REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté Des Sciences et De La Technologie

Département De Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Mémoire de Fin d'Etude pour l'obtention du diplôme de Master(LMD)
En génie civil

Option : structure

THEME

Conception et Etude d'un Hôtel (R+5+SS) contreventé mixte (voiles portique) en béton armé à usage touristique

Réalisé par :

Hentabli Abdelhakim

Kadik Abdeldjalil

Dirigé par :

Dr. Skender .Z

Promotion 2014-2015

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Dr. Iskander.z pour l'encadrement de ce mémoire et pour son aide, sa patience et la confiance qu'il nous a accordée.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Encore des remerciements à le grand ingénieur Oueldturki Benaissa, pour de multiples raisons : son accueil à son bureau et sa sympathie, puis sa disponibilité malgré l'importance de ses responsabilités .Ce fut un réel plaisir de travailler à ses côtés.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Abdelhakim

et . Abdeldjalil

Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère ***Mère Allah yarhamha*** *et à mon cher* ***Père****, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

A mes frères : Nadji, billel, Salim. Zohir, Malek,

A mes neveux : Mohamed, Salah Eddine, Hadjer et Asmaa.

Je remercie mon amie et binôme ***Abdelhakim*** *qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail*

A mes Amis : Ismail, Mohamed, Ayoub, Abderahim, Zaki, Bachir , Abobaker, Mahrez, Yacine, Zohir.

Et surtout les membres de l'association ALKHITYARIA sans exception

A toute la promotion de G.C 2015.

Abdeldjalil

Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire :

A La mémoire de ma très chère mère, que dieu l'accueille dans son vaste paradis. et à mon cher ***Père****, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

A mes frères : Mohamed, Othmane,Marouane

Sans oublier toutes mes sœurs

A mes neveux : Hamdane,Mohamed,Fodil.

A mes nièces : Yasmine,Khaoula

Je remercie mon amie et binôme ***Abdeldjalil*** *qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

A mes Amis : Abdelmalek, Mahfoud, Hamza ,Karim , Nassereddine.Fateh.

Et un dédie spécial pour tous les membres de l'association''EL KHITYARIA'' sans exception.

A toute la promotion de G.C 2015.

Abdelhakim.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى هيكلة و دراسة فندق 3 نجوم يتألف من (طابق أرضي + خمسة طوابق + طابق تحت الأرض) والمقرر بناؤه بولاية المدية مدينة (المدية حي عين الذهب) والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية المعتدلة. (IIb)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والافقية محققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة+ الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل **«RPA99 version 2003»** .
- قواعد الخرسانة المسلحة **« CBA93 »**

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج « SAP 2000 Version 17.1.1» .

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Le but de ce travail est la conception d'un hôtel 3 étoiles en (R+5+SS) qui sera implanté dans la wilaya de Médéa, la ville de (Médéa quartier Ain dhab), cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité (IIb).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur **(CBA93 et RPA99 version 2003)**.

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 version 17.1.1».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract:

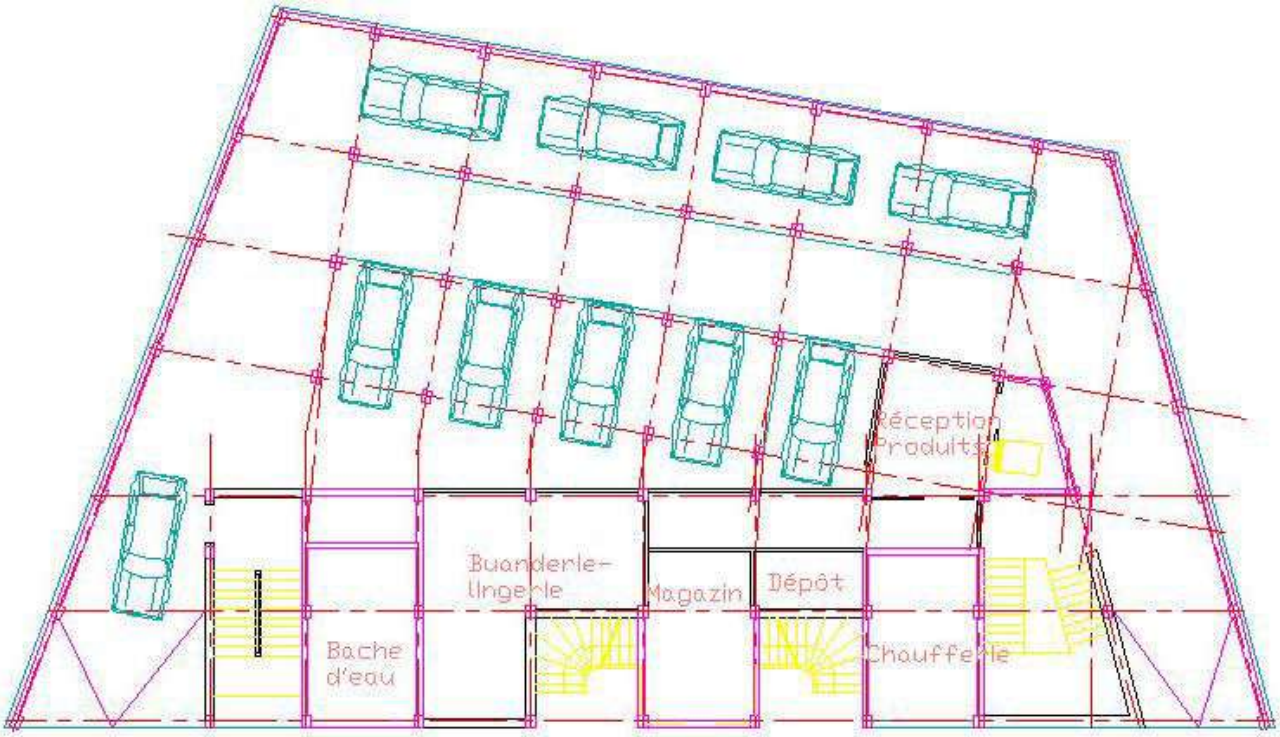
The aim of this project is the conception and study of a hotel 3 stars (F+5+UG), will be implanted in Medea (Medea) and this region is classified in the zone of middle seismicity (IIb).

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

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards **(CBA 93 &RPA 99 version 2003)**.

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « SAP2000 version 17.1.1».

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



