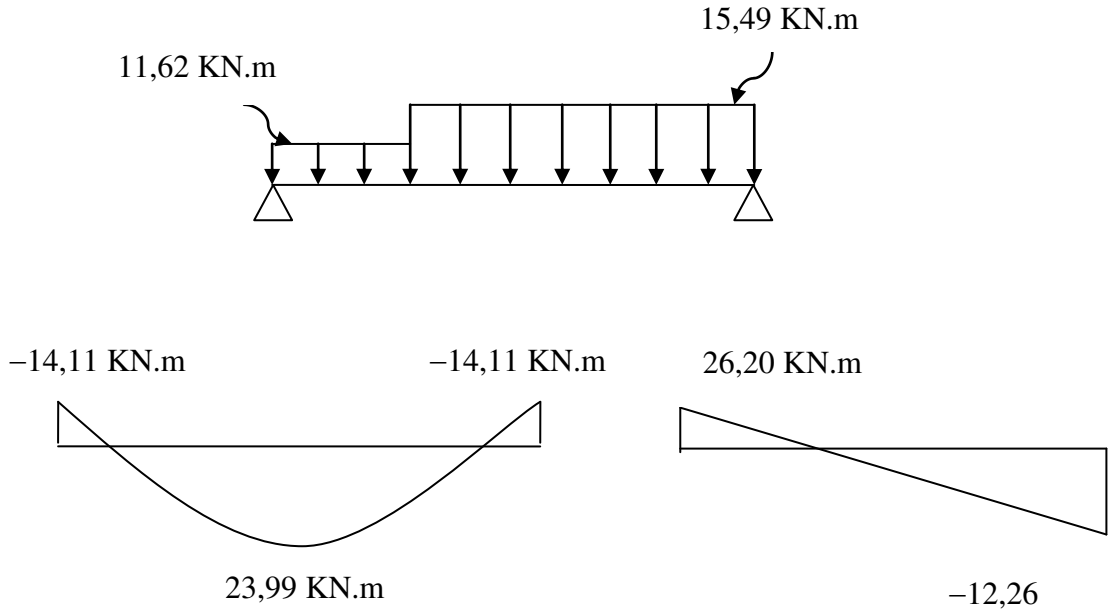


Figure III 19 : Schéma statique des efforts du l'escalier à

b. Etat Limite de servi

$\sum F = 0$

Ra+Rb= (11,2×2,7) + (8,33×1,20) = 40,24 kN

$\sum M/B = 0$

$$R_b = \frac{11{,}20 \times 2{,}7\left(\frac{2{,}7}{2} + 1{,}2\right) + 8{,}33 \times 1{,}2 \times \left(\frac{1{,}2}{2}\right)}{4{,}39} \quad \Rightarrow R_b = 18{,}93$$

$$R_a = 21{,}31$$

Effort tranchant et Moment fléchissant :

(0 ≤ x ≤ 1,2)

$T(x) = -18{,}93 + 8{,}33x \qquad T(0) = -18{,}83$ KN

$T(1{,}2) = -8{,}93$ KN

$M(x) = 18{,}83x - 8{,}33\frac{x^2}{2} \qquad M(0) = 0$ KN.m

$M(1{,}2) = 16{,}60$ KN.m

(0 ≤ x ≤ 2,7)

$T(x) = 21{,}31 - 11{,}2x \qquad T(0) = 21{,}31$ KN

$T(2{,}7) = -8{,}93$ KN

$M(x) = 21{,}31x - 11{,}2\frac{x^2}{2} \qquad M(0) = 0$ KN.m

$M(2{,}7) = 16{,}71$ KN.m

Calcule Moment Max :

$$\frac{21{,}31}{x} = \frac{8{,}93}{2{,}7 - x} \quad \Rightarrow x = 1{,}90$$

$M(2{,}09) = 20{,}27$ KN.m

Les appuis doivent équilibrer un moment : $Ma = 0{,}5M_{max}$ qui conduit à un moment réduit en travée : $Mt = 0{,}85M_{max}$

$Ma = 0{,}5Mmax = 10{,}13$ KN.m

$Mt = 0{,}85Mmax = 17{,}23$ KN.m

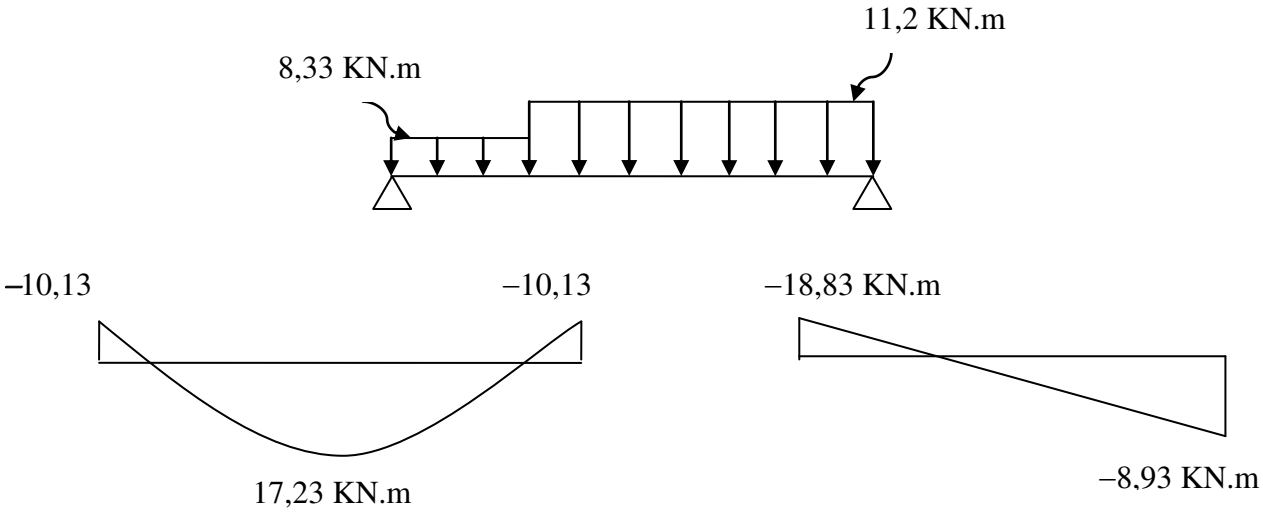


Figure III 20 : Schéma statique des efforts du l'escalier à

c. Récapitulation :

Mt= 0,85 Mmax Ma = 0,5 Mmax

Tableau III 21 : Récapitulation des résultats.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
E.L.U	23,99	14,11	29,57
E.L.S	17,23	10,31	21,31

III.3.7 Calcul du ferraillage:

Tableau III 22 : Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2,5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 17 cm	d=14,5 cm
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Les résultats obtenu est:

Tableau III 23 : Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	23,99	0,080	0,958	4,96	0	1,40	5HA12= 5,65
En appuis	14,11	0,047	0,976	2,86	0	1,40	5HA10= 3,92

a. Armature de répartition:

Ar = A/4

En travée: on adopte: A = 5T12 /ml

Aux appuis: on adopte: A = 5T10 /ml.

b. Condition d'espacement:

Pour les armatures longitudinales:

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[3h;33\right] = 33cm$ St = 15 cm < 33 cm

Pour les armatures transversales :

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[4h;45\right] = 45cm$ St = 15 cm < 45 cm

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07\frac{f_{c28}}{1,5} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{29,57.10^3}{1000.145} = 0,20MPa$$

$\tau_u = 0,20\,\text{MPa} \leq \overline{\tau}_u = 1,16\,\text{MPa}$ (c.v)

d. Vérification à l'Etat Limite de Service:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Tableau III 24 : Vérification du ferraillage de l'escalier à

	En travées	En appuis
A (cm²)	5,65	3,92
M_{ser} (KN.m)	17,23	10,13
Y (cm)	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 4,18$	$100y^2 + 30A.y \quad 30A.d = 0 \Rightarrow y = 3,58$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 11460,56$	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 8541,11$
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 6,29$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 4,25$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

e. ***Vérification de la flèche:***

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0,14}{4,39} = 0,032 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} = 0,032 \geq \frac{M_t}{15M_0} = 0,056 \qquad \text{(c.n.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = 0,0039 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \qquad \text{(c.v)}$$

✓ ***Calcul de la flèche:***

On doit passer au calcul des flèches;

Mser = 17,23 KN.m ; A= 5,65 cm^2

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A} = 7,43\text{cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2$$

$I_0 = 2,74 \times 10^4\ cm^4$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = 0,0039; \qquad \beta = 0,905$$

$$\sigma s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A}; \qquad \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}};$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$$ (Déformation instantanée);

$\lambda v = 2/5\ \lambda i$ (Déformation de longue durée).

$$I_{fi} = 1{,}1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = 1{,}1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Module de déformation longitudinal instantanée $Ei = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$

Module de déformation longitudinale de longue durée Ev=Ei/3

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_i.I_{fi}}; f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_v.I_{fv}}; \Delta ft = fv - fi$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = 0{,}89cm$$

Tableau III 25 : Valeur de la flèche.

M_{ser}(KN.m)	P	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I_0 (cm^4)	E_i(MPa)
20,83	0,0039	234,72	0,36	5,39	1,17	$2{,}74.10^4$	32164,20
E_v(MPa)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
10721,39	10202,89	16909,17	10,12	18,32	8,20	8,78	cv

III.5 CALCUL DE LA POUTRE PALIERE:

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple.

La longueur de la poutre: L = 2,70m

III.5.1 Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =2,75m

$L/15 \leq h \leq L/10$; $0{,}6h \leq b \leq h$

L = 2,75 m => $18{,}33 \leq h \leq 27{,}5$ => h = 30 cm

L = 2,75 m => $18 \leq b \leq 30$ => b = 30 cm

Soit: (b x h) = (30 x 30) cm^2

❖ ***Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003*:**

- b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)
- h = 30 cm ≥ 30 cm. (c.v)
- h / b = 1 < 4 (c.v)

III.5.2 Charges revenants à la poutre:

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

Rult = 29,57 KN ; Rser = 21,31 KN

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,30 x 25 = 2,25 KN/ml.

Donc: Pu = 29,57 + 1,35 × 2,25 = 32,61KN/ml

Pser = 21,31 + 2,25 = 23,56 KN/ml.

III.5.3 Calcul des efforts:

La poutre palière de l'escalier est encastrée aux deux extrémités. Le calcul se fait pour une poutre hyperstatique.

On a pris les valeurs données par l'aide-mémoire de la résistance des matériaux.

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

$$M_{appuis} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} \; ; \qquad M_{travée} = \frac{pl^2}{24}$$

Tableau III 26 : Efforts de la poutre palière.

	T (KN)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
E.L.U	44,84	10,27	20,55
E.L.S	32,39	7,42	14,85

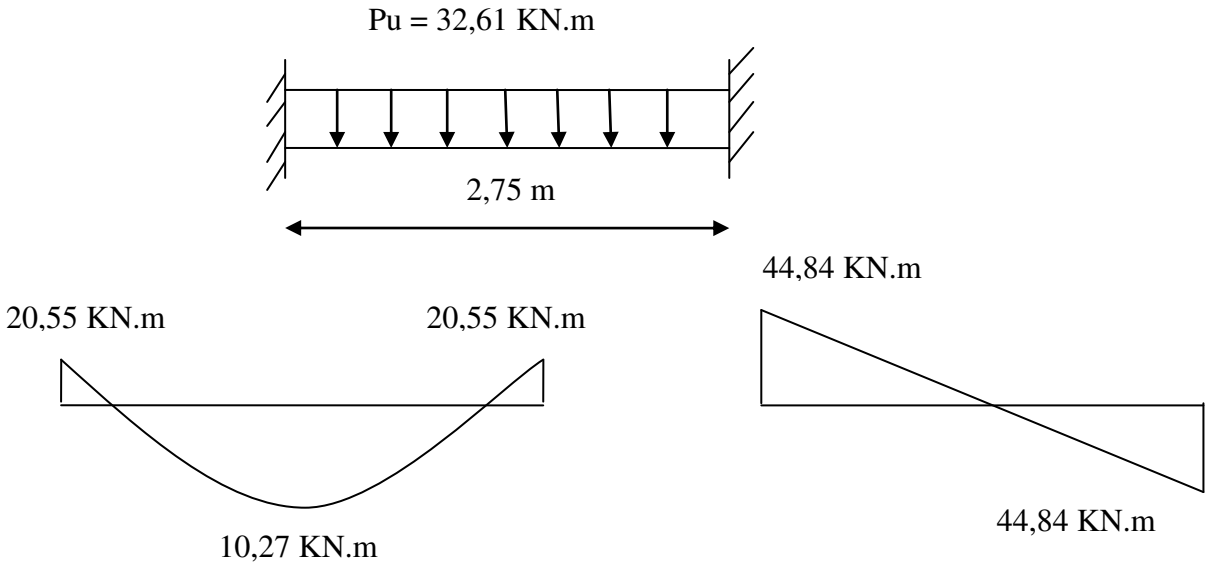


Figure III 21 : Schéma statique de la poutre palière

III.5.4 Ferraillage de la poutre palière:

➢ ***Armatures longitudinales:***

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

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma s = 1,15$; $\sigma s = 348$ MPa

Béton : fc28 = 25 MPa ; $\gamma b = 1,5$; $\sigma b = 14,2$ MPa

B = 30 cm, h = 30 cm, d = 27,5 cm, c = 2,5 cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau III 27 : Ferraillage de la poutre palière.

	M(KN.m)	μ	β	A(cm^2)	Amin (cm^2)	Aadp (cm^2)	A (cm^2)
En travée	10,27	0,010	0,995	1,08	0,9	**3HA12**	3,39
En appuis	20,55	0,019	0,991	2,17	0,9	**3HA12**	3,39

III.5.5 Vérifications:

a. Vérification à ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

Tableau III 28 : Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	M_{ser} (KN.m)	A(cm^2)	I (cm^4)	k (N/mm^3)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	7,42	3.39	$2{,}9\times10^4$	0,25	4,80	1,20	C.V
Appuis	14,85	3.39	$2{,}9\times10^3$	0,50	4,80	2,39	C.V

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

b. RPA 99 Version 2003:

- Amin = 0,5% b×h
- Amax = 4% b×h zone courante
- Amax = 6% b×h zone de recouvrement

Tableau III 29 : Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.

	$\sum A(cm^2)$	A min = 4,5cm^2	A max = 36 cm^2	Correction
Travées	5,65	C.V	C.V	**3HA12=**3,39cm^2
Appuis		C.V	C.V	**3HA12=**3,39cm^2

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{44{,}84\times10^3}{300\times275} 0{,}54\,\text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33MPa\,;\,5MPa\right] = 3{,}33\,MPa$$

$$\tau_u = 0{,}54\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3{,}33\,\text{MPa}$$

c.1 Vérification des armatures longitudinales :

$$A = 3{,}39\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15 \times 44{,}84 \times 10^3}{400} = 1{,}29\,cm^2$$

c.2 Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$a = Min\left[b - c - 2\,;\,0{,}9d\right] = 24{,}75\,cm$$

$$V_u \leq 0{,}4\left(\frac{f_{c28}}{1{,}5}\right) b_0 . a$$

$$V_u = 44{,}84KN \leq 495KN \quad (cv)$$

c.3 Vérification au voisinage de l'appui:

$$\frac{2V_u}{b_0 . a} < 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2 \times 44{,}84 \times 10^3}{300 \times 247{,}5} = 1{,}21 < 0{,}8 \times \frac{25}{1{,}15} = 17{,}39 \quad (c.v)$$

d. Armatures transversales:

$$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 8{,}57\ ;\ \varphi_l = 12\,;\frac{b_0}{10} = 30;\right] = 8{,}57mm$$

$$\varphi_t = 10\,mm$$

$$a_t = \frac{\pi . \varphi_t^{\,2}}{4} = 0{,}785\,cm^2$$

At = at.nt, (nt = 4).

At = 3,14 cm^2 , At = 4HA10 = 3,14 cm^2

d.1. Espacement:

On doit vérifier:

$$S_t \leq \overline{S_t} = Min\,[0{,}9d;40cm] = 24{,}75\ cm$$

Avec k =1 (flexion simple) et α=90°

$$S_t \leq \frac{0{,}9A_t . (f_e / \gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \frac{0{,}9.3{,}14.(400/1{,}15)}{30(0{,}59 - 0{,}3.2{,}1)} \quad \Rightarrow St \leq -819{,}13\ cm$$

✓ **Vérification vis-à-vis** (*Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003*).

St≤ Min [h/4; 12Øl]

St≤ Min [7,5; 14,4] = 7,5 cm en zone nodale

St≤ h/2 = 15 cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- St = 5cm (zone nodale)

- St = 15cm (zone courante)

d.2. Section minimale d'armatures transversales:

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$$

Zone nodale $A_t = 2{,}00cm^2 \geq A_{\min} = \frac{0{,}4 \times 300 \times 50}{400} = 0{,}15cm^2$

Zone courante $A_t = 2{,}00\,cm^2 \geq A_{\min} = \frac{0{,}4 \times 300 \times 150}{400} = 0{,}45\,cm^2$

At min = 0,003. St.b ≤ At

0, 003.15.30 = 1,35 cm^2 < 3,14 cm^2 (C.V)

0, 003.5.30 = 0,45 cm^2 < 3,14 cm^2 (C.V)

e. Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{275} = 0{,}109 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}109 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0{,}05 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{3{,}39}{30 \times 27{,}5} = 0{,}004 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \qquad \text{(c.v)}$$

IV.1 INTRODUCTION :

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

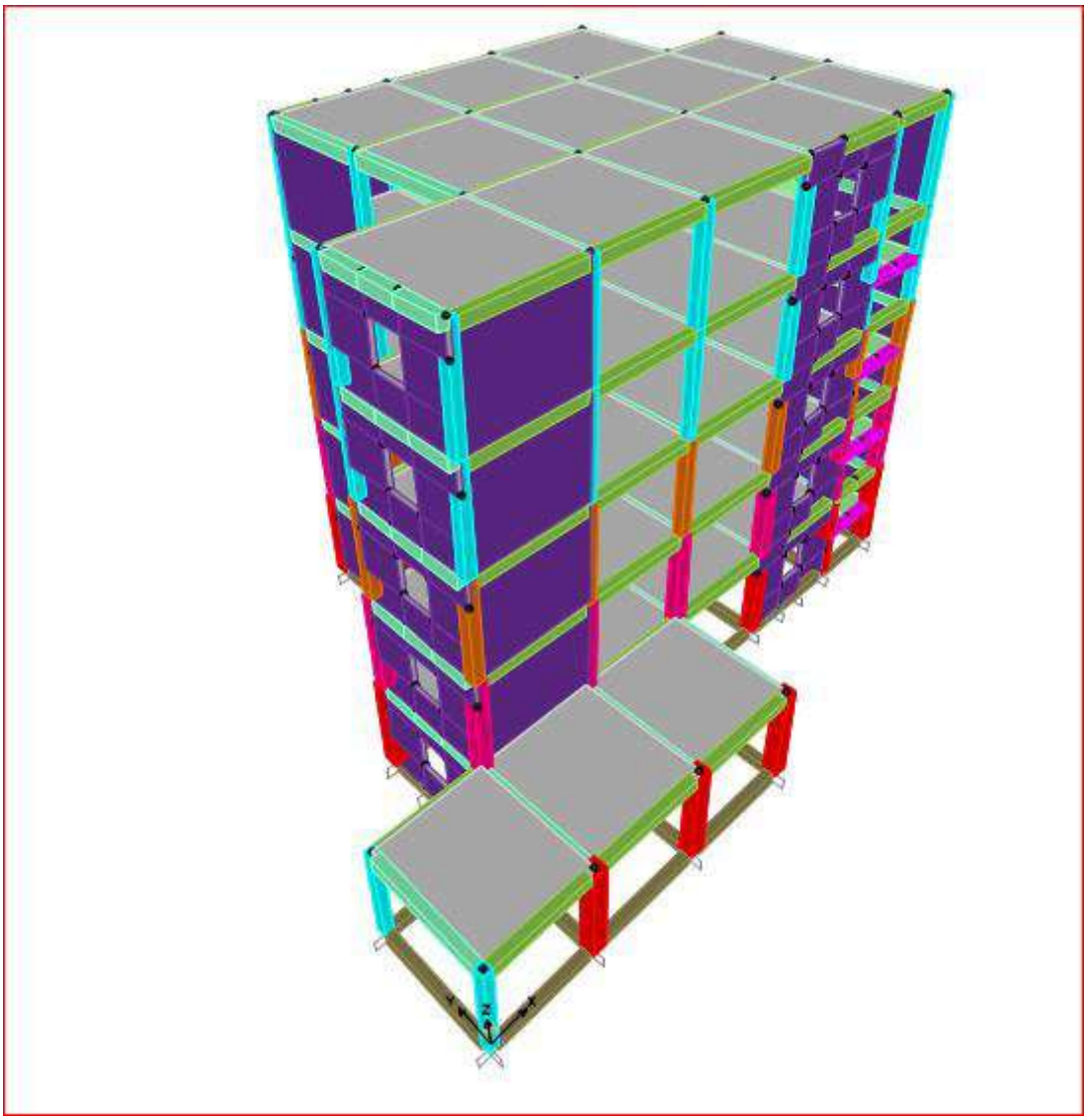


Figure IV1 : Vue en 3D de la structure

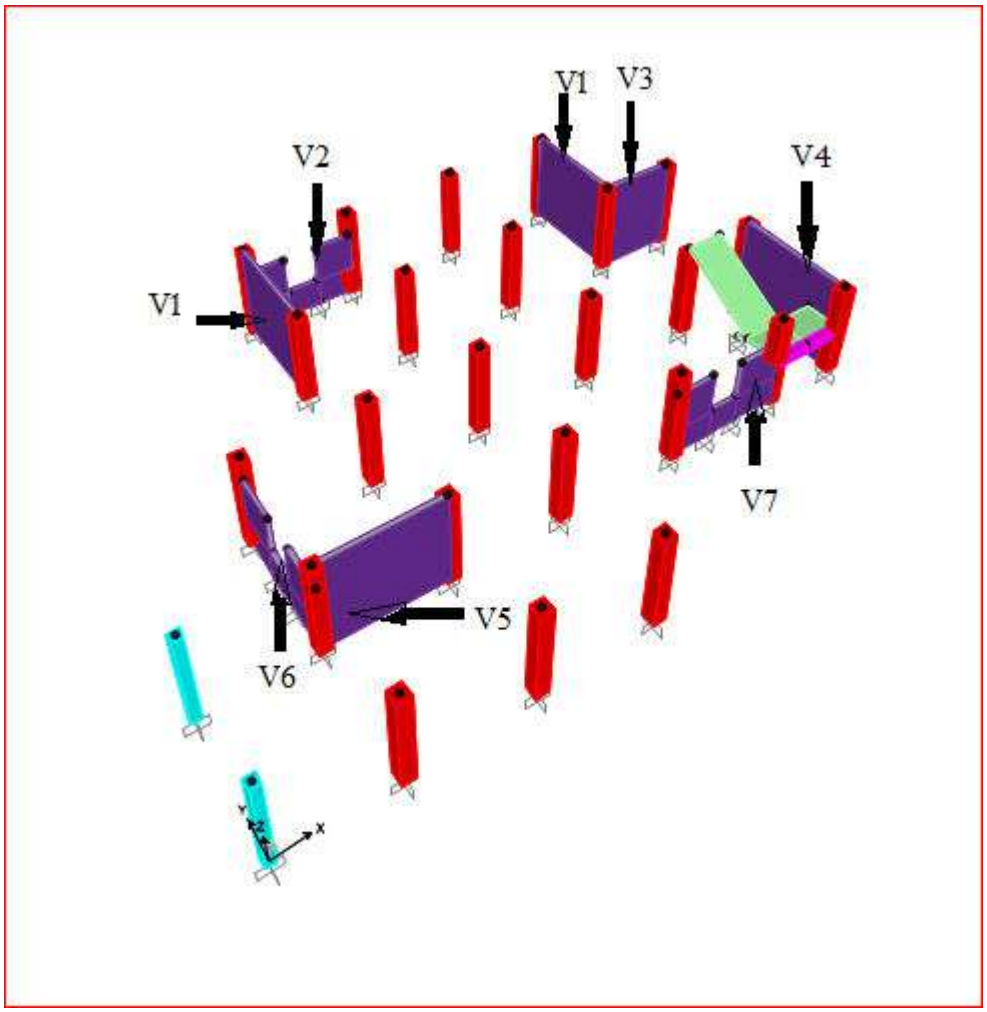


Figure IV2 : Disposition des voiles

IV.2 CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE :

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

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

IV.2.1 Centre de masse :

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

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

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

X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Lx=22,80 m.

Ly=16,85 m.

Les résultats de centre de masse pour chaque niveau sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV1 : Centre de masse

Niveau (m)	$\sum W_i$ (kN)	$\sum W_i . X_i$	$\sum W_i . Y_i$	X_G (m)	Y_G (m)
17	2212,72	30778,93	21728,91	13,91	9,82
13,6	2690,85	36864,64	26827,77	13,70	9,97
10,2	2712,30	37158,51	27068,75	13,70	9,98
6,8	2759,71	37835,62	27569,50	13,71	9,99
3,4	3488,32	42243,55	29197,24	12,11	8,37

IV.2.2. Centre de torsion :

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

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}} \quad ; \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

$I_x$etI_y: Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

$X_i$etY_i : Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

$X_R$etY_R : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

Pour les poteaux :

$$I_x = \frac{b.h^3}{12} \quad , \quad I_y = \frac{h.b^3}{12}$$

Pour les voiles :

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \quad , \quad I_y = \frac{e.L^3}{12}$$

Tableau IV2 : Centre de torsion

Niveau (m)	$\sum I_{Xi}\,(m^4)$	$\sum I_{Yi}\,(m^4)$	$\sum I_{Yi}.X_i$	$\sum I_{Xi}.Y_i$	$X_R\,(m)$	$Y_R\,(m)$
17	25,56	0,20	2,17	257,90	10,85	10,09
13,6	25,56	0,20	2,36	250,49	11,79	9,80
10,2	29,80	0,31	3,74	289,36	12,08	9,71
6,8	34,06	0,47	5,83	328,34	12,40	9,64
3,4	38,32	0,67	8,50	359,44	12,69	9,38

IV.2.3 Excentricité :

- **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 :

$$E_X = |X_G - X_R| \quad ; \quad E_Y = |Y_G - Y_R|$$

Tableau IV3 : Excentricité théorique

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$X_G\,(m)$	$X_R\,(m)$	$E_X\,(m)$	$Y_G\,(m)$	$Y_R\,(m)$	$E_Y\,(m)$
17	13,91	10,85	3,06	9,82	10,09	0,27
13,6	13,70	11,79	1,91	9,97	9,80	0,17
10,2	13,70	12,08	1,62	9,98	9,71	0,27
6,8	13,71	12,40	1,31	9,99	9,64	0,35
3,4	12,11	12,69	0,58	8,37	9,38	1,01

- **Excentricité accidentelle : [RPA99] ►► [Art 4.2.7] ◄◄**

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

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

$$\begin{cases} E_X = 0{,}05\, L_X \\ E_Y = 0{,}05\, L_Y \end{cases}$$

- **Effets de la torsion accidentelle : [RPA99] ►► [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 $\pm 0.05\, L$, (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.

Tableau IV4 : Excentricité totale

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$E_{Xtéo}\ (m)$	$E_{Xacc}\ (m)$	$E_{Xtot}\ (m)$	$E_{Ytéo}\ (m)$	$E_{Yacc}\ (m)$	$E_{Ytot}\ (m)$
17	3,06	1,14	4,20	0,27	0,84	1,11
13,6	1,91	1,14	3,05	0,17	0,84	1,01
10,2	1,62	1,14	2,76	0,27	0,84	1,11
6,8	1,31	1,14	2,45	0,35	0,84	1,19
3,4	0,58	1,14	1,72	1,01	0,84	1,85

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

IV.3.1. Introduction :

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Donc selon le RPA 99 v2003 [Art 4.1.2], on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

(Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000v19.3.0")

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : [RPA99] ►► [Art 4.3] ◄◄

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

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

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000v17.3.0" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3 Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25\,A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & Pour \quad 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1.25\,A)\frac{Q}{R} & Pour \quad T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & Pour \quad T_2 \le T \le 3{,}0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & Pour \quad T \ge 3{,}0\ s \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A : [RPA99] ►► [Tab4.1] ◄◄

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone IIb, groupe d'usage 2)

$$\mathrm{A} = 0{,}2$$

b) Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \quad ; \quad \xi = 7\% \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}882$$

c) Coefficient de comportement R :

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

Donc le système utilisé est système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé : $\mathrm{R} = 3{,}5$

Tableau IV5 : Justification du coefficient de comportement R suivant X

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		Sollicitations dues aux charges horizontales	
	$N_{z.(poteau)}$ (%)	$N_{z.(voile)}$ (%)	$T_{x.(poteau)}$ (%)	$T_{x.(voile)}$ (%)
17	75,10	24,90	13,81	86,19
13,6	73,01	26,99	8,29	91,71
10,2	75,47	24,52	8,62	91,18
6,8	80,00	22,00	8,33	91,67
3,4	81,99	18,99	13,48	86,52

Tableau IV6 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		Sollicitations dues aux charges horizontales	
	$N_{z.(poteau)}$ (%)	$N_{z.(voile)}$ (%)	$T_{y.(poteau)}$ (%)	$T_{y.(voile)}$ (%)
17	72,55	27,45	11,95	88,05
13,6	70,28	29,72	7,70	92,30
10,2	71,93	28,07	8,54	91,46
6,8	74,22	25,78	8,26	91,74
3,4	77,76	22,23	12,86	87,14

d) Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent

- la régularité en plan et en élévation

- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

$P_q$est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée dans le tableau du RPA (Tab 4.4).

Tableau IV7 : Facteur de qualité Q

Critère q	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0	Non	0,1
Total	0,20		0,20	
Q	1,20		1,20	

IV.4 RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), il est nécessaire de faire les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de la participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification des déplacements inter-étage
- Vérification des déplacements en tête
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ
- Vérification de l'effort normal réduit de compression
- Vérification de cisaillement des éléments

IV.4.1 Vérification de comportement pour les trois premiers modes

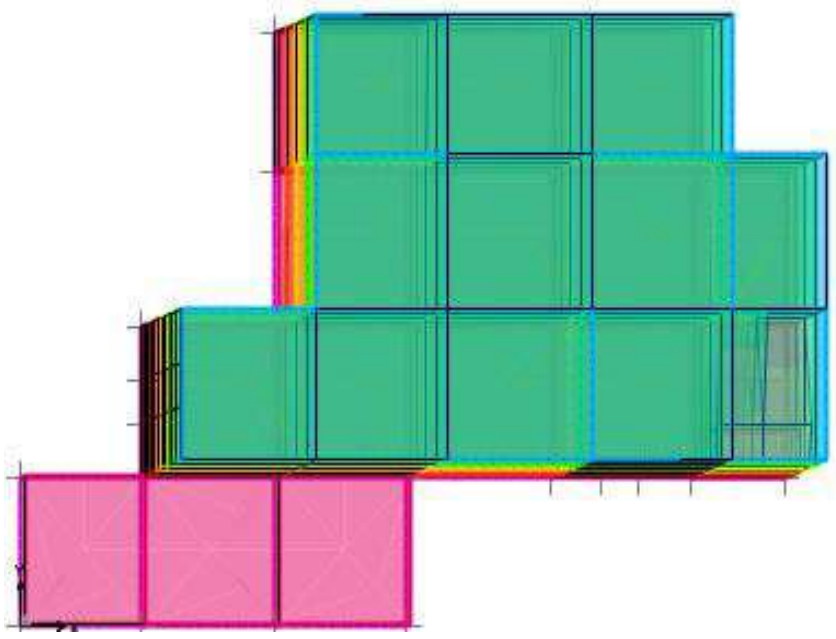
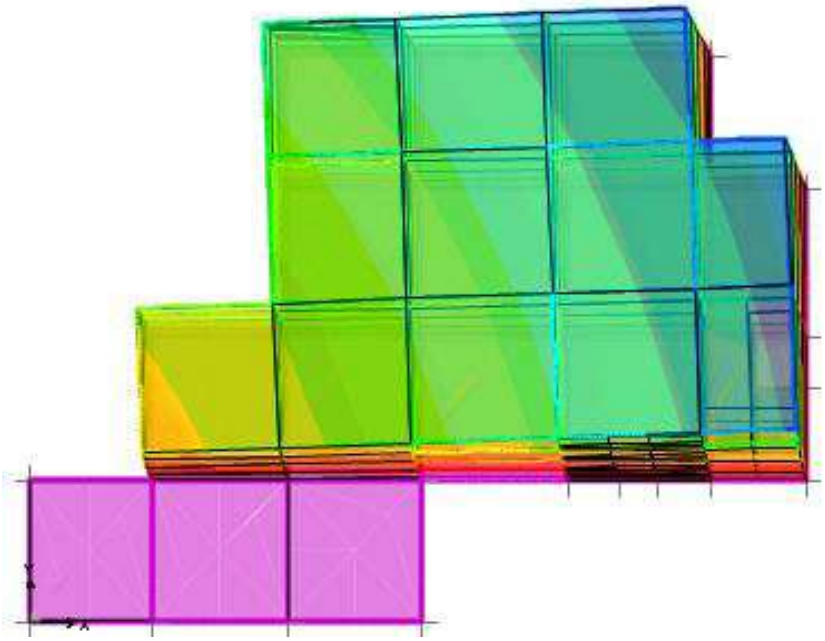


Figure IV3 : Comportement du 1er mode



FigureIV4 : Comportement du 2ème mode

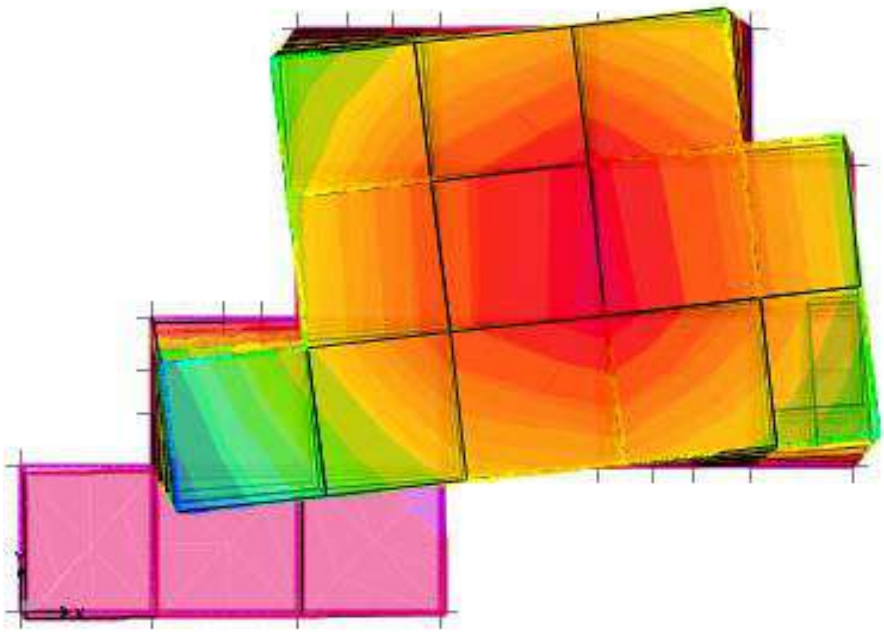


Figure IV5 : Comportement du 3ème mode

Tableau IV8 : Comportement des trois premiers modes

Mode N°	Période (s)	Participation massique U_x (%)	Participation massiqueU_y (%)	Participation massique R_z (%)	Comportement
1	0,30	56,6	10,2	0,1	Translation suivant l'axe Y
2	0,27	10,0	53,8	4,5	Translation suivant l'axe X
3	0,18	0,5	2,6	59,7	Rotation autour de l'axe Z

IV.4.2 Vérification de la participation massique :

a) 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.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0{,}20\ sec$

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

[RPA99] ►► [Art 4.3.4] ◄◄

Tableau IV9 : Vérification de la participation massique

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0,30	0,30	56,57	10,19	0,10
2	0,27	0,57	66,53	64,02	4,60
3	0,19	0,76	67,06	66,65	64,29
4	0,08	0,84	88,66	67,97	64,29
5	0,07	0,91	89,96	89,63	64,40
6	0,07	0,98	89,97	89,90	64,41
7	0,07	1,05	89,99	89,99	64,41
8	0,06	1,11	89,99	90,00	64,44
9	0,06	1,17	90,00	90,01	64,44
10	0,06	1,23	90,00	90,01	64,45
11	0,06	1,29	90,00	90,04	64,45
12	0,06	1,35	90,00	90,04	64,46
13	0,056	1,406	90,11	90,46	90,15

La structure a dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée au 9ème mode suivant l'axe (X) avec un temps égal à 0,06 sec

La structure a dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée au 8ème mode suivant l'axe (Y) avec un temps égal à 0,06 sec.

La structure a dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée au 13ème mode suivant l'axe (Z) avec un temps égal à 0,056 sec.

IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. [RPA99] ►► [Art 4.3.6] ◄◄

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} > 0{,}8$$

- **Calcul de la force sismique totale V :**

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone. $A = 0{,}25$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & Pour \quad 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & Pour \quad T_2 \le T \le 3{,}0\ s \\ 2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & Pour \quad T \ge 3{,}0\ s \end{cases}$$

$T_2 = 0{,}5\ s$ (Site S3)

η : Facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \quad ; \quad \xi = 7\% \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}882$$

T : période fondamentale suivant les deux directions..

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D} \quad ; \quad T_X = T_Y = 0{,}21\ s \quad \Rightarrow \quad D_X = D_Y = 2{,}205$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. $R = 3{,}5$

Q : facteur de qualité. $Q_X = Q_Y = 1{,}20$

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad ; \quad W_i = W_{G.i} + \beta W_{Q.i} \quad ; \quad (\beta = 0{,}2) \quad \Rightarrow \quad W = 13863{,}9\ kN$$

Tableau IV10 : La force sismique par la méthode statique équivalente

A	D_X	D_Y	R	Q_X	Q_Y	$W\ (kN)$	$V_X\ (kN)$	$V_Y\ (kN)$
0,2	2,205	2,205	3,5	1,20	1,20	13863,9	2008,88	2008,88

Tableau IV11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	$V\ (kN)$	$V_t\ (kN)$	V_t/V	$V_t/V \geq 0.8$
Sens X	2008,88	2258,65	1,12	Oui
Sens Y	2008,88	2036,13	1,01	Oui

IV.4.4 Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égal :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} M_{rxi} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i \quad ; \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} M_{ryi} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i$$

avec :

F_{ix}etF_{iy} : les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égal :

$$M_{Sx} = \sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} W_i . Y_{Gi} \quad ; \quad M_{Sy} = \sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} W_i . X_{Gi}$$

Avec :

X_G et Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i : la masse du plancher de chaque niveau.

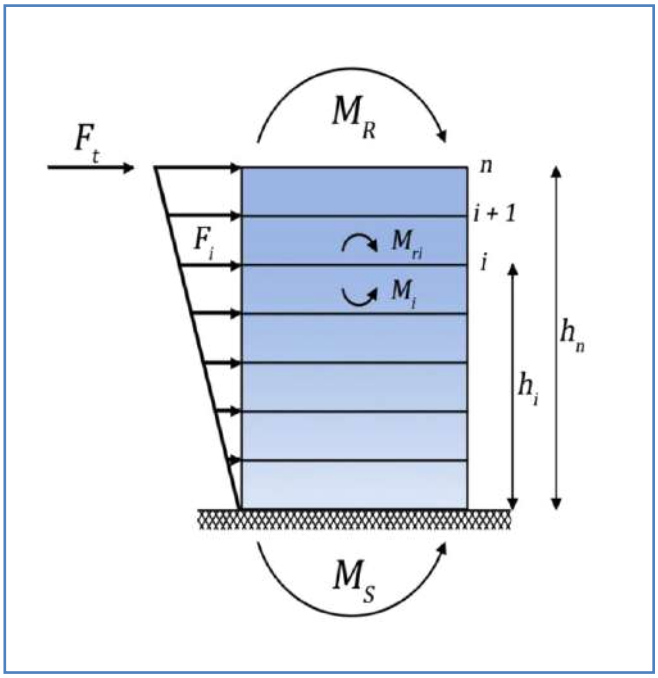


Figure IV6 : Les forces agissantes sur la stabilité au renversement

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

$$F_i = \frac{W_i . h_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i . h_i} (V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07\, T . V \leq 0{,}25\, V & si \;\; T \geq 0{,}7\, s \\ 0 & si \;\; T < 0{,}7\, s \end{cases}$$

On a : $T_x = T_y = 0{,}21\, s \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$

Tableau IV12 : Distribution de la force sismique suivant les deux directions X et Y

$h_i\ (m)$	$W_i\ (kN)$	$W_i \times h_i$	$F_{ix}\ (kN)$	$F_{iy}\ (kN)$
17	2212,72	37616,24	697,42	628,71
13,6	2690,85	36595,56	678,49	611,15
10,2	2712,30	27665,46	512,93	462,39
6,8	2759,71	18766,03	347,93	313,65
3,4	3488,32	11860,29	219,89	198,23

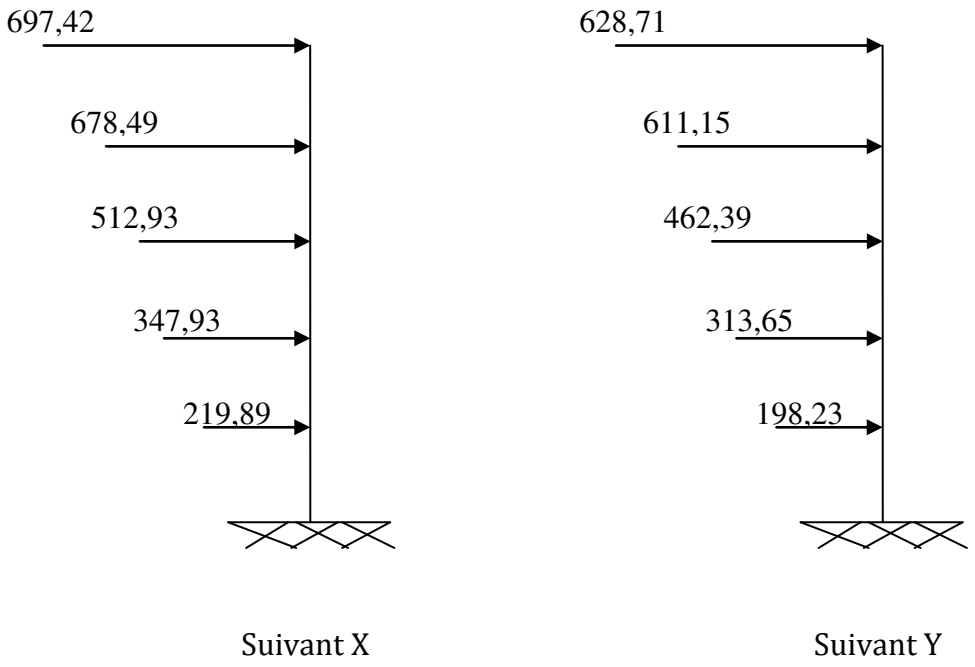


Figure IV7 : Distribution de la force sismique

Tableau IV13 : Moment de renversement suivant les deux directions X et Y

Niveau (m)	$F_{ix}\ (kN)$	$F_{iy}\ (kN)$	$M_{Rxi}\ (kN.m)$	$M_{Ryi}\ (kN.m)$
17	697,42	628,71	10688,07	11856,14
13,6	678,49	611,15	8311,64	9227,46
10,2	512,93	462,39	4716,38	5231,89
6,8	347,93	313,65	2132,82	2365,92
3,4	219,89	198,23	673,98	747,63
$\sum M_R$			26522,89	29429,04

Tableau IV14 : Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y

Niveau (m)	$W_i\ (kN)$	$X_G\ (m)$	$Y_G\ (m)$	$M_{Sxi}\ (kN.m)$	$M_{Syi}\ (kN.m)$
17	2212,72	13,91	9,82	21728,91	30778,93
13,6	2690,85	13,70	9,97	26827,77	36864,64
10,2	2712,30	13,70	9,98	27068,75	37158,51
6,8	2759,71	13,71	9,99	27569,50	37835,62
3,4	3488,32	12,11	8,37	29197,24	42243,55
$\sum M_S$				132392,17	184881,25

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$

Tableau IV15 : Vérification de la stabilité au renversement

	$M_S\ (kN.m)$	$M_R\ (kN.m)$	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$
Au tour de X	132392,17	26522,89	4,99	Oui
Au tour de Y	184881,25	29429,04	6,28	Oui

La structure est stable vis à vis au renversement dans les deux directions.

IV.4.6 Vérification des déplacements inter-étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R.\delta_{ek} \qquad \text{[RPA99] ►► [Art 4.4.3] ◄◄}$$

δ_{ek} : Déplacement dù 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 le [RPA: Art 5.10], le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible :

$$\Delta_{k(adm)} = 0{,}01\ h_e$$

h_e : la hauteur de l'étage.

Tableau IV16 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X

Niveau (m)	$\boldsymbol{\delta_{ek}\ (cm)}$	$\boldsymbol{\delta_k\ (cm)}$	$\boldsymbol{\Delta_k\ (cm)}$	$\boldsymbol{\Delta_{k(adm)}\ (cm)}$	$\boldsymbol{\Delta_k \leq \Delta_{k(adm)}}$
17	0,67	2,35	0,60	3,40	Oui
13,6	0,50	1,75	0,56	3,40	Oui
10,2	0,34	1,19	0,56	3,40	Oui
6,8	0,18	0,63	0,42	3,40	Oui
3,4	0,06	0,18	0,21	3,40	Oui

Tableau IV17 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y

Niveau (m)	$\delta_{ek}\ (cm)$	$\delta_k\ (cm)$	$\Delta_k\ (cm)$	$\Delta_{k(adm)}\ (cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{k(adm)}$
17	0,63	2,21	0,60	3,40	Oui
13,6	0,46	1,61	0,56	3,40	Oui
10,2	0,30	1,05	0,49	3,40	Oui
6,8	0,15	0,56	0,38	3,40	Oui
3,4	0,05	0,18	0,18	3,40	Oui
0,00	0,00	0,00			

IV.4.7 Vérification des déplacements en tête:

$$\delta_{réel} = R \times \delta_{théorique} \quad , \quad \delta_{limite} = \frac{H}{250} = \frac{17}{250} = 6{,}80\ cm$$

Tableau IV18 : Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions

	$\delta_{théorique}(cm)$	$\delta_{réel}\ (cm)$	$\delta_{limite}\ (cm)$	$\delta_{réel} \leq \delta_{limite}$
Suivant X	0,67	2,35	6,80	Oui
Suivant Y	0,63	2,21	6,80	Oui

IV.4.8 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0{,}10$$

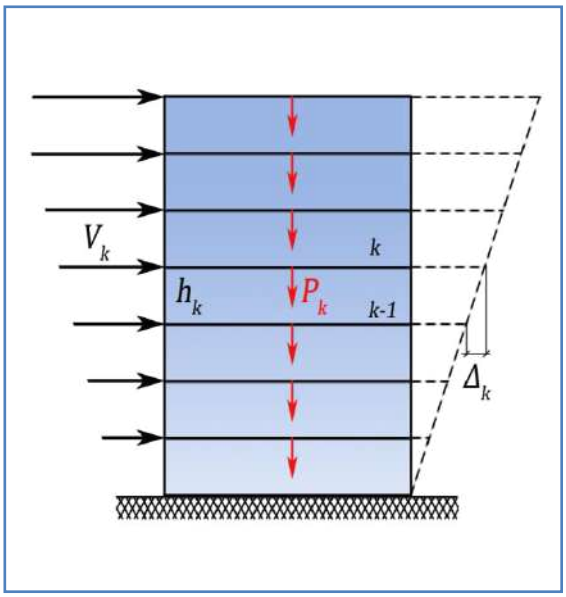


Figure IV8 : L'effet P-Δ

P_k: Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

Δ_k: Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " $k-1$ ".

V_k : Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

h_k: Hauteur de l'étage " k ".

Si $0{,}10 \leq \theta \leq 0{,}20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur :$1/(1-\theta_k)$

Si $> 0{,}20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV19 : Vérification de l'effet P-Δ suivant X

h_k (cm)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δ_k (cm)	θ	$\theta < 0.10$
340	2212,72	617,64	0,60	0,0061	Oui
340	2729,32	633,21	0,56	0,0071	Oui
340	2750,78	478,64	0,56	0,0095	Oui
340	2798,19	324,59	0,42	0,0106	Oui
340	3526,80	204,56	0,21	0,0106	Oui

Tableau IV20 : Vérification de l'effet P-Δ suivant Y

$h_k\ (cm)$	$P_k\ (kN)$	$V_k\ (kN)$	$\Delta_k\ (cm)$	θ	$\theta < 0.10$
340	2129,77	556,79	0,60	0,0068	Oui
340	2729,32	570,83	0,56	0,0079	Oui
340	2750,78	431,49	0,49	0,0092	Oui
340	2798,19	292,62	0,38	0,0107	Oui
340	3526,80	184,40	0,18	0,0101	Oui

IV.4.9 Vérification de l'effort normal réduit de compression :

On doit vérifier que :

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

N_d : Effort normal réduit

B_c : Section brute du béton

Tableau IV21 : Vérification de l'effort normal réduit suivant X

Niveau (m)	$N_d\ (kN)$	$B_c\ (mm^2)$	υ	$\upsilon \leq 0,3$
17	171.51	144400	0.09	Oui
13,6	341.62	184900	0,17	Oui
10,2	514,70	184900	0,19	Oui
6,8	689,87	184900	0,19	Oui
3,40	867,66	230400	0,19	Oui

Tableau IV22 : Vérification de l'effort normal réduit suivant Y

Niveau (m)	$N_d\ (kN)$	$B_c\ (mm^2)$	v	$v \leq 0,3$
17	167,31	144400	0,08	Oui
13,6	332,07	184900	0,17	Oui
10.2	498,95	184900	0,18	Oui
6,8	678,62	184900	0,19	Oui
3,40	868,23	230400	0,19	Oui

IV.4.10 Vérification de cisaillement des éléments :

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

a- Les Poutres :

Selon [CBA93] ►► [Art A.5.1] ◄◄

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

b_0 : La largeur de la poutre

d : La hauteur utile

$$\bar{\tau} = Min\left[0,20\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5\ MPa\right] \qquad (fissuration\ peu\ nuisible)$$

$$\bar{\tau} = Min\left[0,15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right] \qquad (fissuration\ préjudiciable)$$

Le type de fissuration est en fonction de l'environnement, l'élément, et la position de l'élément.

Tableau IV23 : Vérification de cisaillement des poutres

Elément	$S\ (cm^2)$	$V_u\ (kN)$	Combinaison	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre principale	30×40	95,48	1,35G+1,5Q	1,054	3,33	Oui
Poutre secondaire	30×35	67,92	1,35G+1,5Q	0,545	3,33	Oui
Poutre palière	30×30	69,78	G+Q+Ex	0,169	4,35	Oui
Longrine	30×30	26,94	1,35G+1,5Q	0,327	2,50	Oui

b- Les Poteaux :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

Selon [RPA99] ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

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

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & Si \quad \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & Si \quad \lambda < 5 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0{,}7h}{\sqrt{I/S}}$$

c- Les Voiles :

Selon [RPA99] ►► [Art 7.7.2] ◄◄

la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvée à la base du voile majorée de 40%.

$$\tau_u = \frac{1{,}4\, V_u}{b_0 . d}$$

La contrainte limite est égale : $\bar{\tau} = 0{,}2 f_{c28}$

Tableau IV24 : Vérification de cisaillement des voiles

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$V_u\ (kN)$	$b_0\ (cm)$	$d\ (cm)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau_u \leq \bar{\tau}$
RDC	V1	15 × 390	865,44	15	351	2,30	5	Oui
	V2	15 × 385	1155,06	15	346,5	3,11	5	Oui
	V3	15 × 275	804,21	15	247,5	3,03	5	Oui
	V4	15 × 420	796,35	15	378	1,91	5	Oui
	V5	15 × 395	897,56	15	355,5	2,36	5	Oui
	V6	15 × 420	765,60	15	378	1,89	5	Oui
	V7	15 × 415	1075,87	15	373,5	2,69	5	Oui
1er étage	V1	15 × 390	697,20	15	351	1,85	5	Oui
	V2	15 × 385	986,21	15	346,5	2,66	5	Oui
	V3	15 × 275	606,53	15	247,5	2,29	5	Oui
	V4	15 × 420	627,65	15	378	1,55	5	Oui
	V5	15 × 395	675,98	15	355,5	1,77	5	Oui
	V6	15 × 420	638,78	15	378	1,58	5	Oui
	V7	15 × 415	925,37	15	373,5	2,31	5	Oui
2ème étage	V1	15 × 390	499,04	15	351	1,33	5	Oui

	V2	15 × 385	593,98	15	346,5	1,60	5	Oui
	V3	15 × 275	424,34	15	247,5	1,60	5	Oui
	V4	15 × 420	439,34	15	378	1,08	5	Oui
	V5	15 × 395	472,52	15	355,5	1,24	5	Oui
	V6	15 × 420	493,03	15	378	1,22	5	Oui
	V7	15 × 415	729,73	15	373,5	1,82	5	Oui
3ème étage	V1	15 × 390	288,87	15	351	0,77	5	Oui
	V2	15 × 385	495,72	15	346,5	1,33	5	Oui
	V3	15 × 275	247,68	15	247,5	0,93	5	Oui
	V4	15 × 420	248,79	15	378	0,61	5	Oui
	V5	15 × 395	279,99	15	355,5	0,73	5	Oui
	V6	15 × 420	323,16	15	378	0,80	5	Oui
	V7	15 × 415	489,14	15	373,5	1,22	5	Oui
4ème étage	V1	15 × 390	87,59	15	351	0,23	5	Oui
	V2	15 × 385	167,50	15	346,5	0,45	5	Oui
	V3	15 × 275	72,38	15	247,5	0,27	5	Oui
	V4	15 × 420	72,39	15	378	0,18	5	Oui
	V5	15 × 395	96,82	15	355,5	0,25	5	Oui
	V6	15 × 420	128,76	15	378	0,32	5	Oui
	V7	15 × 415	338,30	15	373,5	0,84	5	Oui

CONCLUSION :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV25 : Dimensions finales des poutres

Elément	Section (cm^2)
Poutre principale	$\mathbf{30 \times 40}$
Poutre secondaire	$\mathbf{30 \times 35}$
Poutre palière	$\mathbf{30 \times 30}$
Longrine	$\mathbf{30 \times 30}$

Tableau IV26 : Dimensions finales des poteaux

Elément	Section (cm^2)
$3^{ème}$, $4^{ème}$ étage	$\mathbf{30 \times 30}$
$2^{ème}$étage	$\mathbf{35 \times 35}$
1^{er}étage	$\mathbf{40 \times 40}$
RDC	$\mathbf{45 \times 45}$

IIV.1 INTRODUCTION :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auxquelles elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

IIV.2 TYPES DE FONDATIONS :

Les fondations peuvent être classées en trios 3 types :

- Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, ...)
- Fondations semi profondes (puits)
- Fondations profondes (pieux)

IIV.3 CARACTERISTIQUES DU SOL :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire "SETAM de Médéa".

IIV.3.1 Capacité portante du sol :

La charge limite du sol, notée q_L, est la pression au-delà de laquelle le sol rompe par cisaillement. Elle est donnée par :

$$q_L = R_P/\beta$$

Avec β : coefficient de portance compris entre 5 et 7.

La capacité portante (ou taux du travail) du sol est la contrainte admissible acceptable que l'on prenne en compte pour dimensionner les fondations de l'ouvrage ; elle est notée q_{adm} et telle que : $q_{adm} = q_L/F$; F étant un coefficient de sécurité pris égal à 3 dans le cas des fondations superficielles.

En tenant compte de ces deux coefficients (β et F), la valeur de q_{adm} peut être évaluée à partir des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique lourd par la formule :

$$q_{adm} = \frac{R_P}{25}$$

En tenant compte de la valeur adoptée de la résistance équivalente $\boldsymbol{R_p = 40\ bars}$ à partir de la profondeur $z = 2{,}00\text{m}$ (voir ci-dessus), la valeur calculée de la pression admissible à partir de cette profondeur est :

$$\boldsymbol{q_{adm} = 1{,}60\ bars}$$

IIV.3.2 Ancrage des fondations :

L'assise des fondations, correspondante à la capacité portante adoptée supra, doit être au minimum égale à deux mètres (2.00m) à partir du niveau du terrain naturel ; soit :

$$\boldsymbol{D = 2{,}00m}$$

Les caractéristiques de ce sol sont : $\varphi = 22°$, $C = 0{,}43\ bars$, $\gamma_h = 19{,}80\ kN/m^3$

On doit justifier le choix du type de fondation correspondante à la capacité portante du sol $\sigma_{sol} = 1{,}50\ bar$ avec un ancrage de 2.00 m du niveau du terrain naturel.

IIV.4 CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;

- La facilité de réalisation ;
- La distance entre axes des poteaux.

IIV.4.1 Semelle isolée sous poteau :

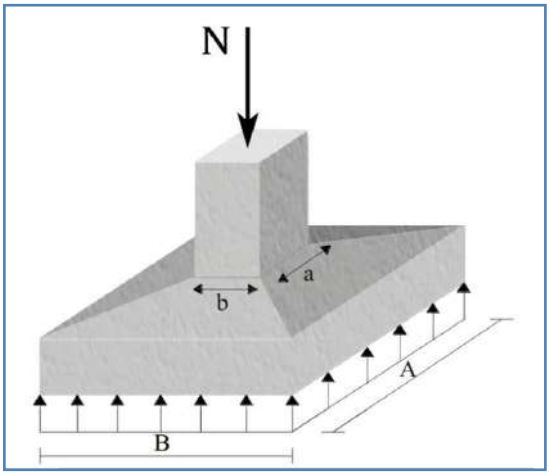


Figure IIV 1 : Semelle isolée sous poteau

$$S = A.B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad , \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad , \quad B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \quad , \quad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

$$\sigma_{sol} = 0{,}150\ MPa \quad , \quad a = b = 45\ cm \quad , \quad c = 2{,}5\ cm$$

Tableau IIV 1 : Dimensionnement des semelles isolées

Semelle	N_{ser} (kN)	B (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (m)	d (m)
S1	818,26	2,33	2,4	0,51	0,485
S2	792,46	2,30	2,3	0,49	0,465
S3	151,16	1,00	1	0,16	0,135

IIV.4.1.1 Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq [\sigma_{sol}]$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

$$[\sigma_{sol}] = 0{,}15\ MPa$$

Avec : $P_{semelle} = B^2_{choisier} \times h \times \rho_{béton}$

$P_{amorces\ poteaux} = a.b \times h' \times \rho_{béton}$

$P_{remblai} = a.b \times h' \times \gamma_{sol}$

Avec : $h' = D - h$; $\rho_{béton} = 25\ MPa$; $\gamma_{sol} = 19{,}8$

Tableau IIV 2 : Vérification des contraintes de semelles isolées sous poteaux

Semelle	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorces\ pot}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ (MPa)	$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$
S1	818,26	73,44	7,54	5,97	5,76	0,16	Non
S2	792,46	64,80	7,64	6,05	5,29	0,16	Non
S3	151,16	4	9,31	7,38	1	0,17	Non

$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$ n'est pas vérifier donc on va augmenté $B_{choisé}$

Tableau IIV 3 : Dimensionnement des semelles isolées

Semelle	N_{ser} (kN)	B (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (m)	d (m)
S1	818,26	2,33	2,6	0,56	0,535
S2	792,46	2,30	2,5	0,54	0,515
S3	151,16	1,00	1,2	0,21	0,185

Tableau IIV 4 : Vérification des contraintes de semelles isolées sous poteaux

Semelle	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorces\ pot}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ (MPa)	$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$
S1	818,26	94,64	7,29	5,77	6,76	0,14	Oui
S2	792,46	84,37	7,39	5,85	6,25	0,14	Oui
S3	151,16	7,56	9,06	7,18	1,44	0,12	Oui

IIV.4.1.2 Vérification du chevauchement des semelles :

$$L \geq \frac{1{,}5(B + B')}{2}$$

Tableau IIV 5 : Vérification du chevauchement des semelles.

	Semelle	$L\ (m)$	B	B'	$1{,}5(B + B')/2$	$L \geq$
Y	S1-S2	4,3	2,6	2,6	3,9	C.V
	S2-S3	4,15	2,5	2,5	3,75	C.V

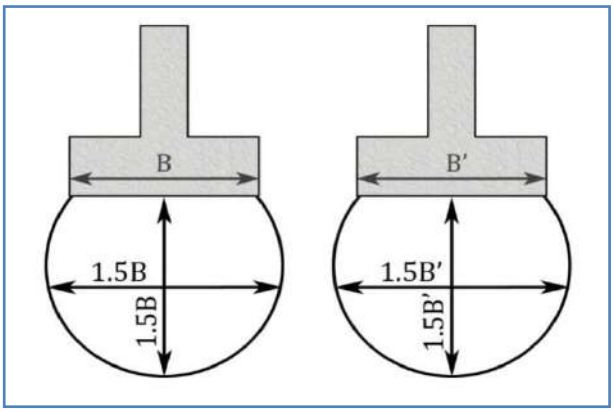


Figure IIV 2 : Les bulles de pression

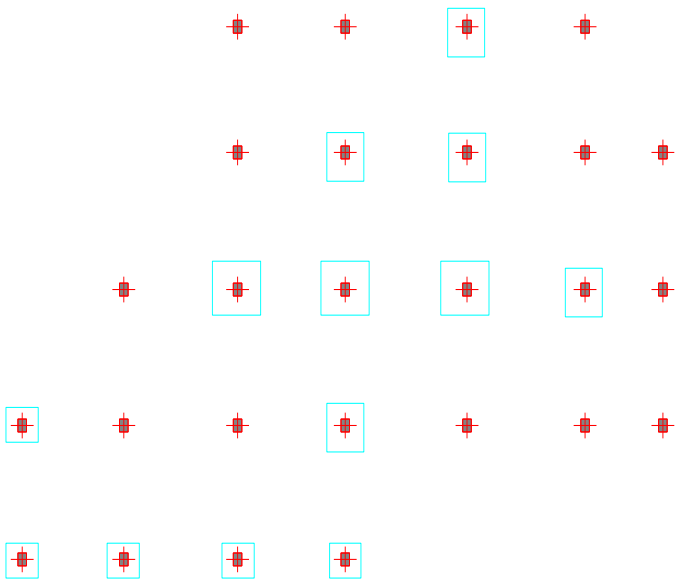


Figure IIV 3 : La proposition des semelles isolées

Il n y a pas de chevauchement des semelles.

IIV.4.1.3 Ferraillage :

Tableau IIV 6 : Calcul du ferraillage des semelles isolées à l'ELU

	N(KN)	$A_a\ (cm^2)$	$A_b\ (cm^2)$
S1	1123,06	2,3	2,3
S2	1087,49	2,3	2,3
S3	205,79	1,00	1,00

Tableau IIV 7 : Calcul du ferraillage des semelles isolées à l'ELS

	N(KN)	$A_a\ (cm^2)$	$A_b\ (cm^2)$
S1	818,26	3,68	3,66
S2	792,46	3,62	3,54
S3	151,16	2,99	2,68

Récapitulation:

Tableau IIV 8 : Ferraillage final des semelles isolées et leur espacement

Semelle	$A_{a\ choisé}\ (cm^2)$	$A_{b\ choisé}\ (cm^2)$	$S_a\ (cm)$	$S_b\ (cm)$
S1	4HA12 = 4,52	4HA12 = 4,52	5,2	5,27
S2	4HA12 = 4,52	4HA12 = 4,52	5	5
S3	3HA12 = 3,39	3HA12 = 3,39	2,4	2,4

IIV.4.2 Semelle filante sous voiles :

IIV.4.2.1 Dimensionnement :

a) L'enrobage " e " :

Le sol ne peut donner qu'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Pour cela, l'enrobage ne peut être inférieur à 2,5 cm.

b) La largeur " B " de la semelle :

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$$

$[\sigma_{sol}] = 0{,}15\ MPa$ (donnée par le rapport du sol)

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \quad ; \quad S = L \times B$$

L : La longueur de la semelle filante mesurée entraxe des voiles.

Il faut satisfaite l'inégalité suivante :

$$\frac{\sum N_{ser}}{L \times B} \leq [\sigma_{sol}] \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times [\sigma_{sol}]}$$

c) Hauteur " h " de la semelle :

Pour que les contraintes soient uniformément réparties et pour que le béton seul puisse assurer la résistance à l'effort tranchant sans qu'il ait nécessité de prévoir des armatures verticales, la hauteur utile " d " doit être au moins égale au demi-débord de la semelle.

$$d \geq \frac{B - b}{4} \quad , \quad h = d + c$$

d) Hauteur " e " du patin :

La hauteur " e " du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés.

$$e \approx \frac{h}{2} \grave{a} \frac{h}{3} \quad , \quad e \geq 6\emptyset + 6 \quad (\emptyset\ en\ cm)$$

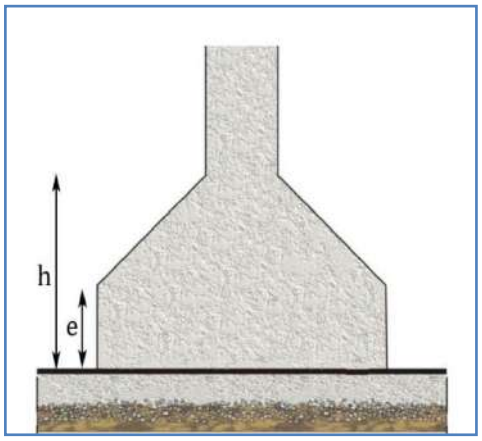


Figure IIV 4 : Hauteur du patin "e''

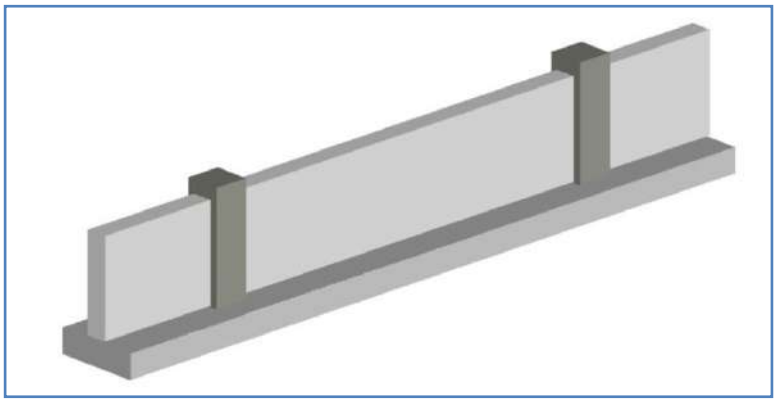


Figure IIV 5 : Semelle filante sous voiles

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids dessemelles, remblai et les amorces poteaux, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IIV 9 : Dimensionnement des semelles filantes sous voiles

Semelle	$N_{ser}\ (kN)$	$L\ (m)$	$B_{calculée}\ (m)$	$B_{choisie}\ (m)$	$h\ (m)$	$d\ (m)$
SF1	429,28	5,4	0,53	1	0,23	0,21
SF2	132,90	5,35	0,16	1	0,23	0,21
SF3	305,81	4,25	0,48	1	0,23	0,21
SF4	449,03	5,7	0,52	1	0,23	0,21
SF5	457,47	5,45	0,56	1	0,23	0,21
SF6	132,48	5,7	0,15	1	0,23	0,21
SF7	185,22	5,65	0,22	1	0,23	0,21

IIV.4.2.2. Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq [\sigma_{sol}]$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser} + P_{amorces\ voiles} + P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

$$[\sigma_{sol}] = 0{,}15\ MPa$$

Avec : $P_{semelle} = B_{choisier}.L \times h \times \rho_{béton}$

$P_{amorces\ voile} = a.b \times h' \times \rho_{béton}$

$P_{remblai} = a.b \times h' \times \gamma_{sol}$

Avec : $h' = D - h$; $\rho_{béton} = 25\ MPa$; $\gamma_{sol} = 19{,}8$; $a = b = 15\ cm.$

$S = B \times L$

Tableau IIV 10 : Vérification des contraintes des semelles filantes sous voiles

Semelle	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorces\ voiles}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ (MPa)	$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$
SF1	429,28	17,55	1,02	0,81	5,4	0,08	Oui
SF2	132,90	17,55	1,02	0,81	5,35	0,03	Oui
SF3	305,81	17,55	1,02	0,81	4,25	0,08	Oui
SF4	449,03	17,55	1,02	0,81	5,7	0,08	Oui
SF5	457,47	17,55	1,02	0,81	5,45	0,09	Oui
SF6	132,48	17,55	1,02	0,81	5,7	0,03	Oui
SF7	185,22	17,55	1,02	0,81	5,65	0,04	Oui

Vérifier que : $\sigma_m \leq [\sigma_{sol}]$

On a :

$$\sigma_m = \frac{3\,\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A.B}\left(1 + \frac{3\,e_0}{B}\right)$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A.B}\left(1 - \frac{6\,e_0}{B}\right) \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{A.B}\left(1 + \frac{6\,e_0}{B}\right)$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N} \quad ; \quad N = N_{ser} + P$$

$$P = (P_{semelle} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})$$

Tableau IIV 11 : Détermination de N

Semelle	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorcesvoiles}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	P (kN)	N_{ser} (kN)	N (kN)
SF1	17,55	1,02	0,81	19,38	429,28	448,66
SF2	17,55	1,02	0,81	19,38	132,90	152,28
SF3	17,55	1,02	0,81	19,38	305,81	325,19
SF4	17,55	1,02	0,81	19,38	449,03	468,41
SF5	17,55	1,02	0,81	19,38	457,47	476,85
SF6	17,55	1,02	0,81	19,38	132,48	151,86
SF7	17,55	1,02	0,81	19,38	185,22	204,60

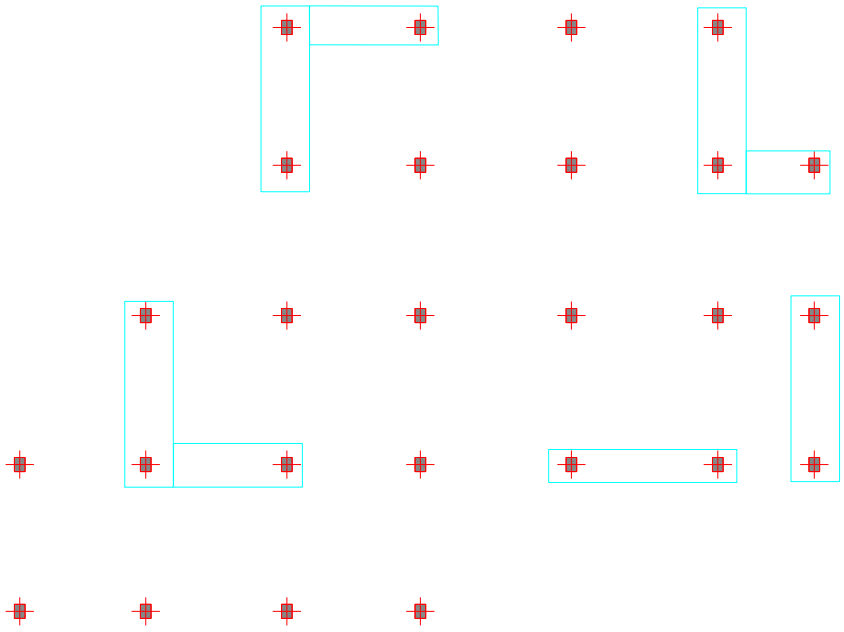


Figure IIV 6 : Plan de fondation

IIV.4.2.3 Ferraillage :

Pour les semelles filantes sous poteaux, on utilise pour le calcul de ferraillage la méthode des bielles, et pour les semelles filantes sous voiles la méthode des bielles ne peut être appliquée que si la différence entre la contrainte maximale σ_2 et la contrainte minimale σ_1 est inférieure au $2/3$ de la contrainte moyenne σ_m .

Cette méthode admet que la charge N centrée agissante par unité de longueur du mur est transmise au sol par l'intermédiaire des bielles de béton inclinées.

Les armatures jouent le rôle de tirant puisqu'elles doivent équilibrer la composante horizontale de l'effort de compression dans la bielle.

a) Armatures principales " A " :

La force de traction horizontale " F " sera équilibrée par les armatures, elle aura pour valeur :

$$F = \frac{N}{8}\frac{(B-b)}{d} \quad , \quad F = A.\overline{\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{F}{\overline{\sigma_s}} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N.(B-b)}{8.d.\overline{\sigma_s}}$$

La semelle sera considéré comme isolée ayant un effort normal N le maximum entre les effort des poteaux liés à cette semelle filante, la dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre.

$$A = L \qquad ; \qquad N = Max[N_1\ ;\ N_2\ ;\ \ldots\ ;\ N_n]$$

Tableau IIV 12 : Armatures principales des semelles filantes sous voiles

Semelle	B (m)	L (m)	N_u (kN)	$N_u(kN$ $/ml)$	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)	Esp (cm)
SF1	1	5,4	1167,86	216,27	2,01	5HA12 = 5,65	20
SF2	1	5,35	300,78	56,22	0,61	5HA12 = 5,65	20
SF3	1	4,25	831,57	195,66	1,76	5HA12 = 5,65	20
SF4	1	5,7	1218,09	213,7	2,45	5HA12 = 5,65	20
SF5	1	5,45	1244,86	228,41	2,52	5HA12 = 5,65	20
SF6	1	5,7	344,70	60,47	0,69	5HA12 = 5,65	20
SF7	1	5,65	216,77	38,36	0,44	5HA12 = 5,65	20

b) Armatures de répartition " $A_{rép}$ " :

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition.

$$A_{rép} = \frac{A \times B}{4} \quad ; \quad B\ en\ [m] \quad , \quad A\ et\ A_{rép}\ en\ [cm^2]$$

Tableau IIV 13 : Armatures de répartition

Semelle	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF1	1,41	4HA12 = 4,52	20
SF2	1,41	4HA12 = 4,52	20
SF3	1,41	4HA12 = 4,52	20
SF4	1,41	4HA12 = 4,52	20
SF5	1,41	4HA12 = 4,52	20
SF6	1,41	4HA12 = 4,52	20
SF7	1,41	4HA12 = 4,52	20

c) Longueur de scellement " l_s" :

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement " l_s " avec la largeur de la semelle " B ".

$$l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4\ \tau_s} \quad , \quad \tau_s = 2{,}8\ MPa$$

- $l_s > B/4$: Ancrage courbe.
- $B/8 \leq l_s \leq B/4$: Ancrage courbe ou rectiligne.
- $l_s < B/8$: On n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur $0{,}71\ B$ ou alterner des barres de longueur $0{,}86\ B$.

Tableau IIV 14 : Longueur de scellement

Semelle	$\emptyset\ (mm)$	$l_s\ (cm)$	$B/8\ (cm)$	$B/4\ (cm)$	Ancrage
SF1	12	42,86	12,5	25	Courbe
SF2	12	42,86	12,5	25	Courbe
SF3	12	42,86	12,5	25	Courbe
SF4	12	42,86	12,5	25	Courbe
SF5	12	42,86	12,5	25	Courbe
SF6	12	42,86	12,5	25	Courbe
SF7	12	42,86	12,5	25	Courbe

Conclusion :

Dans toutes les semelles, les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

IIV.5 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, minimiser les déformations de l'infrastructure (fondations), reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et relie les poteaux entre eux. Les longrines représentent un appui continu sous les murs doubles cloisons.

IIV.5.1 Dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie S3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont $(25 \times 30)\ cm^2$. On a choisi une section de dimensions $(30 \times 30)\ cm^2$.

IIV.5.2 Ferraillage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale :

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \quad ; \quad A = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

N_u : effort normal à la base du poteau le plus sollicité

α : coefficient du site en fonction de la zone sismique $\alpha = 10\ (zone\ IIb)$

IIV.5.2.1 Armatures longitudinales :

- Selon le CBA93 : $A_{min} = 0{,}1\%\ b.h = 0{,}001 \times 30 \times 30 = 0{,}90\ cm^2$

- Selon le RPA99 version2003 : $A_{min} = 0{,}6\%\ b.h = 0{,}006 \times 30 \times 30 = 5{,}40\ cm^2$

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1145{,}85}{10} = 114{,}58\ kN$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 347{,}83\ MPa$$

$$A = \frac{114{,}58 \times 10^3}{347{,}83} = 329{,}41\ mm^2 \quad \Rightarrow \quad A = 3{,}29\ cm^2$$

On adopte pour le ferraillage longitudinal des longrines : $A = 3HA14 = 4{,}62\ cm^2$

IIV.5.2.2 Vérification des contraintes à l'E.L.S :

La fissuration est considérée préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201{,}63\ MPa$$

$$N_{ser} = 835{,}14\ kN \ ; \ F = \frac{835{,}14}{10} = 83{,}51\ kN$$

$$\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}} = \frac{83{,}51 \times 10^3}{462} = 180{,}76\ MPa$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

IIV.5.2.3 Armatures transversales :

$$A_t = 0{,}003\, S_t'.b$$

On choisit l'espacement $S_t' = 15\ cm$, donc : $A_t = 0{,}003 \times 15 \times 30 \quad \Rightarrow \quad A_t = 1{,}35\ cm^2$

On adopte pour le ferraillage transversal des longrines : $A_t = 4\emptyset 8 = 2{,}01\ cm^2$

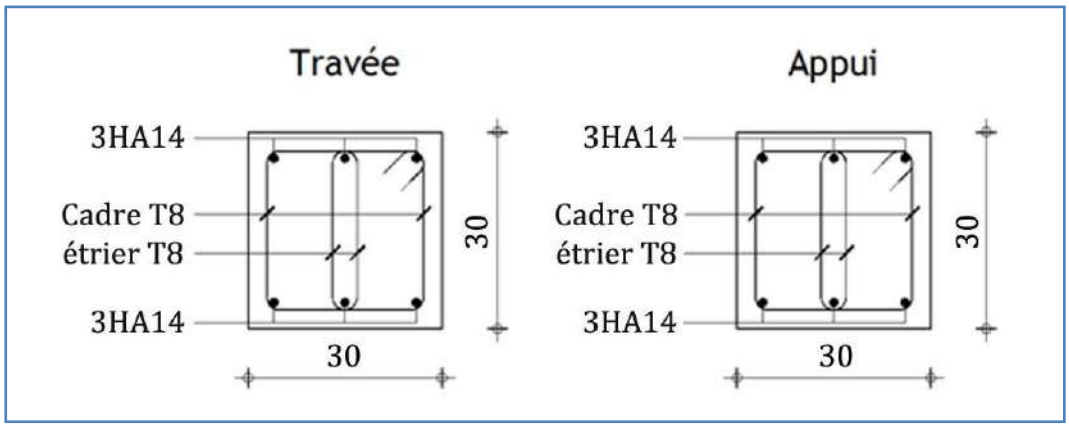


Figure IIV 7 : Ferraillage des longrines

IIV.6 FONDATION DE LA PIERRE :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auxquelles elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Tan-que la structure en pierre dans notre cas est plus rigide, donc la base de la structure posée directement sur la terre naturelle, est pour assurer le chainage entre les murs on a des fouilles en tranche rempli par le gros béton avec dimensions 70 cm de largeur et 60à 70 cm de profondeur, pour les mus de dimension 50 cm dans les deux direction

Pour les mus de dimension 30 cm on a des fouilles en tranche rempli par le gros béton avec dimensions 50 cm de largeur et même profondeur 60 à 70 cm. dans les deux directions



Figure VI 8 : Profondeur d'une pierre

IIIV.1 INTRODUCTION :

Le geste le plus complet de l'homme est celui de bâtir, mais ce geste ne peut être accompli sans une étude approfondie qui nous permettra de définir la meilleure méthode d'utilisation, avec économie du choix de type de construction.

Le besoin croissant la construction de logement a donné naissance à un programme de nouvelles technologies qui permettra d'une part d'accélérer le rythme des chantiers et d'autre part de réduire les frais.

IIIV. 2 Quelle est la différence entre maçonnerie chainée et le système poteaux-poutres

Dans une construction la maçonnerie chainée c'est les murs qui portent, les murs sont liés aux chainages par un harpage, par contre le système poteaux – poutres c'est les poteaux et les poutres qui portant les charges.

Par définition le chainage dans une construction en pierre c'est des éléments en BA qui tient ensemble les murs portent, l'armature du béton fonctionne comme une chaine, le poteau porte un poids le chainage ne porte pas, c'est le mur qui porte.

La réalisation d'un Bâtiment en pierre est Facile : ne nécessite pas de une grande technicité par à port a ce de Béton armes, facteur du temps comparativement avec le béton armés, la réalisation en pierre est Rapide : de par la quantité réduite de matière mise en œuvre.

Dans le système de réalisation en pierre ne nécessite pas de coffrage et décoffrage comme le system poteaux – poutre.

Coté économique:

La réalisation d'un bâtiment avec le système pierre va assurer l'économie jusqu'à 45% du gros œuvres comparativement avec le bâtiment poteaux-poutre à cause de plusieurs facteur notamment :

- Economie en terrassement : faible profondeur.
- Economie de coffrage 70%.

- Economie d'acier de 50 %.
- Economie en béton de 80%.
- Rapidité d'exécution des fouilles.
- Rapidité d'exécution et de décoffrage des planchés.
- Réduction du ferraillage.
- ne nécessite pas de moyen de manutention important, elle peut mise en œuvre par un artisan maçon.

Pour chaque projet d'un bâtiment ; l'étude de prix est une des phases intermédiaires dans la réalisation d'un ouvrage qui consiste à définir son prix de réalisation coté économique.

Dans les tableaux ci – dessous, on estime le quantitatif et les prix totaux des matériaux pour justifier coté économique :

Tableau IIIV 1 : Devis quantitatif estimatif pierre.

N°	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	QTE	P. Unitaire	MONTANT (DA)
1.00	**LOT N°01 : GROS OEUVRE**				
	A- Infrastructure – Fouille				
1.01	Fouille en puits en terrain non rocheux jusqu'à 3.00m de profondeur pour semelles filantes	M3	2.000	250.00	500.00
1.02					
1.03	Fouille en terrain rocheux	M3	2.000	4 000.00	8 000.00
1.04	Fouilles en tranchées ou en rigoles sur terrain rocheux	M3	90.000	250.00	22 500.00
1.06	Remblai des fouilles avec terre de reprise et compactage	M3	50.000	220.00	11 000.00
1.07	Evacuation des excédents de terre à la décharge public y/c foisonnement	M3	60.000	300.00	18 000.00
-	**B) B E T O N :** **B- Infrastructure – Béton**				
1.08	Béton de propreté dosé à 150 kg/M3	M3	11.000	4 000.00	44 000.00
1.09	Gros béton avec un dosage de 250 Kg/m3 sous semelles et longrines	M3	60.000	4 500.00	270 000.00
1.10	Béton armé dosé à 350 Kg/m3 pour Semelles	M3	50.000	20 000.00	1 000 000.00
1.11	Béton armé dosé à 350 Kg/m3 pour longrines	M3	40.000	20 000.00	800 000.00

1.12	Béton armé en treillis soudés pour dallage y compris				
1.13	hérissons en pierres sèches	M2	150.00	1 400.00	210 000.00
1.14	- Construction de regard en béton banché y compris tampon				
1.15	en béton légerement armé au ciment dosé à 350 Kg/m3				
1.16	- 50 x 50 x 60 (séction à l'interieur)	U	1	5 600.00	5 600.00
1.17	- 0.85 x 0.85 x 1.00 (séction à l'interieur)	U	2	8 000.00	16 000.00
1.18	- 60 x 60 x 45 (séction à l'interieur)	U	8	7 000.00	56 000.00
1.17	- Construction de regard en béton banché y compris tampon				
1.20	en béton légerement armé au ciment dosé à 350 Kg/m3				
1.21	- 50 x 50 x 60 (séction à l'interieur)	U	1	5 600.00	5 600.00
1.22	- 0.85 x 0.85 x 1.00 (séction à l'interieur)	U	2	8 000.00	16 000.00
1.23	- 60 x 60 x 45 (séction à l'interieur)	U	8	7 000.00	56 000.00
1.24	des emboîtements, confection des joints, mise à niveau				
1.25	raccordement au droit des différents ouvrages				
1.26	Ø: 150	ML	6.00	310.00	1 860.00
1.27	Ø 200	ML	5.00	450.00	2 250.00
	C) Superstructure **a) Béton armé en élévation**				
1.28	Béton armé dosé à 350 Kg/m3 pour poteaux et raidisseurs	M3	100.000	20 500.00	2 050 000.00
1.29	Béton armé dosé à 350 Kg/m3 pour poutres et chainages	M3	180.000	20 500.00	3 690 000.00
1.30	Béton armé dosé à 350 Kg/m3 pour escalier	M3	30.000	20 500.00	615 000.00
1.31	Béton armé dosé à 350 kg/M3 pour	M3	4.000	20 500.00	82 000.00

	acrotère				
1.32	Béton armé pour voiles	M3	900.000	20 500.00	18 450 000.00
1.33	- Béton armé pour menus ouvrages :				
1.34	a- Linteaux de portes et fenêtres	M3	1.200	15 000.00	18 000.00
1.35	c- Appuis Fenêtres	M3	0.600	15 000.00	9 000.00
1.36	- Plancher en corps creux (16 + 4)	M2	1 300.00	30 000.00	39 000 000.00
1.37	Solin d'étancheité	ML	45.00	200.00	9 000.00
1.38	mur en pièrres ép : 30 cm y/c chainage et toutes sujetions de mise en œuvre	M2	100.00	3 500.00	350 000.00
1.39	mur en pièrres ép : 50 cm y/c chainage et toutes sujetions de mise en œuvre	M2	300.00	3 500.00	1 050 000.00
2.00	**02/ Revêtement**				
2.01	Revetement (Salon + terrasse + hall) en marbre	M2	142.00	11 500.00	1 633 000.00
	Revetement (Chambres + balcon) en Carreau de compacto	M2	105.00	3 500.00	367 500.00
2.02	Revetement (Cuisine + salle d'eau + sechoir) en carreau compacto anti-dérapant	M2	37.00	3 500.00	129 500.00
2.03	Revetement (Buanderie + terrasse) en dalle de sol en terre cuite	M2	100.00	900.00	90 000.00
2.04	Revetement en plinthe vernissée de meilleur qualité	Ml	260.00	300.00	78 000.00
2.05	Revetement d'escalier en plaque de marbre	M2	22.00	11 500.00	253 000.00
2.06	Revetement mur				
2.07	Faience de meilleur qualité (Importation) (Cuisine + Salle d'eau + sechoir)	M2	50.00	1 500.00	75 000.00
2.08	Faience 1er choix (buanderie)	M2	27.00	1 100.00	29 700.00
2.09	Soubassement en marbre (hall + couloir + escalier)	ML	58.00	11 500.00	667 000.00
2.10	Faux Plafond				
2.11	Faux plafond en plâtre décoratif	M2	222.00	1 600.00	355 200.00
3.00	**03/ Etancheité**				

3.01	Pare - vapeur (EIF + EAC) en couches + 36 S	M2	60.00	400.00	24 000.00
3.02	Isolation thermique liège de 0.04 ou similaire y compris polyane	M2	60.00	650.00	39 000.00
303	Papier KRAFT	M2	60.00	120.00	7 200.00
3.04	Protection lourde en gravillons 8/15 pour toiture non accessible	M2	60.00	200.00	12 000.00
3.05	Etanchéité multicouche 3 (36S + EAC)	M2	60.00	700.00	42 000.00
3.06	Relevé d'etancheïté en paxalumun	ML	45.00	500.00	22 500.00
3.07	Plaque d'arrêt de protection lourde pour gargouille	U	2	1 300.00	2 600.00
3.08	Crapaudine en terrasse y compris moignon et platine en plomb	U	2	1 200.00	2 400.00
4.00	**04/Peinture Vitrerie**				
4.01	Peinture à la chaux sur murs Extérieurs et Intérieur	M2	560.00	35.00	19 600.00
4.02	Peinture vinylique sur murs extérieurs	M2	560.00	140.00	78 400.00
4.03	Peinture vinylique sur murs et plafonds intérieur en 02 couches y compris préparation des surfaces	M2	120.00	140.00	16 800.00
4.04	Enduit gras sur enduit en ciment intérieur(murs et plafonds),	M2	535.00	110.00	58 850.00
4.05	Peinture laquée sur tuyauterie de tous diamètres y compris une couche d'antirouille ,	ML	120.00	60.00	7 200.00
4.06	Peinture laquée sur partie métallique en 02 couches y compris une couche d'antirouille	M2	15.00	150.00	2 250.00
4.07	Peinture laquée sur mur et plafond	M2	113.00	150.00	16 950.00
4.07	Peinture décorative sur mur interieur	M2	360.00	600.00	216 000.00
4.08	Soubassement en peinture speciale garrage	M2	25.00	400.00	10 000.00

4.09	B) Vitrerie				
4.10	Verre demi double de 2 à 4 mm	M2	11.00	1 100.00	12 100.00
4.11	Verre martelé	M2	6.00	1 200.00	7 200.00
4.12	Peinture à la chaux sur murs Extérieurs et Intérieur	M2	560.00	35.00	19 600.00
5.00	**05 / Electricité**				
5.01	F.P Lampe a incandiscence y compris douille B 22	U	20	150.00	3 000.00
5.02	F.P Hublot en verre opale étanche Ø 60 W	U	14	600.00	8 400.00
5.03	F.P Applique linolithe 40w avec prise	U	2	1100.00	2 200.00
5.04	F.P Sonnerie d'appartement	U	1	400.00	400.00
5.05	F.P Prise de courant 2P + T 16A encastrée	U	22	150.00	3 300.00
5.06	F.P Interrupteur D . A 10A encastrée	U	1	150.00	150.00
5.07	F.P Interrupteur V.V 10A encastrée	U	6	200.00	1 200.00
5.08	F.P Bouton poussoir 10 A encastré	U	1	160.00	160.00
5.09	F.P Boite de dérivation 100 x 100 encastré	U	20	260.00	5 200.00
5.10	F.P tableau d'abonné encastré 12 départ y/c discjoncteur	U	2	11000.00	22 000.00
5.11	F.P Fil U 500 V 1,5 mm2	ML	900.00	40.00	36 000.00
5.12	F.P Fil U 500 V 2,5 mm2	ML	1 200.00	50.00	60 000.00
5.13	F.P Gaine ICD Ø 9	ML	600.00	40.00	24 000.00
5.14	F.P Gaine ICD Ø 11	ML	800.00	50.00	40 000.00
5.15	F.P Fil U 500 V 6 mm2	ML	50.00	130.00	6 500.00
5.16	F.P Gaine ICD Ø 16	ML	40.00	50.00	2 000.00

5.17	Plafonier en verre opale 75 w	U	4	800.00	3 200.00
5.18	- Cuivre Nu Cu 17 mm2 y/c tranche (Remblai et déblai)	ML	60.00	600.00	36 000.00
	Lot N° 06 / Plomberie				
6.01	- Tube en acier galvanisé tarif 3 y compris coudes, té, manchons, mamelons et toutes sujetions de mise en œuvre				
	- Ø 50/60	ML	20.00	1 300.00	26 000.00
	- Ø 33/42	ML	6.00	900.00	5 400.00
	- Ø 40/49	ML	13.00	1 000.00	13 000.00
	- Ø 20/27	ML	6.00	600.00	3 600.00
6.02	Tube en cuivre				
	- Ø 14/16	ML	150.00	500.00	75 000.00
	- Ø 12/14	ML	100.00	400.00	40 000.00
	- Ø 20/22	ML	33.00	500.00	16 500.00
	- Ø 16/18	ML	75.00	460.00	34 500.00
	Tuyau en PVC pour l'évacuation des E.U et E.V et E.P				
	- Ø 40	ML	70.00	250.00	17 500.00
6.03	Anti bélier 20/27	U	1	2 000.00	2 000.00
6.04	- Siége de WC à l'anglaise avec les accéssoires suivants : siphon, robinet de puisage Ø 12/14 et toutes sujetions de mise en œuvre	U	2	9000.00	18 000.00
6.05	- Evier de cuisine en parcelaine avec les nécessaires suivants : siphon, robinet et mélangeur et toutes sujetions de mise en œuvre	U	1	10 000.00	10 000.00
6.06	- Lavabo en porcelaine avec les accessoires suivants : pied de support, étagère, siphon robinet EF + EC, glace de 0,50 x 0,40 avec fixation et toutes sujetions de mise en œuvre	U	4	10000.00	40 000.00
6.07	receveur de douche avec les accessoires suivants :siphon, robinet mélangeur avec tuyau colonne Ø 15/21 et pommette de douche, porte-savon, et toutes sujetions de mise en œuvres	U	1	9000.00	9 000.00
6.08	Baignoir avec toutes les accessoires	U	1	15000.00	15 000.00

6.09	Bidet y/c toutes sujetions de mise en œuvres	U	1	6000.00	6 000.00
6.10	Siphon de sol en Ø 15 avec toutes sujetions de mise en				
6.11	Œuvre	U	21	600.00	12 600.00
6.12	Compteur d'eau avec robinet d'arret en Ø 15/21 et toutes				
6.13	sujestions de mise en œuvre	U	7	2 500.00	17 500.00
6.14	F/T/P de chauffe d'eau y/c toutes sujétions de mise en œuvre.	U	7	11 000.00	77 000.00
6.15	F/T/P de tuyaux (en PVC type évacuation) y/c collier de				
6.16	fixation, ainsi que toutes sujétions de mise en place :				
	diamètre 60 :	ML	26.00	300.00	7 800.00
	diamètre 110 :	ML	50.00	400.00	20 000.00
	diamètre 150	ML	33.00	600.00	19 800.00
6.17	F/T/P de fourreau en acier pour protection de la conduite Ø 100, y/c, collier de fixation ainsi que toutes sujétions de mise en oeuvre	ML	33.00	2 000.00	66 000.00
6.18	F/T/P de vanne d'arrêt au pied de colonne Ø 50/60 y/c, toutes sujétions de mise en œuvre	U	1	1 600.00	1 600.00
6.19	- Tube en acier galvanisé tarif 3 y compris coudes, té, manchons, mamelons et toutes sujetions de mise en œuvre				
	Lot N° 07 / Menuiserie				
7.01	Porte exterieure en hètre à un vantial, ouvrant vers l'exterieur, avec un élément fixe droite : 1,30 * 2,40	U	1	36 000.00	36 000.00
7.02	Porte pleine en hètre à un vantail, ouvrant en coulissant vers l'interieur (pour séjour) : 1,50 * 2,17	U	5	36 000.00	180 000.00
7.03	Porte fenêtre pleine en hètre à 02 vantaux ouvrant vers l'interieur (pour balcon et terrasse) : 1,30 * 2,27 y/c persienne	U	15	45 000.00	675 000.00
7.04	Porte pleine en hètre à un vantail, ouvrant vers l'interieur (pour chambres) : 0,94 * 2,17	U	30	23 000.00	690 000.00
7.05	Porte pleine en hêtre à un vantail, ouvrant vers l'intérieur (pour S.D.B	U	20	20 000.00	400 000.00

	+ Cuisine) : 0,84 * 2,17				
7.08	Porte pleine en hêtres à un vantail, ouvrant vers l'intérieur (pour balcon + WC) : 0,74 * 2,17	U	25	18 000.00	450 000.00
7.09	Porte fenètre en bois rouge à 02 vantaux ouvrant vers l'interieur (pour buanderie) y/c persiènne : 1,30 * 2,27	U	5	30 000.00	150 000.00
7.10	Portail métallique roulant motorisé (pour garage) : 2,40 * 2,80	U	30	60 000.00	1 800 000.00
7.11	Fenêtre en aluminium vitrée à 02 vantaux ouvrant vers l'intérieur y/c persiennes (pour chambres) : 1,30 * 1,30	U	40	23 000.00	920 000.00
7.12	Fenêtre en en alluminium vitrée fixe : 1,00 * 1,50	U	5	11 000.00	55 000.00
7.13	Chassis en alluminium ouvrant à soufflet : 0,80 * 0,60	U	10	4 000.00	40 000.00
7.14	Chassis en alluminium ouvrant à soufflet : 0,60 * 0,60	U	10	3 000.00	30 000.00
7.15	Rampe en fer forgé	Ml	25.00	6 000.00	150 000.00
7.16	Main courante en hêtre	Ml	25.00	3 000.00	75 000.00
7.17	Porte exterieure en hètre à un vantial, ouvrant vers l'exterieur, avec un élément fixe droite : 1,30 * 2,40	U	1	36 000.00	36 000.00
	Total Général (HT)				**75 487 060.00**
	TVA 19%				**89829601.4**
	TOTAL GENERAL (TTC)				**165 316 661.40**

Tableau IIIV 2 : Devis quantitatif estimatif poteaux-poutre.

N°	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	QTE	P. Unitaire	MONTANT (DA)
1.00	**LOT N°01 : GROS OEUVRE**				
	A- Infrastructure – Fouille				
1.01	Fouille en puits en terrain non rocheux jusqu'à 3.00m de profondeur pour semelles filantes	M3	2.000	250.00	500.00
1.02					
1.03	Fouille en terrain rocheux	M3	2.000	4 000.00	8 000.00
1.04	Fouilles en tranchées ou en rigoles sur terrain rocheux	M3	90.000	250.00	22 500.00
1.05	Remblai des fouilles avec terre de reprise et compactage	M3	50.000	220.00	11 000.00
1.06	Evacuation des excédents de terre à la décharge public y/c foisonnement	M3	60.000	300.00	18 000.00
	B) B E T O N : **B- Infrastructure – Béton**				
1.07	Béton de propreté dosé à 150 kg/M3	M3	11.000	4 000.00	44 000.00
1.08	Gros béton avec un dosage de 250 Kg/m3 sous semelles et longrines	M3	60.000	4 500.00	270 000.00
1.09	Béton armé dosé à 350 Kg/m3 pour Semelles	M3	50.000	20 000.00	1 000 000.00
1.10	Béton armé dosé à 350 Kg/m3 pour longrines	M3	40.000	20 000.00	800 000.00
1.11	Béton armé en treillis soudés pour dallage y compris				
2.12	hérissons en pierres sèches	M2	150.00	1 400.00	210 000.00
2.13	- Construction de regard en béton banché y compris tampon				
2.14	en béton légerement armé au ciment dosé à 350 Kg/m3				
	C) Superstructure **a) Béton armé en élévation**				
1.15	Béton armé dosé à 350 Kg/m3 pour poteaux et raidisseurs	M3	100.000	20 500.00	2 050 000.00
1.16	Béton armé dosé à 350 Kg/m3 pour poutres et chainages	M3	180.000	20 500.00	3 690 000.00
1.17	Béton armé dosé à 350 Kg/m3 pour escalier	M3	30.000	20 500.00	615 000.00
1.18	Béton armé dosé à 350 kg/M3 pour acrotère	M3	4.000	20 500.00	82 000.00
1.19	Béton armé pour voiles	M3	900.000	20 500.00	18 450 000.00
1.20	- Béton armé pour menus ouvrages :				

1.21	a- Linteaux de portes et fenêtres	M3	1.200	15 000.00	18 000.00
1.22	c- Appuis Fenêtres	M3	0.600	15 000.00	9 000.00
1.23	- Plancher en corps creux (16 + 4)	M2	1 300.00	30 000.00	39 000 000.00
1.24	Solin d'étancheité	ML	45.00	200.00	9 000.00
	b) Maçonnerie :				
1.25	Maçonnerie extérieure en double parois en brique				
1.26	- Epaisseur : 30 Cm	M2	360.00	1 400.00	504 000.00
1.27	-Epaisseur : 15 Cm	M2	10.00	950.00	9 500.00
1.28	-Epaisseur : 10 Cm	M2	120.00	800.00	96 000.00
1.29	enduit au platre sur mur	M2	311.00	250.00	77 750.00
1.30	enduit au platres s/plafond	M2	127.00	300.00	38 100.00
1.32	Enduit au mortier de ciment sur murs Exterieurs	M2	560.00	300.00	168 000.00
1.33	Enduit au mortier de ciment sur murs Interieur	M2	380.00	280.00	106 400.00
1.34	Enduit en ciment sous plafond	M2	155.00	320.00	49 600.00
1.35	- Scellement sur ouvrages				
1.36	a) Cadres en bois, métallique	U	55	1000.00	55 000.00
1.37	b) appareil sanitaire	U	11	700.00	7 700.00
1.38	Tuyau de descente des E P	ML	20.00	500.00	10 000.00
1.39	Forme de Pente Dosé à 250 Kg/M3 (Ep: min = 7Cm)	M2	60.00	650.00	39 000.00
1.40	F/p de garde corps métallique pour escalier de 1m de hauteur	Ml	12.00	3 000.00	36 000.00
141	Etencheité sous carrelage	M2	15.00	400.00	6 000.00
1.42	Tuile mécanique y/c charpente en bois avec toutes sujetions de mise en œuvre	M2	150.00	2 000.00	300 000.00
2.00	**02 / Revêtement**				
2.01	Revetement (Salon + terrasse + hall) en marbre	M2	142.00	11 500.00	1 633 000.00
2.02	Revetement (Chambres + balcon) en Carreau de compacto	M2	105.00	3 500.00	367 500.00
2.03	Revetement (Cuisine + salle d'eau + sechoir) en carreau compacto anti-dérapant	M2	37.00	3 500.00	129 500.00
2.04	Revetement (Buanderie + terrasse) en dalle de sol en terre cuite	M2	100.00	900.00	90 000.00
2.05	Revetement en plinthe vernissée de meilleur qualité	Ml	260.00	300.00	78 000.00

2.06	Revetement d'escalier en plaque de marbre	M2	22.00	11 500.00	253 000.00
	Revetement mur				
2.07	Faience de meilleur qualité (Importation) (Cuisine + Salle d'eau + sechoir)	M2	50.00	1 500.00	75 000.00
2.08	Faience 1er choix (buanderie)	M2	27.00	1 100.00	29 700.00
2.09	Soubassement en marbre (hall + couloir + escalier)	ML	58.00	11 500.00	667 000.00
2.010	Faux Plafond				
	Faux plafond en plâtre décoratif	M2	222.00	1 600.00	355 200.00
3.00	**03 / Etancheité**				
3.01	Pare - vapeur (EIF + EAC) en couches + 36 S	M2	60.00	400.00	24 000.00
3.02	Isolation thermique liège de 0.04 ou similaire y compris polyane	M2	60.00	650.00	39 000.00
3.03	Papier KRAFT	M2	60.00	120.00	7 200.00
3.04	Protection lourde en gravillons 8/15 pour toiture non accessible	M2	60.00	200.00	12 000.00
3.05	Etanchéité multicouche 3 (36S + EAC)	M2	60.00	700.00	42 000.00
3.06	Relevé d'etancheïté en paxalumun	ML	45.00	500.00	22 500.00
3.07	Plaque d'arrêt de protection lourde pour gargouille	U	2	1 300.00	2 600.00
3.08	Crapaudine en terrasse y compris moignon et platine en plomb	U	2	1 200.00	2 400.00
4.00	**04/Peinture Vitrerie**				
4.01	Peinture à la chaux sur murs Extérieurs et Intérieur	M2	560.00	35.00	19 600.00
4.02	Peinture vinylique sur murs extérieurs	M2	560.00	140.00	78 400.00
4.03	Peinture vinylique sur murs et plafonds intérieur en 02 couches y compris préparation des surfaces	M2	120.00	140.00	16 800.00

4.04	Enduit gras sur enduit en ciment intérieur(murs et plafonds),	M2	535.00	110.00	58 850.00
4.05	Peinture laquée sur tuyauterie de tous diamètres y compris une couche d'antirouille ,	ML	120.00	60.00	7 200.00
4.06	Peinture laquée sur partie métallique en 02 couches y compris une couche d'antirouille	M2	15.00	150.00	2 250.00
4.07	Peinture laquée sur mur et plafond	M2	113.00	150.00	16 950.00
4.08	Peinture décorative sur mur interieur	M2	360.00	600.00	216 000.00
4.09	Soubassement en peinture speciale garrage	M2	25.00	400.00	10 000.00
	B) Vitrerie				
4.10	Verre demi double de 2 à 4 mm	M2	11.00	1 100.00	12 100.00
4.11	Verre martelé	M2	6.00	1 200.00	7 200.00
4.12	Peinture à la chaux sur murs Extérieurs et Intérieur	M2	560.00	35.00	19 600.00
5.00	**05 / Electricité**				
5.01	F.P Lampe a incandiscence y compris douille B 22	U	20	150.00	3 000.00
5.02	F.P Hublot en verre opale étanche Ø 60 W	U	14	600.00	8 400.00
5.03	F.P Applique linolithe 40w avec prise	U	2	1100.00	2 200.00
5.04	F.P Sonnerie d'appartement	U	1	400.00	400.00
5.05	F.P Prise de courant 2P + T 16A encastrée	U	22	150.00	3 300.00
5.06	F.P Interrupteur D . A 10A encastrée	U	1	150.00	150.00
5.07	F.P Interrupteur V.V 10A encastrée	U	6	200.00	1 200.00

5.08	F.P Bouton poussoir 10 A encastré	U	1	160.00	160.00
5.09	F.P Boite de dérivation 100 x 100 encastré	U	20	260.00	5 200.00
5.10	F.P tableau d'abonné encastré 12 départ y/c discjoncteur	U	2	11000.00	22 000.00
5.11	F.P Fil U 500 V 1,5 mm2	ML	900.00	40.00	36 000.00
5.12	F.P Fil U 500 V 2,5 mm2	ML	1 200.00	50.00	60 000.00
5.13	F.P Gaine ICD Ø 9	ML	600.00	40.00	24 000.00
5.14	F.P Gaine ICD Ø 11	ML	800.00	50.00	40 000.00
5.12	F.P Fil U 500 V 6 mm2	ML	50.00	130.00	6 500.00
5.14	F.P Gaine ICD Ø 16	ML	40.00	50.00	2 000.00
5..15	Plafonier en verre opale 75 w	U	4	800.00	3 200.00
5.16	- Cuivre Nu Cu 17 mm2 y/c tranche (Remblai et déblai)	ML	60.00	600.00	36 000.00
06	**06 / Plomberie**				
6.01	- Tube en acier galvanisé tarif 3 y compris coudes, té, manchons, mamelons et toutes sujetions de mise en œuvre				
	- Ø 50/60	ML	20.00	1 300.00	26 000.00
	- Ø 33/42	ML	6.00	900.00	5 400.00
	- Ø 40/49	ML	13.00	1 000.00	13 000.00
	- Ø 20/27	ML	6.00	600.00	3 600.00
	Tube en cuivre				
	- Ø 14/16	ML	150.00	500.00	75 000.00
	- Ø 12/14	ML	100.00	400.00	40 000.00
	- Ø 20/22	ML	33.00	500.00	16 500.00
	- Ø 16/18	ML	75.00	460.00	34 500.00
6.02	Tuyau en PVC pour l'évacuation des E.U et E.V et E.P				
	- Ø 40	ML	70.00	250.00	17 500.00
	Anti bélier 20/27	U	1	2 000.00	2 000.00
6.03	- Siége de WC à l'anglaise avec les accéssoires suivants : siphon, robinet de puisage Ø 12/14 et toutes sujetions de mise en œuvre	U	2	9000.00	18 000.00

6.04	- Evier de cuisine en parcelaine avec les nécessaires suivants : siphon, robinet et mélangeur et toutes sujetions de mise en œuvre	U	1	10 000.00	10 000.00
6.05	- Lavabo en porcelaine avec les accessoires suivants : pied de support, étagère, siphon robinet EF + EC, glace de 0,50 x 0,40 avec fixation et toutes sujetions de mise en œuvre	U	4	10000.00	40 000.00
6.06	receveur de douche avec les accessoires suivants :siphon, robinet mélangeur avec tuyau colonne Ø 15/21 et pommette de douche, porte-savon, et toutes sujetions de mise en œuvres	U	1	9000.00	9 000.00
6.7	Baignoir avec toutes les accessoires	U	1	15000.00	15 000.00
6.08	Bidet y/c toutes sujetions de mise en œuvres	U	1	6000.00	6 000.00
6.09	Siphon de sol en Ø 15 avec toutes sujetions de mise en				
6.10	Œuvre	U	21	600.00	12 600.00
6.11	Compteur d'eau avec robinet d'arret en Ø 15/21 et toutes				
	sujestions de mise en œuvre	U	7	2 500.00	17 500.00
	F/T/P de chauffe d'eau y/c toutes sujétions de mise en œuvre.	U	7	11 000.00	77 000.00
6.12	F/T/P de tuyaux (en PVC type évacuation) y/c collier de				
	fixation, ainsi que toutes sujétions de mise en place :				
	diamètre 60 :	ML	26.00	300.00	7 800.00
	diamètre 110 :	ML	50.00	400.00	20 000.00
	diamètre 150	ML	33.00	600.00	19 800.00
6.13	F/T/P de fourreau en acier pour protection de la conduite Ø 100, y/c, collier de fixation ainsi que toutes sujétions de mise en oeuvre	ML	33.00	2 000.00	66 000.00
6.14	F/T/P de vanne d'arrêt au pied de colonne Ø 50/60 y/c, toutes sujétions de mise en œuvre	U	1	1 600.00	1 600.00
6.15	- Tube en acier galvanisé tarif 3 y compris coudes, té, manchons, mamelons et toutes sujetions de mise en œuvre				

07	07 / Menuiserie				
7.01	Porte exterieure en hètre à un vantial, ouvrant vers l'exterieur, avec un élément fixe droite : 1,30 * 2,40	U	1	36 000.00	36 000.00
7.02	Porte pleine en hètre à un vantail, ouvrant en coulissant vers l'interieur (pour séjour) : 1,50 * 2,17	U	5	36 000.00	180 000.00
7.03	Porte fenêtre pleine en hètre à 02 vantaux ouvrant vers l'interieur (pour balcon et terrasse) : 1,30 * 2,27 y/c persienne	U	15	45 000.00	675 000.00
7.04	Porte pleine en hètre à un vantail, ouvrant vers l'interieur (pour chambres) : 0,94 * 2,17	U	30	23 000.00	690 000.00
7.05	Porte pleine en hètre à un vantail, ouvrant vers l'interieur (pour S.D.B + Cuisine) : 0,84 * 2,17	U	20	20 000.00	400 000.00
7.06	Porte pleine en hètre à un vantail, ouvrant vers l'interieur (pour balcon + WC) : 0,74 * 2,17	U	25	18 000.00	450 000.00
7.07	Porte fenètre en bois rouge à 02 vantaux ouvrant vers l'interieur (pour buanderie) y/c persiènne : 1,30 * 2,27	U	5	30 000.00	150 000.00
7.08	Portail métallique roulant motorisé (pour garage) : 2,40 * 2,80	U	30	60 000.00	1 800 000.00
7.09	Fenêtre en alluminium vitrée à 02 vantaux ouvrant vers l'interieur y/c persiènne (pour chambres) : 1,30 * 1,30	U	40	23 000.00	920 000.00
7.10	Fenêtre en en alluminium vitrée fixe : 1,00 * 1,50	U	5	11 000.00	55 000.00
7.11	Chassis en alluminium ouvrant à soufflet : 0,80 * 0,60	U	10	4 000.00	40 000.00
7.12	Chassis en alluminium ouvrant à soufflet : 0,60 * 0,60	U	10	3 000.00	30 000.00
7.13	Rampe en fer forgé	Ml	25.00	6 000.00	150 000.00
7.14	Main courante en hêtre	Ml	25.00	3 000.00	75 000.00
7.15	Porte exterieure en hètre à un vantial, ouvrant vers l'exterieur, avec un élément fixe droite : 1,30 * 2,40	U	1	36 000.00	36 000.00
	Total Général (HT)				**82 379 930.00**
	TVA 19%				**98032116.7**
	TOTAL GENERAL (TTC)				**180 412 046.70**

Pour la partie dynamique :

En respectant les modes opératoires règlementaires la maçonnerie chainée est au moins aussi résistante que le système poteaux-poutres, si non plus, et par vérification des résultats on a obtenu un déplacement de la structure en pierre très faible que la structure en béton avec un taux de 3.2 % suivant X ; et 5.55 % suivant y : suivant les deux tableaux suivant :

Tableau IIIV 3 : Résultat du déplacement de la structure en pierre

	$\delta_{théorique}(cm)$	$\delta_{réel}\ (cm)$	$\delta_{limite}\ (cm)$	$\delta_{réel} \leq \delta_{limite}$
Suivant X	0,03	0,075	6,80	Oui
Suivant Y	0,05	0,125	6,80	Oui

Tableau IIIV 4 : Résultat du déplacement de la structure poteau-poutre

	$\delta_{théorique}(cm)$	$\delta_{réel}\ (cm)$	$\delta_{limite}\ (cm)$	$\delta_{réel} \leq \delta_{limite}$
Suivant X	0,67	2,35	6,80	Oui
Suivant Y	0,63	2,21	6,80	Oui

Dans ce cas-là on dit que la structure en pierre résiste mielleux que la structure en béton ‘risque de séisme’.

V.1 MODELISATION DE STRUCTURE D'UNE PIERRE :

V.1.1 INTRODUCTION :

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

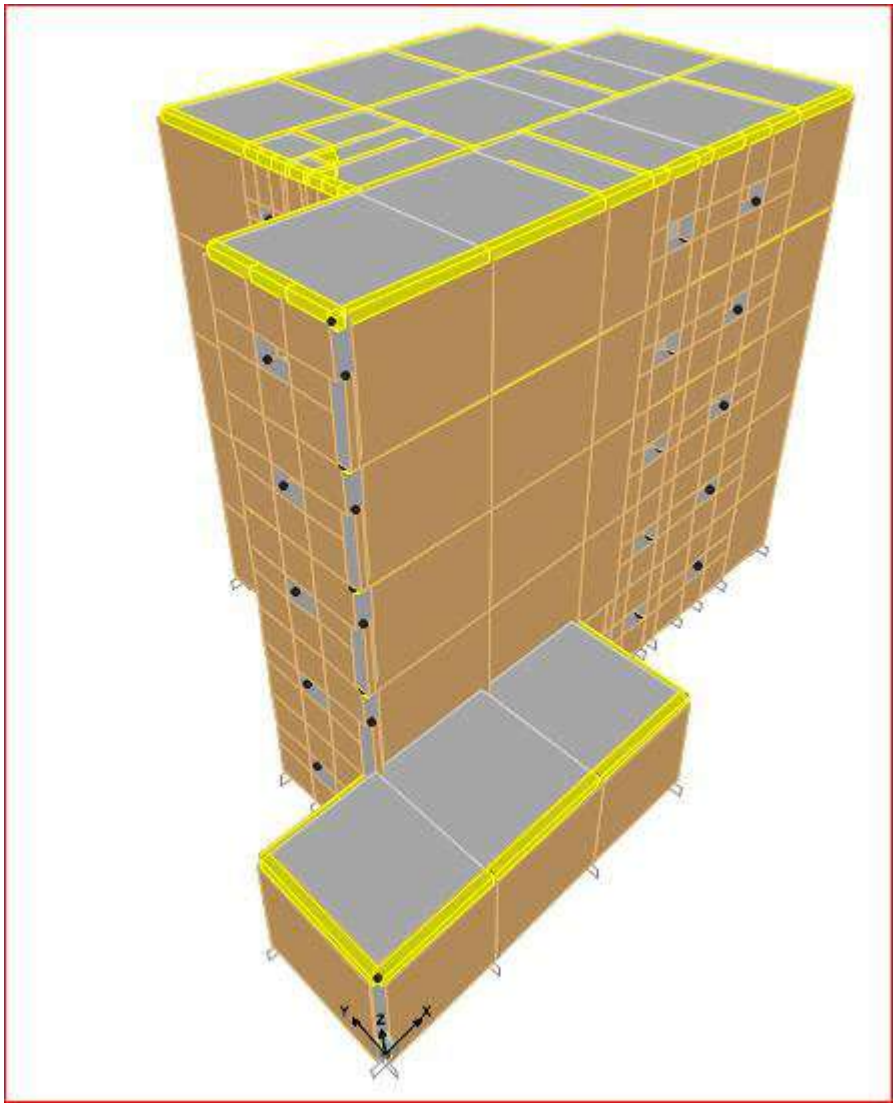


Figure V 1 : Vue en 3D de la structure



Figure V 2 : Disposition des pierres

V.1.2 CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE

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

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

V.1.2.1 Centre de masse :

Tableau V 1 : Centre de masse

Niveau (m)	$\sum W_i\ (kN)$	$\sum W_i.X_i$	$\sum W_i.Y_i$	$X_G\ (m)$	$Y_G\ (m)$
17	6110,49	71370,52	49128,34	11,68	8,04
13,6	7625,93	89452,16	61007,44	11,73	8,00
10,2	7625,93	89452,16	61007,44	11,73	8,00
6,8	7625,93	89452,16	61007,44	11,73	8,00
3,4	7569,77	89020,49	60709,55	11,76	8,02

V.1.2.2 Centre de torsion :

Tableau V 2 : Centre de torsion

Niveau (m)	$\sum I_{Xi}\ (m^4)$	$\sum I_{Yi}\ (m^4)$	$\sum I_{Yi}.X_i$	$\sum I_{Xi}.Y_i$	$X_R\ (m)$	$Y_R\ (m)$
17	0,03	1,64	16,46	0,27	10,04	9,17
13,6	0,03	1,64	16,76	0,27	10,22	9,07
10,2	0,03	1,64	17,04	0,27	10,39	8,98
6,8	0,03	1,64	17,28	0,27	10,54	8,90
3,4	0,03	1,64	17,50	0,26	10,67	8,82

V.1.2.3 Excentricité :

- **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 :

$$E_X = |X_G - X_R| \quad ; \quad E_Y = |Y_G - Y_R|$$

Tableau V 3 : Excentricité théorique

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$X_G\ (m)$	$X_R\ (m)$	$E_X\ (m)$	$Y_G\ (m)$	$Y_R\ (m)$	$E_Y\ (m)$
17	11,68	10,04	1,64	8,04	9,17	1,13
13,6	11,73	10,22	1,51	8,00	9,07	1,07
10,2	11,73	10,39	1,34	8,00	8,98	0,98
6,8	11,73	10,54	1,19	8,00	8,90	0,90
3,4	11,76	10,67	1,09	8,02	8,82	0,80

- **Excentricité accidentelle : [RPA99] ►► [Art 4.2.7] ◄◄**

$$\begin{cases} E_X = 0{,}05\ L_X \\ E_Y = 0{,}05\ L_Y \end{cases}$$

- **Effets de la torsion accidentelle : [RPA99] ►► [Art 4.3.7] ◄◄**

Tableau V 4 : Excentricité totale

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$E_{Xtéo}\ (m)$	$E_{Xacc}\ (m)$	$E_{Xtot}\ (m)$	$E_{Ytéo}\ (m)$	$E_{Yacc}\ (m)$	$E_{Ytot}\ (m)$
17	1,64	1,14	2,78	1,13	0,84	1,97
13,6	1,51	1,14	2,65	1,07	0,84	1,91
10,2	1,34	1,14	2,48	0,98	0,84	1,82
6,8	1,19	1,14	2,33	0,90	0,84	1,74
3,4	1,09	1,14	2,23	0,80	0,84	1,64

V.2 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

V.2.1 Modélisation

Tableau V 5 : Les coefficients

A	η	ζ	R
0,2	0,764	10 %	2,5

Tableau V 6 : Facteur de qualité Q

Critère q	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0	Non	0,1
Total	0,20		0,20	
Q	1,20		1,20	

V.3 RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), il est nécessaire de faire les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de la participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification des déplacements inter-étage
- Vérification des déplacements en tête
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ
- Vérification de cisaillement des éléments

Tableau V 7 : Comportement des trois premiers modes

Mode N°	Période (s)	Participation massique U_x (%)	Participation massiqueU_y (%)	Participation massique R_z (%)	Comportement
1	0,05	0,5	72,1	0,0	Translation suivant l'axe X
2	0,04	72,00	0,4	1,9	Translation suivant l'axe Y
3	0,03	0,6	0,3	75,3	Rotation autour de l'axe Z

V.3.1 Vérification de la participation massique :

Tableau V 8 : Vérification de la participation massique

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0,05	0,05	0,5	72,1	0,0
2	0,04	0,09	72,5	72,5	1,9
3	0,031	0,121	73,1	72,9	77,2
4	0,016	0,137	73,1	90,6	77,2
5	0,015	0,152	84,5	90,6	77,2
6	0,014	0,166	89,00	90,6	77,2
7	0,011	0,177	89,4	91,1	86,2
8	0,011	0,188	90,8	91,1	88,3
9	0,011	0,199	92,0	92,0	91,2

La structure a dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée au 8ème mode suivant l'axe (X) avec un temps égal à 0,011 sec

La structure a dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée au 4ème mode suivant l'axe (Y) avec un temps égal à 0,016 sec.

La structure a dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée au 9ème mode suivant l'axe (Z) avec un temps égal à 0,011 sec.

V.3.2 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

Tableau V 9 : La force sismique par la méthode statique équivalente

A	D_X	D_Y	R	Q_X	Q_Y	$W\ (kN)$	$V_X\ (kN)$	$V_Y\ (kN)$
0,2	1,91	1,91	2,5	1,20	1,20	35548,05	6423,98	6423,98

Tableau V 10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	$V\ (kN)$	$V_t\ (kN)$	V_t/V	$\frac{V_t}{V} \geq 0,8$
Sens X	6423,98	6820,61	1,06	Oui
Sens Y	6423,98	6602,07	1,03	Oui

V.3.3 Vérification de la stabilité au renversement :

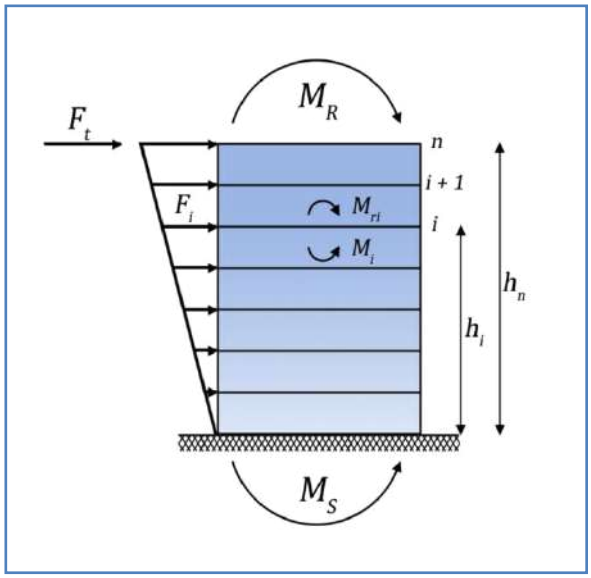


Figure V 3 : Les forces agissantes sur la stabilité au renversement

V.3.4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

Tableau V 11 : Distribution de la force sismique suivant les deux directions X et Y

$h_i\ (m)$	$W_i\ (kN)$	$W_i \times h_i$	$F_{ix}\ (kN)$	$F_{iy}\ (kN)$
17	6110,49	103878,33	1951,99	1889,45
13,6	7625,93	103712,65	1948,88	1886,44
10,2	7625,93	77784,49	1461,66	1414,83
6,8	7625,93	51856,32	974,44	943,22
3,4	7569,77	25737,22	483,63	468,14

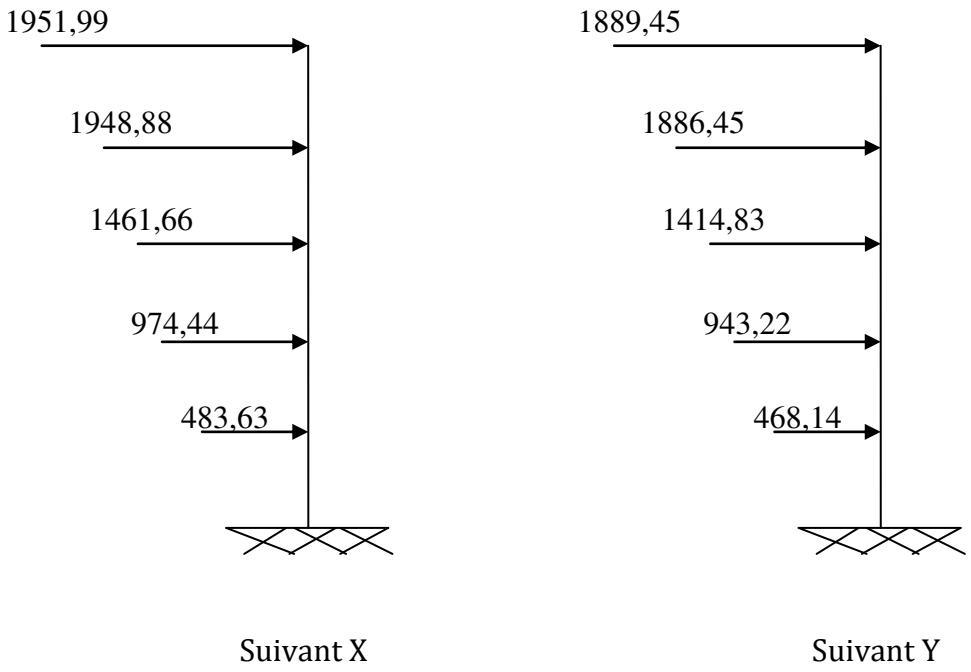


Figure V 4 : Distribution de la force sismique

Tableau V 12 : Moment de renversement suivant les deux directions X et Y

Niveau (m)	$F_{ix}\ (kN)$	$F_{iy}\ (kN)$	$M_{Rxi}\ (kN.m)$	$M_{Ryi}\ (kN.m)$
17	1951,99	1889,45	32120,65	33183,83
13,6	1948,88	1886,44	25655,58	26504,77
10,2	1461,66	1414,83	14431,27	14908,93
6,8	974,44	943,22	6413,90	6626,19
3,4	483,63	468,14	1591,68	1644,34
$\sum M_R$			80213,08	82868,06

Tableau V 13 : Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y

Niveau (m)	$W_i\ (kN)$	$X_G\ (m)$	$Y_G\ (m)$	$M_{Sxi}\ (kN.m)$	$M_{Syi}\ (kN.m)$
17	6110,49	11,68	8,04	49128,34	71370,52
13,6	7625,93	11,73	8,00	61007,44	89452,16
10,2	7625,93	11,73	8,00	61007,44	89452,16
6,8	7625,93	11,73	8,00	61007,44	89452,16
3,4	7569,77	11,76	8,02	60709,55	89020,49
$\sum M_S$				292860,21	428747,49

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$

Tableau V 14 : Vérification de la stabilité au renversement

	$M_S\ (kN.m)$	$M_R\ (kN.m)$	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$
Au tour de X	292860,21	80213,08	3,65	Oui
Au tour de Y	428747,49	82868,06	5,17	Oui

La structure est stable vis à vis au renversement dans les deux directions.

V.3.5 Vérification des déplacements inter-étage :

Tableau V 15 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X

Niveau (m)	$\delta_{ek}\ (cm)$	$\delta_k\ (cm)$	$\Delta_k\ (cm)$	$\Delta_{k(adm)}\ (cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{k(adm)}$
17	0,01	0,03	0,00	3,40	Oui
13,6	0,01	0,03	0,00	3,40	Oui
10,2	0,01	0,03	0,00	3,40	Oui
6,8	0,01	0,03	0,03	3,40	Oui
3,4	0,00	0,00	0,00	3,40	Oui
0,00	0,00	0,00			

Tableau V 16 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y

Niveau (m)	$\delta_{ek}\ (cm)$	$\delta_k\ (cm)$	$\Delta_k\ (cm)$	$\Delta_{k(adm)}\ (cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{k(adm)}$
17	0,02	0,05	0,00	3,40	Oui
13,6	0,02	0,05	0,00	3,40	Oui
10,2	0,02	0,05	0,02	3,40	Oui
6,8	0,01	0,03	0,03	3,40	Oui
3,4	0,00	0,00	0,00	3,40	Oui
0,00	0,00	0,00			

V.3.6 Vérification des déplacements en tête:

$$\delta_{réel} = R \times \delta_{théorique} \quad , \quad \delta_{limite} = \frac{H}{250} = \frac{17}{250} = 6{,}80\ cm$$

Tableau V 17 : Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions

	$\delta_{théorique}(cm)$	$\delta_{réel}\ (cm)$	$\delta_{limite}\ (cm)$	$\delta_{réel} \leq \delta_{limite}$
Suivant X	0,03	0,075	6,80	Oui
Suivant Y	0,05	0,125	6,80	Oui

V.3.7 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0{,}10$$

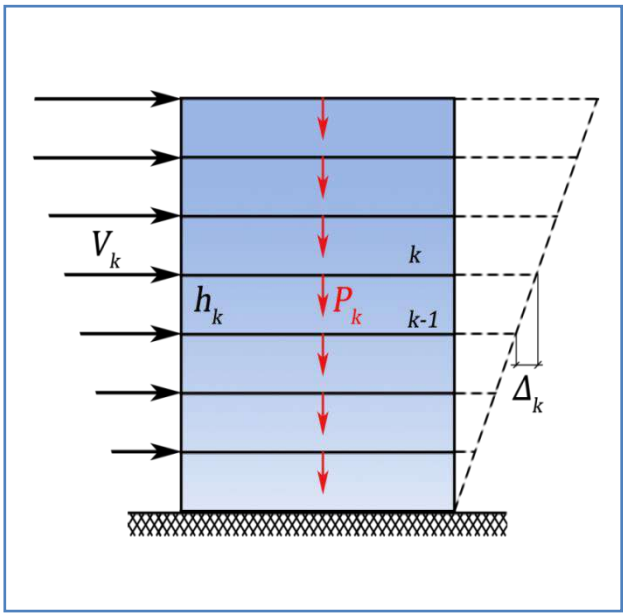


Figure V 5 : L'effet P-Δ

Tableau V 18 : Vérification de l'effet P-Δ suivant X

$h_k\ (cm)$	$P_k\ (kN)$	$V_k\ (kN)$	$\Delta_k\ (cm)$	θ	$\theta < 0{,}10$
340	6110,49	1710,25	0,00	0,00	Oui
340	7625,93	2045,65	0,00	0,00	Oui
340	7625,93	1534,24	0,00	0,00	Oui
340	7625,93	1022,83	0,03	0,0007	Oui
340	7569,77	507,65	0,00	0,00	Oui

Tableau V 19 : Vérification de l'effet P-Δ suivant Y

$h_k\ (cm)$	$P_k\ (kN)$	$V_k\ (kN)$	$\Delta_k\ (cm)$	θ	$\theta < 0.10$
340	6110,49	1655,45	0,00	0,00	Oui
340	7625,93	1980,10	0,00	0,00	Oui
340	7625,93	1485,08	0,02	0,0003	Oui
340	7625,93	491,38	0,03	0,0007	Oui
340	7569,77	491,38	0,00	0,00	Oui

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1 INTRODUCTION :

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

VI.1.1 Combinaisons données par le CBA93 :

- E.L.U : 1,35 G + 1,5 Q
- E.L.S : G + Q
- E.L.A : G + Q ± E

VI.1.2 Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- G + Q ± E
- 0,8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

Tableau VI 1 : Les données de calcul

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
$\boldsymbol{\gamma_b = 1,5}$	$\gamma_s = 1{,}15$	$\gamma_b = 1{,}15$	$\gamma_s = 1$
$\boldsymbol{f_{c28} = 25MPa}$	$FeE400$	$f_{c28} = 25MPa$	$FeE400$
$\boldsymbol{\sigma_b = 14,17MPa}$	$\sigma_s = 348MPa$	$\sigma_b = 18{,}48MPa$	$\sigma_s = 400MPa$

VI.2 FERRAILLAGE DES POUTRES :

VI.2.1 Introduction :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires) avec les deux situations.

VI.2.2 Recommandations du RPA99 version2003 ►► [Art A.7.5.2] ◄◄ :

VI.2.2.1 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 de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Ø en Zone IIb.

VI.2.2.2 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 :
  - $St \leq h/2$ en zone courante.
  - $St \leq \min(h/4 ; 12Ø)$ en zone nodale.

VI.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence Fe E400.

Tableau VI 2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30×40)

	Endroit	Position	M_u $(kN.m)$	Combinaison	A' (cm^2)	A (cm^2)	$A_{choisie}(cm^2)$
Terrasse	Rive	Travée	26,40	0,8G+Ey	0	2,07	3HA14= 4,62
		Appui	-67,15	G+Q+Ey	0	5,48	3HA14+2chHA12 = 6,88
	Intermédiaire	Travée	40,11	1,35G+1,5Q	0	3,19	3HA14=4,62
		Appui	-76,78	G+Q+Ey	0	6,32	3HA14+2chHA12 = 6,88
Etage	Rive	Travée	35,53	1,35G+1,5Q	0	2,81	3HA14=4,62
		Appui	-70,80	G+Q+Ey	0	5,79	3HA14+2chHA12 = 6,88
	Intermédiaire	Travée	38,49	1,35G+1,5Q	0	3,05	3HA14=4,62
		Appui	-71,43	G+Q+Ey	0	5,85	3HA14+2chHA12 = 6,88

Tableau VI 2 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30×35)

	Endroit	Position	M_u $(kN.m)$	Combinaison	A' (cm^2)	A (cm^2)	$A_{choisie}(cm^2)$
Terrasse	Rive	Travée	34,00	G+Q+Ex	0	2,69	3HA12=3,39
		Appui	-41,79	G+Q+Ex	0	3,32	3HA12=3,39
	Intermédiaire	Travée	24,54	G+Q+Ex	0	1,92	3HA12=3,39
		Appui	-35,82	G+Q+Ex	0	2,83	3HA12=3,39
Etage	Rive	Travée	40,15	G+Q+Ex	0	3,19	3HA12=3,39
		Appui	-45,49	G+Q+Ex	0	3,63	3HA12+1chHA12 = 4,52
	Intermédiaire	Travée	23,04	G+Q+Ex	0	1,80	3HA12=3,39
		Appui	-49,30	G+Q+Ex	0	3,95	3HA12+1chHA12 = 4,52

VI.2.3.1 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 M_{ser}.

- **Béton :**

La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$$\overline{\sigma_b} = 0{,}6\, f_{c28} = 15\, MPa$$

- **Acier :**

Dans les poutres de rive, on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\,; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63\, MPa$, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Dans les poutres intermédiaires, on considère que la fissuration est peu nuisible, donc il n' ya pas de vérification.

Tableau VI 4 : Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales (30×40)

	Endroit	Position	M_{ser} $(kN.m)$	Type de Fissuration	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	Rive	Travée	17,01	Préjudiciable	4,62	3,03	108,88	Oui	Oui
		Appui	-42,01	Préjudiciable	6,88	6,50	184,08	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	29,32	peu nuisible	4,62	5,32	-	Oui	-
		Appui	-45,63	peu nuisible	6,88	7,06	-	Oui	-
Etage	Rive	Travée	26,00	Préjudiciable	4,62	4,64	166,42	Oui	Oui
		Appui	-42,50	Préjudiciable	6,88	6,58	186,23	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	27,94	peu nuisible	4,62	4,98	-	Oui	-
		Appui	-41,10	peu nuisible	6,88	6,36	-	Oui	-

Tableau VI 5 : Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires (30×35)

	Endroit	Position	M_{ser} $(kN.m)$	Type de Fissuration	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	Rive	Travée	7,30	Préjudiciable	3,39	1,46	62,85	Oui	Oui
		Appui	-15	Préjudiciable	3,39	3,01	129,14	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	10,04	peu nuisible	3,39	2,54	-	Oui	-
		Appui	-16,76	peu nuisible	3,39	3,36	-	Oui	-
Etage	Rive	Travée	9,19	Préjudiciable	3,39	1,84	79,12	Oui	Oui
		Appui	-17,28	Préjudiciable	4,52	3,93	131,18	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	7,55	peu nuisible	3,39	1,91	-	Oui	-
		Appui	-19,95	peu nuisible	4,52	4,53	-	Oui	-

VI.2.3.2 Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min} = 0.1\% \ (b \times h)$ [CBA93] ►► [Art B.6.4] ◄◄
- $A_{min} \leq A_{travée} \leq A_{max}$
- $A_{min} \leq A_{appui} \leq A_{max}$

Avec :

$$A_{min} = 0{,}5\%(b \times h)\text{[RPA99v2003] ►► [Art A.7.5.2.1] ◄◄}$$

$$A_{max} = 4\%(b \times h)\text{[RPA99v2003] ►► [Art A.7.5.2.1] ◄◄}$$

Tableau VI 6 : Vérification des poutres principales selon le RPA et CBA

	Endroit	**Position**	**CBA**		**RPA**		
			A_{tendue} (cm^2)	$\geq A_{min}$ $= 1{,}2\ cm^2$	A_{total} (cm^2)	$\geq A_{min}$ $= 6\ cm^2$	$\leq A_{max}$ $= 48\ cm^2$
Terrasse	Rive	Travée	4,62	Oui	6,16	Oui	Oui
		Appui	6,88	Oui	9,23	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	4,62	Oui	7,7	Oui	Oui
		Appui	6,88	Oui	10,77	Oui	Oui
Etage	Rive	Travée	4,62	Oui	6,16	Oui	Oui
		Appui	6,88	Oui	9,23	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	4,62	Oui	6,16	Oui	Oui
		Appui	6,88	Oui	9,23	Oui	Oui

Tableau VI 7 : Vérification des poutres secondaires selon le RPA et CBA

	Endroit	Position	CBA		RPA		
			A_{tendue} (cm^2)	$\geq A_{min}$ $= 1{,}05\ cm^2$	A_{total} (cm^2)	$\geq A_{min}$ $= 5{,}25\ cm^2$	$\leq A_{max}$ $= 42\ cm^2$
Terrasse	Rive	Travée	3,39	Oui	6,78	Oui	Oui
		Appui	3,39	Oui	6,78	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	3,39	Oui	4,52	Oui	Oui
		Appui	3,39	Oui	6,78	Oui	Oui
Etage	Rive	Travée	3,39	Oui	6,78	Oui	Oui
		Appui	4,52	Oui	9,04	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	3,39	Oui	4,52	Oui	Oui
		Appui	4,52	Oui	9,04	Oui	Oui

VI.2.3.3 Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante :

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

V_u : effort tranchant.

Tableau VI 8 : Calcul de la contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_u$

	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
Type de fissuration	Préjudiciable	Peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\ MPa\right]$	$Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ MPa\right]$
Situation durable	$\bar{\tau}_u = 2{,}50\ MPa$	$\bar{\tau}_u = 3{,}33\ MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3{,}26\ MPa$	$\bar{\tau}_u = 4{,}35\ MPa$

Tableau VI 9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Endroit	Position	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	Rive	Appui	67,01	1,35G+1,5Q	0,60	2,50	Oui
	Intermédiaire	Appui	95,27	1,35G+1,5Q	0,85	3,33	Oui
Etage	Rive	Appui	77,56	1,35G+1,5Q	0,69	2,50	Oui
	Intermédiaire	Appui	94,01	1,35G+1,5Q	0,84	3,33	Oui

Tableau VI 10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Endroit	Position	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	Rive	Appui	106,03	G+Q+Ex	1,09	3,26	Oui
	Intermédiaire	Appui	20,63	G+Q+Ex	0,21	4,35	Oui
Etage	Rive	Appui	307,97	G+Q+Ex	3,16	3,26	Oui
	Intermédiaire	Appui	39,04	G+Q+Ex	0,40	4,35	Oui

VI.2.4 Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haute adhérence FeE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives et la section d'armaturestransversales donnée par les formules suivantes :

D'après le RPA99 v2003 :

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0{,}003 \times b} \\ S \leq Min\left(\dfrac{h}{4}\ et\ 12\ \emptyset\right) & zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & zone\ courante \end{cases}$$

D'après le CBA93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0{,}3\, f_{t28}.K)}{0{,}9\, f_e(cos\,\alpha + sin\,\alpha)} \\ S_t \leq Min(0{,}9d\,;40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0{,}4\ MPa \end{cases}$$

Tableau VI 11 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements

Elément	$\tau_u\ (MPa)$	CBA93		RPA99 version2003			$S_{adopté}\ (cm)$		$A_t Choisie(cm^2)$
		$S_t(cm)$	$A_t(cm^2)$	$S(cm)$	$S'(cm)$	$A_t(cm^2)$	$S(cm)$	$S'(cm)$	
P.P (30 × 40)	0,85	33,75	2,01	10	20	0,90	10	15	4Ø8=2,01
P.S (30 × 35)	3,16	29,25	2,01	8,75	17,5	0,79	10	15	4Ø8=2,01

VI.2.5 Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4{,}2}{f_e}$$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur $(0{,}75 \leq K \leq 0{,}85)$, on prend $K = 0{,}80$

Tableau VI 12 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres

Elément	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
P.P (30 × 40)	0,093	0,0625	Oui	0,093	0,080	Oui	0,004	0,011	Non
P.S (30 × 35)	0,081	0,0625	Oui	0,081	0,080	Oui	0,002	0,011	Non

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc il est nécessaire de faire le calcul de vérification de la flèche des poutres principales et secondaires.

Tableau VI 13 : Vérification de la flèche des poutres principales

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
4,62	29,32	0,41	187,46	0,29	21,89	187018,99
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
82775,72	129050,45	2,03	3,91	1,88	8,6	Oui

Tableau VI 14 : Vérification de la flèche des poutres secondaires

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
2,26	10,04	0,23	147,77	0	18,29	117307,47
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
129038,21	129038,21	0,45	1,34	0,89	8,6	Oui

Conclusion :

Les flèches des poutres principales et des poutres secondaires sont inférieures aux flèches admissibles, donc on garde les dimensions et les sections d'armatures calculées.

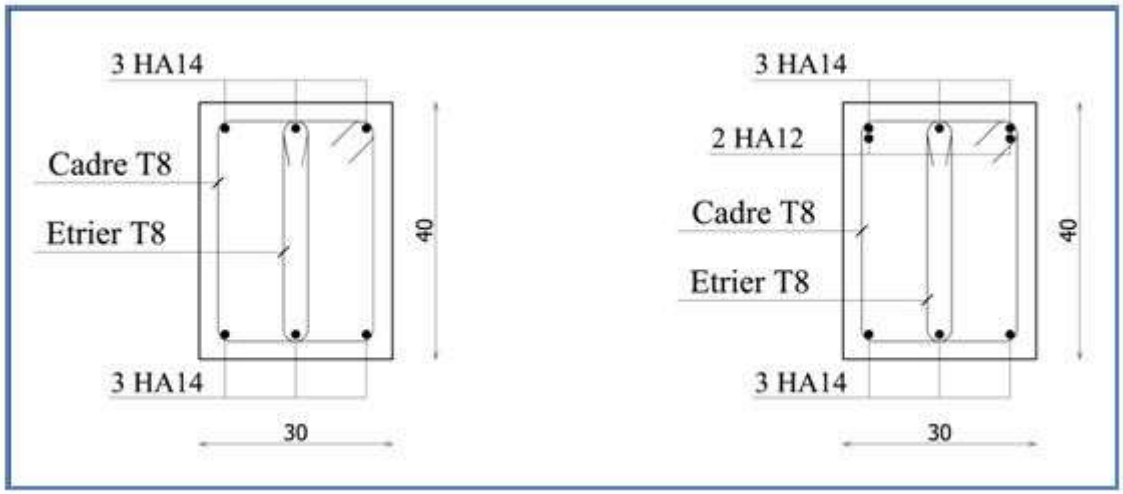


Figure VI 1 : Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse

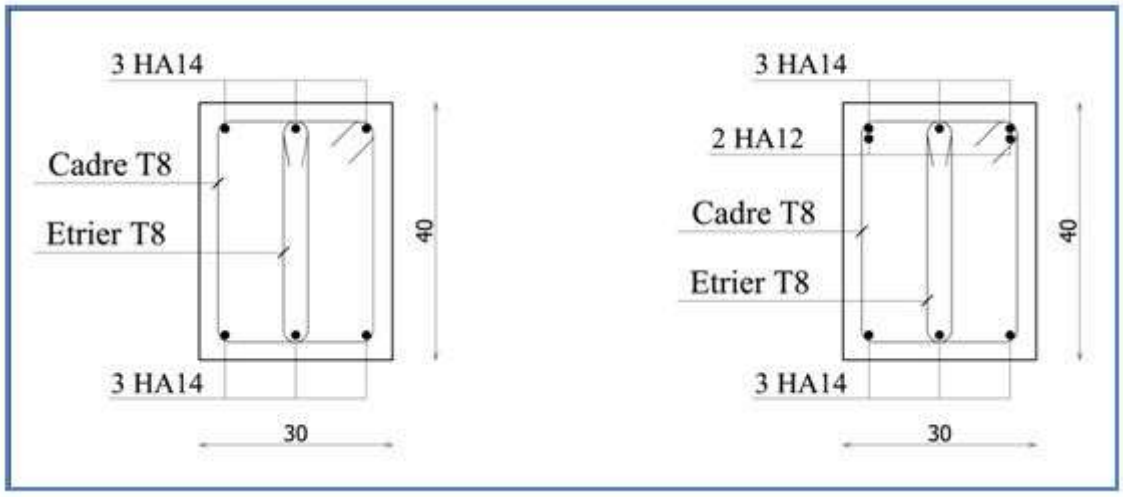


Figure VI 2 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires de terrasse

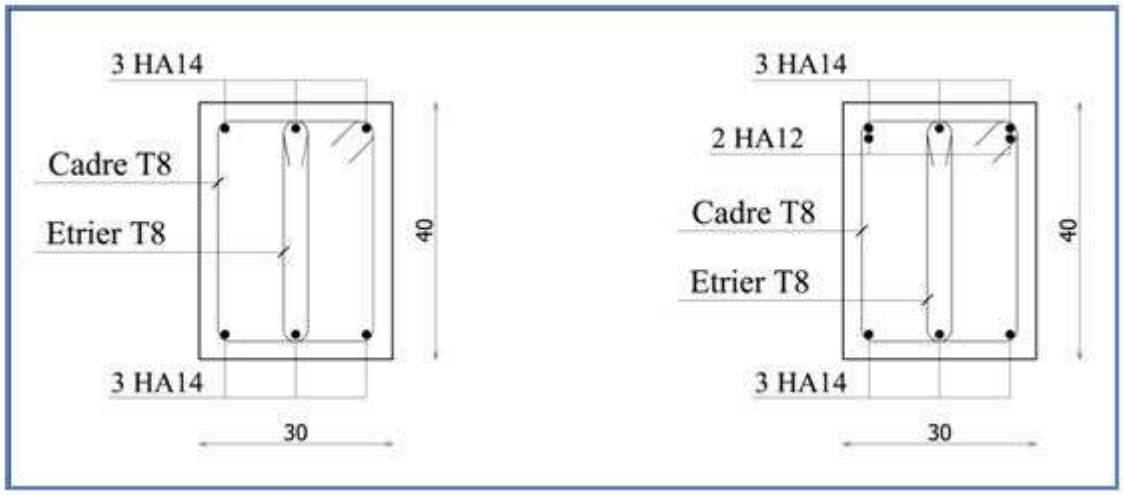


Figure VI 3 : Ferraillage des poutres principales de rive de l'étage courant

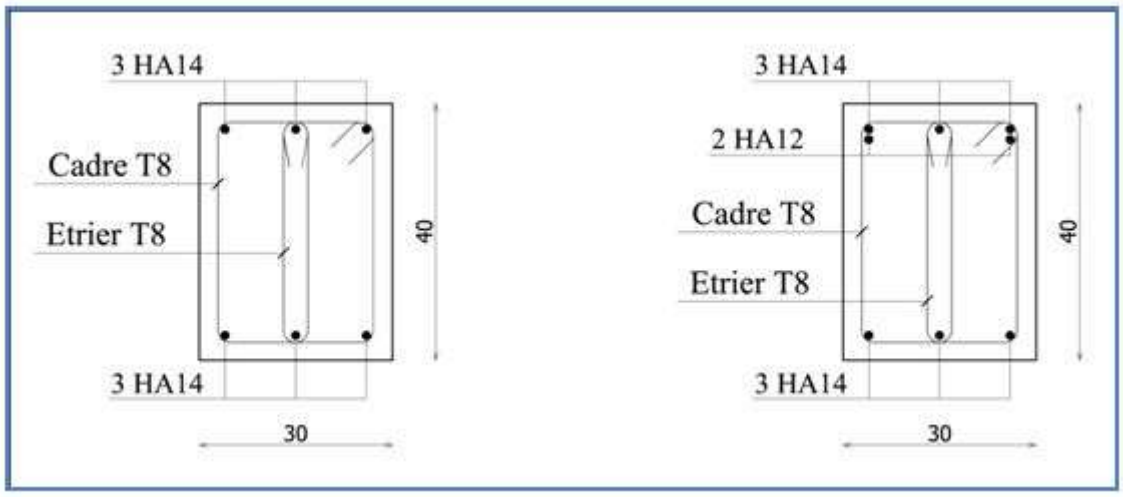


Figure VI 4 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires de l'étage

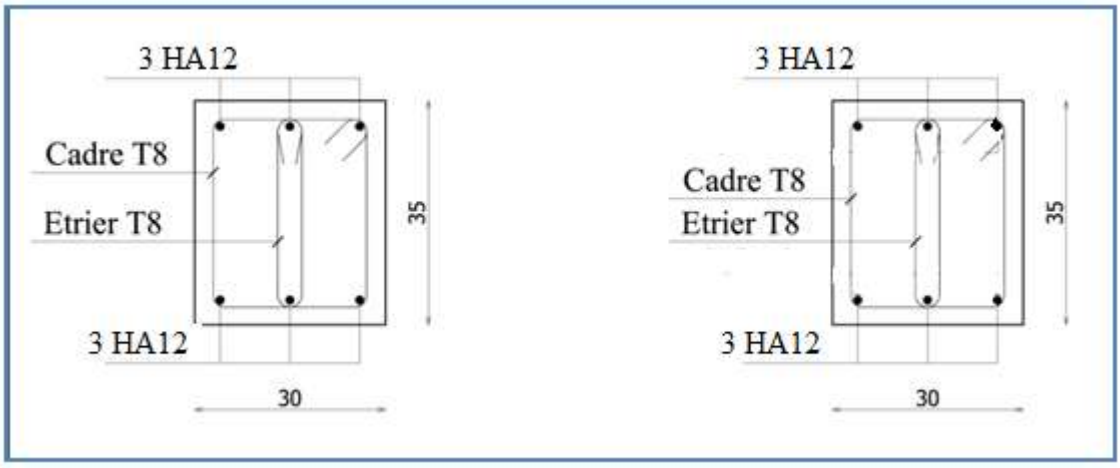


Figure VI 5 : Ferraillage des poutres secondaires de rive de terrasse

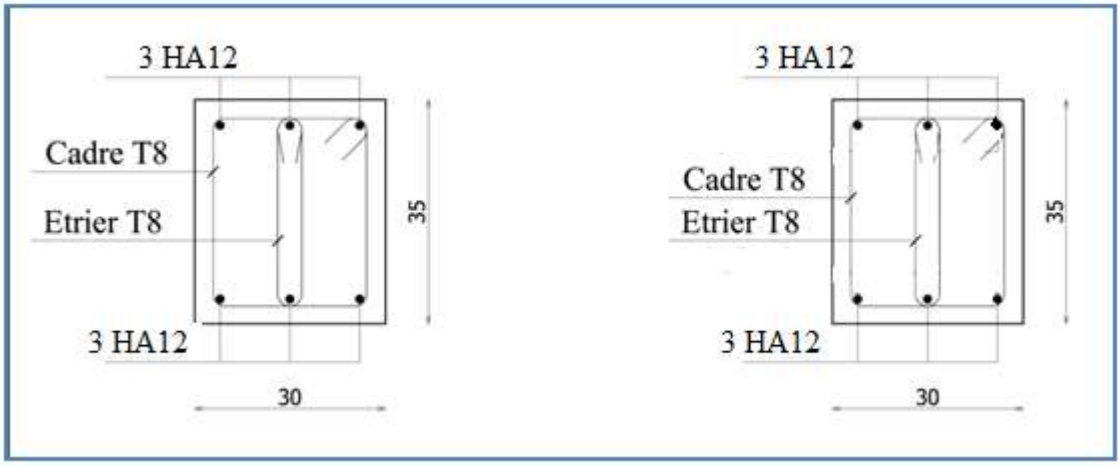


Figure VI 6 : Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires de terrasse

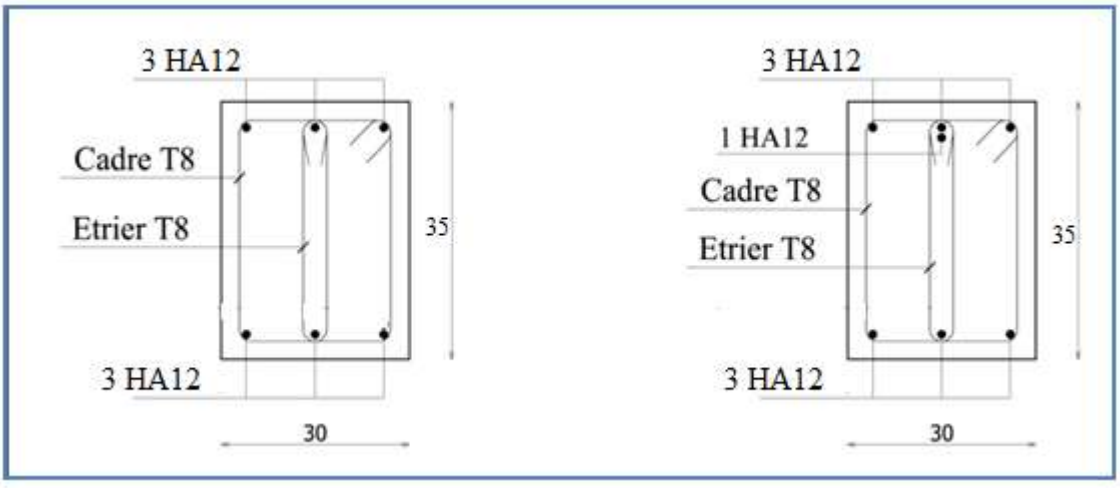


Figure VI 7 : Ferraillage des poutres secondaires de rive de l'étage courant

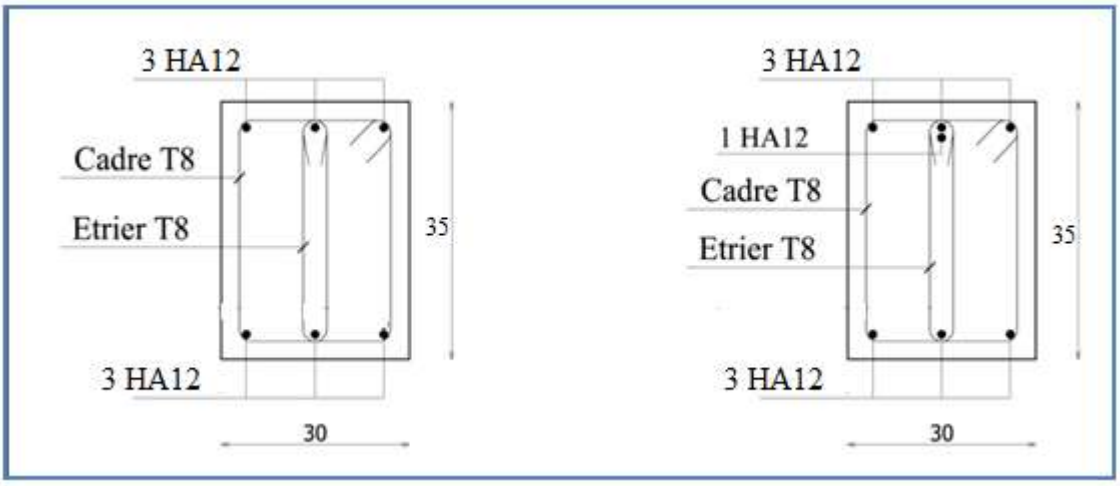


Figure VI 8 : Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires de l'étage

VI.3 FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Dans notre projet les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc le calcul de ferraillage se fait en flexion composée.

VI.3.1 Armatures longitudinales :

VI.3.1.1 Recommandations selon les règlements :

a) Selon le [CBA93] ►► [Art A.7.1.2] ◄◄

La section d'armatures longitudinales est au moins égale à 4 cm^2 par mètre de longueur de parement :

$$A_l(cm^2) \geq 4u\ (m)$$

u : périmètre de la section droite.

Le pourcentage d'armatures est compris entre $0{,}1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 4\%$

B : Section de béton comprimé.

b) Selon le RPA99 version2003 : [Art 7.4.2.1]

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

$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 4\%$ (zone courante)

- $0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\%$ (zone de recouvrement)
- :n zone IIb.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIb.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

VI.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

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

1ère cas : Influence du moment :

Le calcul en flexion composé se fait avec le moment maximal M_{max} et son effort normal correspondant N_{corres} avec la combinaison $G + Q \pm E$ ou $0{,}8G \pm E$.

2ème cas : Influence de l'effort normal :

Le calcul en flexion composé se fait l'effort normal maximal N_{max} et son moment correspondant M_{corres} avec la combinaison $1{,}35G + 1{,}5Q$.

3ème cas : Effort normal minimal :

Le calcul en flexion composé se fait l'effort normal minimal N_{min} et son moment correspondant M_{corres} avec la combinaison $0{,}8G \pm E$.

VI.3.1.3 Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème de flambement dans le cas de 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 :

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

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad , \quad e_2 = \frac{3\,{L_f}^2(2+\alpha\emptyset)}{10000\,h} \quad , \quad e_a = Max\left[\frac{L_0(cm)}{250}\,;2\,cm\right]$$

e_1 : excentricité du 1er ordre provoquée par le moment de flexion.

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

$$\emptyset = \frac{\text{déformation finale due au fluage}}{\text{déformation instantanée du béton}} = 2$$

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

L_f : longueur de flambement.

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

e_a : excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques.

L_0 : longueur libre.

Tableau VI 15 : Ferraillage des poteaux

Niveau	Cas	Combinaison	N (kN)	M $(kN.m)$	$A\ (cm^2)$	$A_{min}RPA$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
$4^{éme}(30 \times 30)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1,35G+1,5Q	225,08	3,11	2,4	8,1	8HA14 = 12,31
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G + Q + Ex	13,09	23,02			
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0,8G + Ex	73,39	1,28			
$3^{éme}(30 \times 30)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1,35G+1,5Q	448,81	2,30	2,4	8,1	8HA14 = 12,31
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G + Q + Ex	107,58	26,08			
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0,8G + Ex	178,10	1,09			
$2^{éme}(35 \times 35)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1,35G+1,5Q	676,14	2,91	2,8	11,025	8HA14= 12,31
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G + Q + Ex	166,55	31,71			
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0,8G + Ex	367,02	1,62			
$1^{er}(40 \times 40)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	G + Q + Ex	1015,92	18,46	3,2	14,4	8HA16 = 16,08
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G + Q + Ex	214,03	35,81			
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0,8G + Ex	626,32	2,44			
$RDC(45 \times 45)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	1503,52	33,68	3,6	18,225	12HA14 =18,47
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G + Q + Ex	1400,89	53,45			
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0,8G + Ex	912,36	3,31			

VI.3.1.4 Vérifications des contraintes à l'E.L.S :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on doit faire la vérification des contraintes à l'E.L.S,sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

- **Contrainte limite du béton :**

$$\overline{\sigma_b} = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ MPa$$

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- **Contrainte limite d'acier :**

La fissuration est considérée :

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

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201{,}63\ MPa$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI 16 : Vérification des poteaux à l'E.L.S

Niveau	Cas	N (kN)	M $(kN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	*Vérification*
$4^{éme}(30 \times 30)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	164,83	2,25	12,31	3,7	2,2	44,3	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	67,08	14,75					
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	7,36	0,60					
$3^{éme}(30 \times 30)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	327,68	1,65	12,31	4,6	0,00	59,9	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	118,16	11,49					
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	12,12	2,99					
$2^{éme}(35 \times 35)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	493,20	2,10	12,31	4,7	0,00	63,4	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	201,21	16,58					
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	11,00	2,42					
$1^{er}(40 \times 40)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	663,37	2,12	16,08	4,5	0,00	62,4	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	312,27	19,70					
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	6,34	2,15					
$RDC(45 \times 45)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	851,60	1,44	18,47	4,4	0,00	62,6	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	71,59	25,39					
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	2,86	1,63					

Tableau VI 17 : Vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements

Niveau	Section (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}\ CBA$ (cm^2)	$A_{min}\ RPA$ (cm^2)	Vérification
$4^{éme}$	(30×30)	12,31	4,80	8,1	Oui
$3^{éme}$	(30×30)	12,31	4,80	8,1	Oui
$2^{éme}$	(35×35)	12,31	5,60	11,025	Oui
$1^{ér}$	(40×40)	16,08	6,40	14,4	Oui
RDC	(45×45)	18,47	7,20	18,225	Oui

VI.3.1.5 Vérification de l'effort tranchant des poteaux :

- **Contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte du cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section. La contrainte de cisaillement est en fonction de dimensions de la section ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donné par :

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

a) Contrainte limite de cisaillement selon CBA93 :

Selon le CBA93, la contrainte limite de cisaillement du béton est donné précédemment dans le tableau V.11.

b) Contrainte limite de cisaillement selon RPA99 version2003 :

Selon le RPA99 version2003, la contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante : $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d . f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & si \quad \lambda > 5 \\ 0{,}04 & si \quad \lambda \leq 5 \end{cases} \qquad \lambda = \frac{L_f}{i} \quad , \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

λ : élancement mécanique ; Lf : Longueur de flambement

i : Rayon de giration ; I : Moment d'inertie du poteau

B : Section du poteau

Tableau VI 18 : Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux

Niveau	*Section* (cm^2)	$T_u\ (kN)$	$\tau_u\ (MPa)$	λ	ρ_d	$\tau_{bu}\ RPA\ (MPa)$	$\tau_{bu}\ CBA\ (MPa)$	Vérification
$4^{éme}$	(30×30)	15,03	0,18	26,44	0,075	1,875	3,26	Oui
$3^{éme}$	(30×30)	35,80	0,43	26,44	0,075	1,875	3,26	Oui
$2^{éme}$	(35×35)	37,71	0,33	19,43	0,075	1,875	3,26	Oui
$1^{ér}$	(40×40)	37,71	0,25	14,87	0,075	1,875	3,26	Oui
RDC	(45×45)	51,64	0,27	11,75	0,075	1,875	3,26	Oui

VI.3.2 Armatures transversales :

D'après le RPA99 version2003 [Art A.7.4.2.2] les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a . t . T_u}{h_I . f_e}$$

T_u : effort tranchant

h_I : hauteur totale de la section brute

t : espacement des armatures transversales

$$t \leq \begin{cases} 10\ cm \text{ zone nodale} \\ Min[b_1/2\ ;\ h_1/2\ ;\ 10\emptyset_l] \text{ zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: diamètre minimale des armatures longitudinales

ρ_a : coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\rho_a = 2{,}5 \qquad si \quad \lambda > 5$$

$$\rho_a = 3{,}75 \quad si \quad \lambda \leq 5$$

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0{,}3\% \quad si \quad \lambda > 5$$

$$0{,}3\% \leq \frac{A_t}{t.b_1} \leq 0{,}8\% \quad si \quad 3 \leq \lambda \leq 5$$

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0{,}8\% \quad si \quad \lambda \leq 3$$

Tableau VI 19 : Ferraillage transversal des poteaux

Niveau	*Section* (cm^2)	T_u (kN)	λ	*Zone*	$S_t(cm)$ *RPA*	$A_{t\ calc}$ (cm^2)	$S_{t.choisie}$ (cm)	$A_{t.choisie}$ (cm^2)
$4^{éme}$	(30×30)	15,03	26,44	Nodale	10	0,31	10	4Ø8=2,01
				Courante	14	0,47	15	4Ø8=2,01
$3^{éme}$	(30×30)	35,80	26,44	Nodale	10	0,74	10	4Ø8=2,01
				Courante	14	1,12	15	4Ø8=2,01
$2^{éme}$	(35×35)	37,71	19,43	Nodale	10	0,67	10	4Ø8=2,01
				Courante	14	1,01	15	4Ø8=2,01
$1^{ér}$	(40×40)	37,71	14,87	Nodale	10	0,59	10	4Ø8=2,01
				Courante	14	0,88	15	4Ø8=2,01
RDC	(45×45)	51,64	11,75	Nodale	10	0,72	10	4Ø8=2,01
				Courante	14	1,07	15	4Ø8=2,01

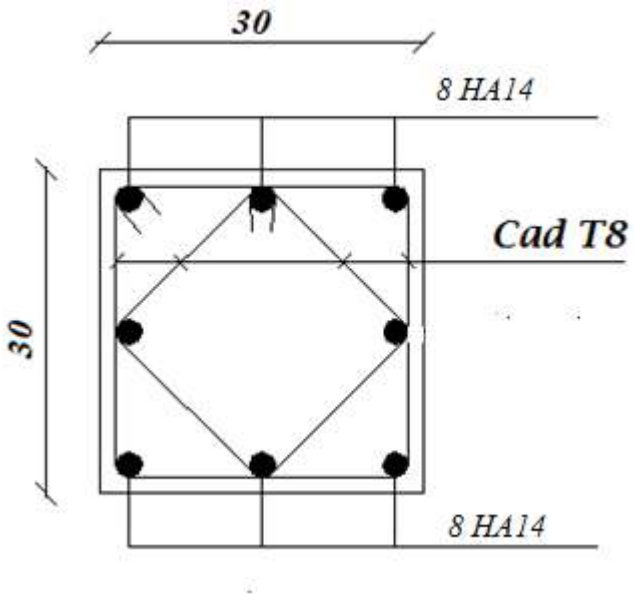


Figure VI 9 : Ferraillage poteaux (30×30)

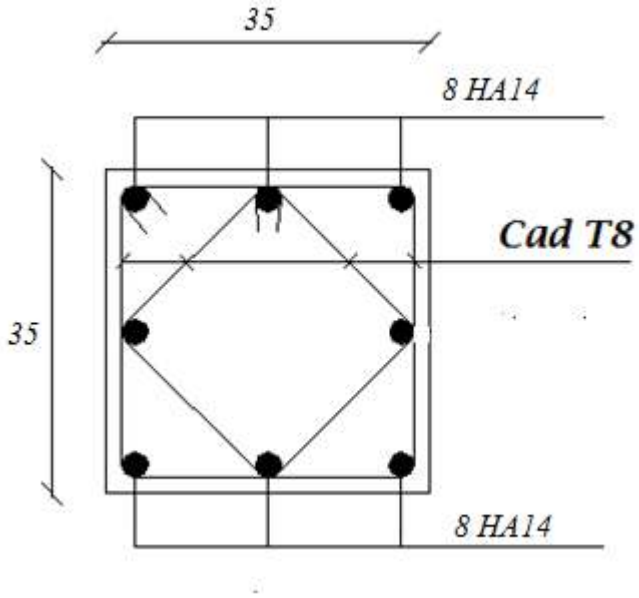


Figure VI 10 : Ferraillage poteaux (35×35)

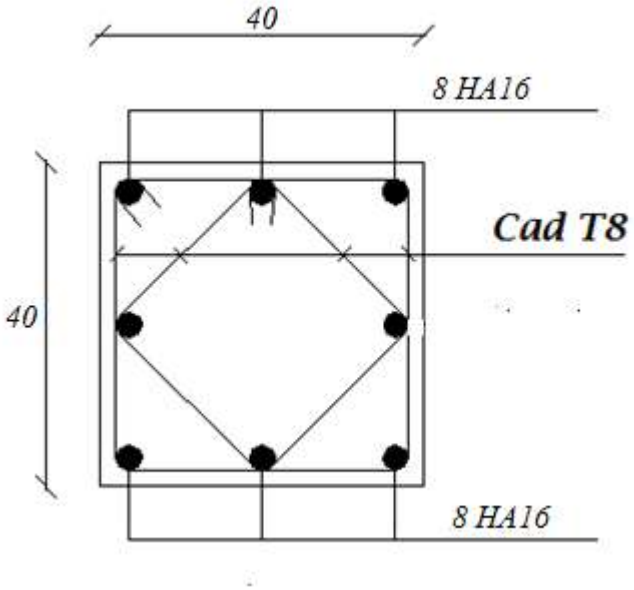


Figure VI 11 : Ferraillage poteaux (40 × 40)

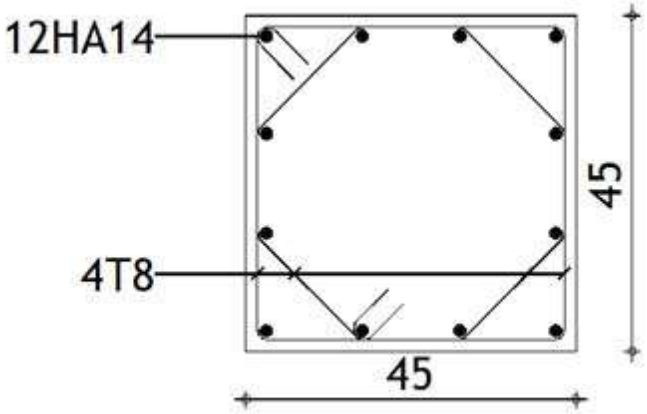


Figure VI 12 : Ferraillage poteaux (45 × 45)

La zone de recouvrement des poteaux est :

$$L_r = 50\ \emptyset = \begin{cases} 70\ \text{cm pour } \emptyset = 14\text{mm} \\ 80\ \text{cm pour } \emptyset = 16\text{mm} \end{cases}$$

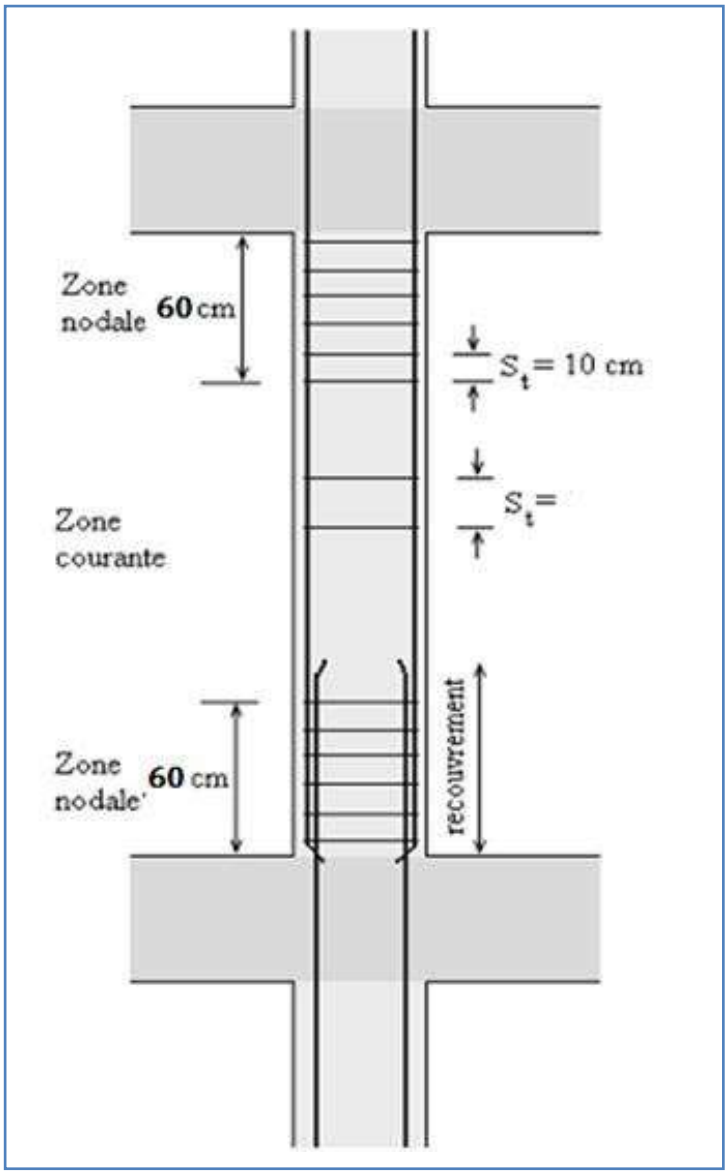


Figure VI 13 : Disposition des armatures dans les poteaux

VI.4 FERRAILLAGE DES VOILES :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés pour :

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

VI.4.1 Les voiles pleins :

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

VI.4.2 Voiles avec files d'ouvertures:

VI.4.2.1 Les trumeaux:

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé CBA93.

- Le calcul en flexion composé avec M et N permet de déterminer les aciers verticaux.
- Le calcul en effort tranchant V permet de déterminer les aciers horizontaux.

VI.4.2.2 Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

$$On\ à\ :\qquad \tau_b = \frac{1{,}4\ V_u}{b_0 \times d}$$

On distingue deux cas :

a) Premier cas : $\boldsymbol{\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28}}$:

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)

b) Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$:

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D)à disposer obligatoirement.

VI.4.2.3 Recommandation selon les règlements :

VI.4.2.3.1 Armatures verticales :

a) Selon le CBA93 :

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

A_v : Section d'armatures verticales

a : épaisseur du voile

b : largeur de la zone tendue du voile

b) Selon leRPA99 version2003 ►► [Art 7.7.4] ◄◄ :

$A_{min} \geq 0{,}20\% \times B_t$ (B_t: la section horizontale tendue du voile).

$A_{min} \geq 0{,}15\% \times B$ (B: lasection globale du voile).

$A_{min} \geq 0{,}10\% \times B_c$ (B_c: lasection courante du voile).

$S_v \leq Min[1{,}5a\ ;\ 30cm]$ (S_v: l'espacement des barres verticales).

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ S_v/2 & \text{(zone d'extrémité= } L/10\text{)} \end{cases}$$

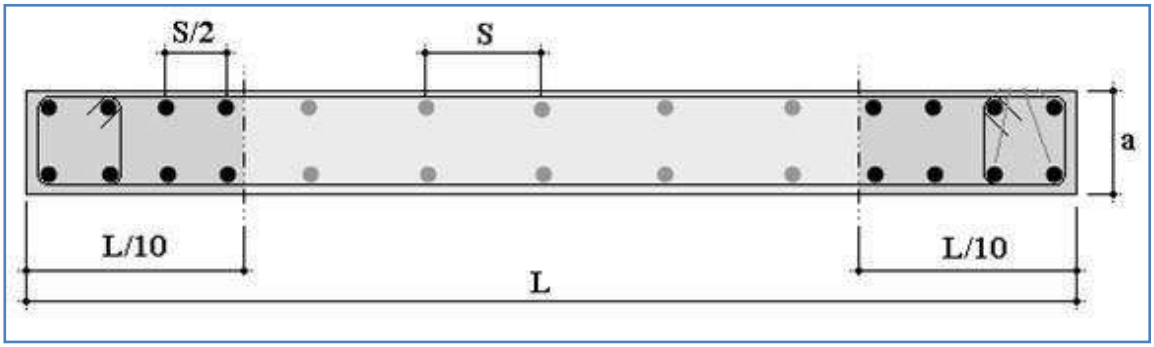


Figure VI 14 : Disposition des armatures verticales des voiles

VI.4.2.3.2 Armatures horizontales :

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

a) Selon le CBA93 :

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales

$$S_h \leq Min[0{,}9d\ ;\ 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h.f_e}{0{,}4\ a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0{,}9\ f_e}{\gamma_s.a.\tau_b}$$

$$\overline{\tau_b} = Min\left[0{,}15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4MPa\right] \quad (fissuration\ préjudiciable)$$

b) Selon le RPA99 version2003 :

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h.h}{0{,}003} \quad , \quad S_h \leq Min[1{,}5a\ ;\ 30cm]$$

VI.4.2.3.3 Armatures transversales :

les armatures transversales des voiles sont des armatures rondes lisses de nuance FeE235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures. Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile.

Autres recommandations : (CBA93 et RPA99 version2003)

La longueur de recouvrement doit être égale :

- 40∅ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

- $20\emptyset$: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de $10\emptyset$dans l'extrémité de l'armature.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile.

Tableau VI 20 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1{,}5$	$\gamma_s = 1{,}15$	$\gamma_b = 1{,}15$	$\gamma_s = 1$
$f_{c28} = 25\ MPa$	$Fe\ E400$	$f_{c28} = 25\ MPa$	$Fe\ E400$
$\sigma_b = 14{,}17\ MPa$	$\sigma_s = 348\ MPa$	$\sigma_b = 18{,}48\ MPa$	$\sigma_s = 400\ MPa$

VI.4.4 Ferraillage des voiles pleins :

VI.4.4.1 Armatures verticales :

Tableau VI 21 : Calcul des armatures verticales des voiles pleins

Niveau		Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{calculée}$ (cm^2)	$S_t\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	X	V3	15 × 275	1096,79	1198,96	11,6	15	2×15HA10=11,78
		V5	15 × 395	1408,99	2334,76	16,4	15	2×21HA10=16,49
	Y	V1	15 × 390	1593,21	2056,10	16,2	15	2×21HA10=16,49
		V4	15 × 420	1005,35	2617,99	17,4	15	2×23HA10=18,06
1^{er} Etage	X	V3	15 × 275	1096,79	346,80	11,6	15	2×15HA10=11,78
		V5	15 × 395	1408,99	517,48	16,4	15	2×21HA10=16,49
	Y	V1	15 × 390	1593,31	466,70	16,2	15	2×21HA10=16,49
		V4	15 × 420	1005,35	740,63	17,4	15	2×23HA10=18,06
$2^{éme}$ Etage	X	V3	15 × 275	909,46	311,73	11,6	15	2×15HA10=11,78
		V5	15 × 395	1123,77	378,43	16,4	15	2×21HA10=16,49
	Y	V1	15 × 390	1343,67	407,63	16,2	15	2×21HA10=16,49
		V4	15 × 420	862,69	462,56	17,4	15	2×23HA10=18,06
$3^{éme}$ **et** $4^{éme}$ **Etage**	X	V3	15 × 275	682,75	274,15	11,6	15	2×15HA10=11,78
		V5	15 × 395	862,89	283,27	16,4	15	2×21HA10=16,49
	Y	V1	15 × 390	1014,55	370,91	16,2	15	2×21HA10=16,49
		V4	15 × 420	914,61	1046,67	17,4	15	2×23HA10=18,06

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15\ MPa \qquad et \qquad \overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3) f_e\ ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 201{,}63\ MPa$$

Alors on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI 22 : Vérification des contraintes à l'E.L.S

Niveau		Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	X	V3	15 × 275	661,63	21,82	2×5,89	1,6	23,6	Oui
		V5	15 × 395	914,94	49,18	2×8,24	1,5	22,9	Oui
	Y	V1	15 × 390	893,16	58,41	2×8,24	1,5	23,0	Oui
		V4	15 × 420	898,07	7,50	2×9,03	1,3	19,9	Oui
1^{er} Etage	X	V3	15 × 275	611,63	14,52	2×5,89	1,4	21,4	Oui
		V5	15 × 395	914,94	59,68	2×8,24	1,5	23,2	Oui
	Y	V1	15 × 390	852,13	77,14	2×8,24	1,5	22,6	Oui
		V4	15 × 420	898,07	52,44	2×9,03	1,4	21,2	Oui
$2^{éme}$ Etage	X	V3	15 × 275	522,46	15,75	2×5,89	1,3	19,5	Oui
		V5	15 × 395	704,11	78,67	2×8,24	1,3	18,9	Oui
	Y	V1	15 × 390	718,05	93,21	2×8,24	1,3	19,9	Oui
		V4	15 × 420	770,44	76,72	2×9,03	1,3	19,0	Oui
$3^{éme}$ **et** $4^{éme}$ **Etage**	X	V3	15 × 275	415,61	10,41	2×5,89	1,0	14,6	Oui
		V5	15 × 395	556,94	104,57	2×8,24	1,1	16,2	Oui
	Y	V1	15 × 390	556,94	104,57	2×8,24	1,1	15,9	Oui
		V4	15 × 420	603,48	83,75	2×9,03	1,0	15,5	Oui

Tableau VI 23 : Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003

Niveau		Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}\ CBA$ (cm^2)	$A_{min}\ RPA$ (cm^2)	Vérification
RDC	X	V3	15 × 275	2×15HA10=11,78	2,06	6,19	Oui
		V5	15 × 395	2×21HA10=16,49	2,96	8,89	Oui
	Y	V1	15 × 390	2×21HA10=16,49	2,92	8,77	Oui
		V4	15 × 420	2×23HA10=18,06	3,15	9,45	Oui
1^{er} Etage	X	V3	15 × 275	2×15HA10=11,78	2,06	6,19	Oui
		V5	15 × 395	2×21HA10=16,49	2,96	8,89	Oui
	Y	V1	15 × 390	2×21HA10=16,49	2,92	8,77	Oui
		V4	15 × 420	2×23HA10=18,06	3,15	9,45	Oui
$2^{éme}$ Etage	X	V3	15 × 275	2×15HA10=11,78	2,06	6,19	Oui
		V5	15 × 395	2×21HA10=16,49	2,96	8,89	Oui
	Y	V1	15 × 390	2×21HA10=16,49	2,92	8,77	Oui
		V4	15 × 420	2×23HA10=18,06	3,15	9,45	Oui
$3^{éme}$ **et** $4^{éme}$ **Etage**	X	V3	15 × 275	2×15HA10=11,78	2,06	6,19	Oui
		V5	15 × 395	2×21HA10=16,49	2,96	8,89	Oui
	Y	V1	15 × 390	2×21HA10=16,49	2,92	8,77	Oui
		V4	15 × 420	2×23HA10=18,06	3,15	9,45	Oui

VI.4.4.2 Armatures horizontales :

Tableau VI 24 : Calcul des armatures horizontales des voiles pleins

Niveau		Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	$S_t\ (cm)$	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)
RDC	X	V3	15×275	15,71	15	2×20HA10=15,71
		V5	15×395	15,71	15	2×20HA10=15,71
	Y	V1	15×390	15,71	15	2×20HA10=15,71
		V4	15×420	15,71	15	2×20HA10=15,71
1^{er} Etage	X	V3	15×275	15,71	15	2×20HA10=15,71
		V5	15×395	15,71	15	2×20HA10=15,71
	Y	V1	15×390	15,71	15	2×20HA10=15,71
		V4	15×420	15,71	15	2×20HA10=15,71
$2^{éme}$ Etage	X	V3	15×275	15,71	15	2×20HA10=15,71
		V5	15×395	15,71	15	2×20HA10=15,71
	Y	V1	15×390	15,71	15	2×20HA10=15,71
		V4	15×420	15,71	15	2×20HA10=15,71
$3^{éme}$ **et** $4^{éme}$ **Etage**	X	V3	15×275	15,71	15	2×20HA10=15,71
		V5	15×395	15,71	15	2×20HA10=15,71
	Y	V1	15×390	15,71	15	2×20HA10=15,71
		V4	15×420	15,71	15	2×20HA10=15,71

VI.4.4.3 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles). Ces derniers sont destinés pour empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

Dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \emptyset_v/3$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

$\emptyset_v = 10mm \quad \Rightarrow \quad \emptyset_t \geq 10/3 = 3.33mm \quad \Rightarrow \quad On\ adopte : \ \emptyset_t = 6mm.$

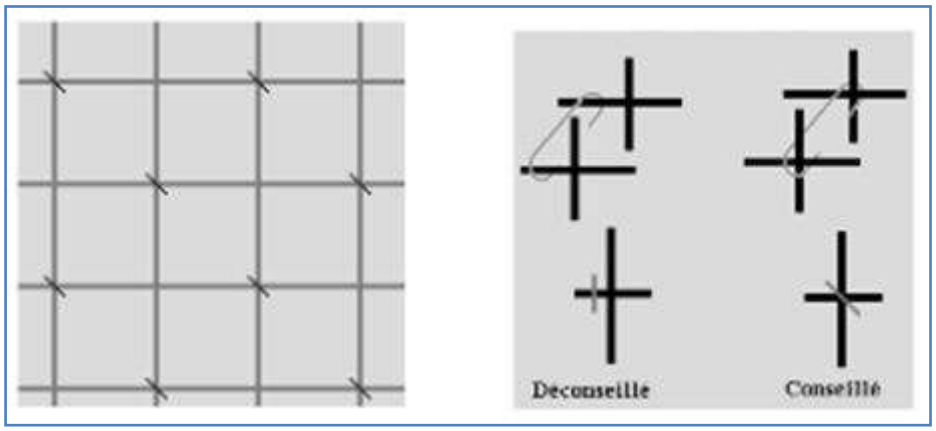


Figure VI 15 : Disposition des épingles

La zone de recouvrement des voiles est : $L_r = 50\ \emptyset = 50\ cm$

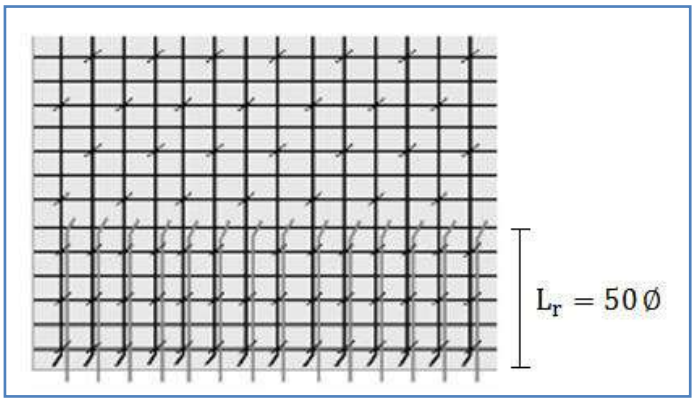


Figure VI 16 : La zone de recouvrement des voiles

VI.4.5 Ferraillage des voiles avec files d'ouvertures:

VI.4.5.1 Les trumeaux :

VI.4.5.1.1 Armatures verticales :

Tableau VI 25 : Calcul des armatures verticales des trumeaux

Niveau		Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{calculée}$ (cm^2)	$S_t\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	X	V2	15 × 385	1349,87	1623,57	16,0	15	2×21HA10=16,49
		V7	15 × 415	651,81	807,91	17,2	15	2×22HA10=17,28
	Y	V6	15 × 420	1135,19	1065,38	17,4	15	2×23HA10=18,06
1^{er} Etage	X	V2	15 × 385	1567,67	483,20	16,0	15	2×21HA10=16,49
		V7	15 × 415	652,56	777,64	17,2	15	2×22HA10=17,28
	Y	V6	15 × 420	1080,66	722,27	17,4	15	2×23HA10=18,06
$2^{éme}$ Etage	X	V2	15 × 385	1328,81	275,34	16,0	15	2×21HA10=16,49
		V7	15 × 415	569,67	541,02	17,2	15	2×22HA10=17,28
	Y	V6	15 × 420	879,83	484,63	17,4	15	2×23HA10=18,06
$3^{éme}$ **et** $4^{éme}$ **Etage**	X	V2	15 × 385	998,50	157,62	16,0	15	2×21HA10=16,49
		V7	15 × 415	461,64	319,12	17,2	15	2×22HA10=17,28
	Y	V6	15 × 420	651,10	264,95	17,4	15	2×23HA10=18,06

Tableau VI 26 : Vérification des contraintes à l'E.L.S des trumeaux

Niveau		Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	X	V2	15×385	694,06	11,86	2×8,24	1,1	17,0	Oui
		V7	15×415	591,61	216,07	2×8,64	1,3	19,1	Oui
	Y	V6	15×420	678,59	14,92	2×9,03	1,0	15,3	Oui
1^{er} Etage	X	V2	15×385	622,92	53,42	2×8,24	1,1	16,6	Oui
		V7	15×415	527,67	31,31	2×8,64	0,8	12,6	Oui
	Y	V6	15×420	641,66	9,44	2×9,03	1,0	14,3	Oui
$2^{éme}$ Etage	X	V2	15×385	520,50	64,17	2×8,24	1,0	14,5	Oui
		V7	15×415	453,57	71,93	2×8,64	0,8	12,1	Oui
	Y	V6	15×420	524,06	16,57	2×9,03	0,8	11,9	Oui
$3^{éme}$ **et** $4^{éme}$ **Etage**	X	V2	15×385	400,65	72,22	2×8,24	0,8	11,9	Oui
		V7	15×415	371,10	77,42	2×8,64	0,7	10,4	Oui
	Y	V6	15×420	400,07	21,01	2×9,03	0,6	9,3	Oui

Tableau VI 27 : Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003

Niveau		Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}\ CBA$ (cm^2)	$A_{min}\ RPA$ (cm^2)	Vérification
RDC	X	V2	15 × 385	2×21HA10=16,49	2,89	8,66	Oui
		V7	15 × 415	2×22HA10=17,28	3,11	9,34	Oui
	Y	V6	15 × 420	2×23HA10=18,06	3,15	9,45	Oui
1^{er} Etage	X	V2	15 × 385	2×21HA10=16,49	2,89	8,66	Oui
		V7	15 × 415	2×22HA10=17,28	3,11	9,34	Oui
	Y	V6	15 × 420	2×23HA10=18,06	3,15	9,45	Oui
$2^{éme}$ Etage	X	V2	15 × 385	2×21HA10=16,49	2,89	8,66	Oui
		V7	15 × 415	2×22HA10=17,28	3,11	9,34	Oui
	Y	V6	15 × 420	2×23HA10=18,06	3,15	9,45	Oui
$3^{éme}$ **et** $4^{éme}$ **Etage**	X	V2	15 × 385	2×21HA10=16,49	2,89	8,66	Oui
		V7	15 × 415	2×22HA10=17,28	3,11	9,34	Oui
	Y	V6	15 × 420	2×23HA10=18,06	3,15	9,45	Oui

VI.4.5.1.2 Armatures horizontales :

Tableau VI 28 : Calcul des armatures horizontales des trumeaux

Niveau		Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	$S_t\ (cm)$	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)
RDC	X	V2	15×385	15,71	15	2×20HA10=15,71
		V7	15×415	15,71	15	2×20HA10=15,71
	Y	V6	15×420	15,71	15	2×20HA10=15,71
1^{er} Etage	X	V2	15×385	15,71	15	2×20HA10=15,71
		V7	15×415	15,71	15	2×20HA10=15,71
	Y	V6	15×420	15,71	15	2×20HA10=15,71
$2^{éme}$ Etage	X	V2	15×385	15,71	15	2×20HA10=15,71
		V7	15×415	15,71	15	2×20HA10=15,71
	Y	V6	15×420	15,71	15	2×20HA10=15,71
$3^{éme}$ **et** $4^{éme}$ **Etage**	X	V2	15×385	15,71	15	2×20HA10=15,71
		V7	15×415	15,71	15	2×20HA10=15,71
	Y	V6	15×420	15,71	15	2×20HA10=15,71

VI.4.5.2 Les linteaux :

VI.4.5.2.1 Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$:

a) Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{(h - 2d').f_e}$$

$$M = 1{,}4\ M_u$$

h : La hauteur totale du linteau.

d' : La distance d'enrobage.

b) Aciers transversaux :

$$\lambda = \frac{l}{h} \begin{cases} \lambda > 1 \quad \Rightarrow \quad \text{linteaux longs} \\ \lambda \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{linteaux courts} \end{cases}$$

l : portée du linteau.

- **Linteaux longs :**

$$S \leq \frac{A_t \,.\, f_e (h - 2d')}{1{,}4\, V_u}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

- **Linteaux courts :**

$$S \leq \frac{A_t \,.\, f_e . l}{V + A_t \,.\, f_e}$$

$$V = Min\left[2V_u \;\; ; \;\; \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}\right]$$

Avec M_{ci}et M_{cj}moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij}et calculés par :

$$M_c = A_l \,.\, f_e (h - 2d')$$

VI.4.5.2.2 Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$:

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \, sin\alpha} \qquad ; \qquad tg\alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

Ferraillage minimal selon RPA99 version2003 ►► [Art 7.7.3.3] ◄◄ :

$$(A_l \,; A'_l) \geq 0{,}0015 \; b.h$$

$$A_c \geq 0{,}0020 \; b.h$$

$$A_t \geq 0{,}0015\ b.S \qquad si \quad \tau_b \leq 0{,}025\ f_{c28}$$

$$A_t \geq 0{,}0025\ b.S \qquad si \quad \tau_b > 0{,}025\ f_{c28}$$

$$A_D \geq 0{,}0015\ b.h \qquad si \quad \tau_b > 0{,}06\ f_{c28}$$

$$A_D \geq 0 \qquad si \quad \tau_b \leq 0{,}06\ f_{c28}$$

Tableau VI 29 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau		Voile	e (cm)	h (cm)	l (cm)	Vu (kN)	Mu $(kN.m)$	τ_b (MPa)	Mode de travail
RDC - 1^{er}	X	V2	15	200	120	245,90	78,97	1,82	Traction/Compression
		V7	15	200	120	61,01	4,87	0,45	Flexion simple
	Y	V6	15	200	120	173,95	55,51	1,29	Flexion simple
$\mathbf{1^{er}}$ - $\mathbf{2^{ème}}$	X	V2	15	200	120	239,86	73,96	1,78	Traction/Compression
		V7	15	200	120	51,22	61,16	0,39	Flexion simple
	Y	V6	15	200	120	158,79	45,12	1,18	Flexion simple
$2^{ème}$ - $3^{ème}$	X	V2	15	200	120	202,19	62,79	1,50	Flexion simple
		V7	15	200	120	34,46	6,53	0,26	Flexion simple
	Y	V6	15	200	120	132,14	36,12	0,98	Flexion simple
$3^{ème}$ - $4^{ème}$	X	V2	15	200	120	145,02	46,08	1,07	Flexion simple
		V7	15	200	120	129,83	26,87	0,96	Flexion simple
	Y	V6	15	200	120	101,14	23,54	0,75	Flexion simple

Tableau VI 30 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Niveau		Voile	$A_{calculée}$ (cm^2)				$A_{choisie}$ (cm^2)			
			A_l	A_t	A_c	A_D	A_l	A_t	A_c	A_D
RDC - 1^{er}	X	V2	4,5	0,56	6	6,15	2×6HA10 = 9,42	2Ø8 =1,01	2×6HA12 = 13,56	2×6HA12 = 13,56
		V7	0,09	0,79	/	/	2×2HA10 = 3,14	2Ø8 =1,01	/	/
	Y	V6	0,97	0,79	/	/	2×2HA10 = 3,14	2Ø8 =1,01	/	/
1^{er}- $2^{ème}$	X	V2	4,5	0,56	6	6,00	2×6HA10 = 9,42	2Ø8 =1,01	2×6HA12 = 13,56	2×6HA12 = 13,56
		V7	1,07	0,79	/	/	2×2HA10 = 3,14	2Ø8 =1,01	/	/
	Y	V6	0,79	0,79	/	/	2×2HA10 = 3,14	2Ø8 =1,01	/	/
$2^{ème}$ - $3^{ème}$	X	V2	1,10	0,79	/	/	2×2HA10 = 3,14	2Ø8 =1,01	/	/
		V7	0,11	0,79	/	/	2×2HA10 = 3,14	2Ø8 =1,01	/	/
	Y	V6	0,63	0,79	/	/	2×2HA10 = 3,14	2Ø8 =1,01	/	/
$3^{ème}$ - $4^{ème}$	X	V2	0,81	0,79	/	/	2×2HA10 = 3,14	2Ø8 =1,01	/	/
		V7	0,47	0,79	/	/	2×2HA10 = 3,14	2Ø8 =1,01	/	/
	Y	V6	0,41	0,79	/	/	2×2HA10 = 3,14	2Ø8 =1,01	/	/
$4^{ème}$	X	V2	1,04	0,79	/	/	2×2HA10 = 3,14	2Ø8 =1,01	/	/
		V7	0,64	0,79	/	/	2×2HA10 = 3,14	2Ø8 =1,01	/	/
	Y	V6	0,29	0,79	/	/	2×2HA10 = 3,14	2Ø8 =1,01	/	/

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments ; ainsi que pour découvrir les meilleures choix de matériaux pour la réalisation d'un bâtiment.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte et le maître d'ouvrage. travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée, le type de maçonnerie utilisé, système de construction , a fin d'assuré l'aspect technico-économique et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires,

Parallèlement, on a fait, autant que possible pour commémorée l'idée de la réalisation des bâtiments en pierre, notamment dans les régions ou on a trouvé des roche. et dans notre projet on à découvrir les nombres d'étages qui on peut atteint dans la réalisation des structure en pierre. . les principaux critères admis, à savoir :la sécurité, l'économie, l'exploitation et l'esthétique.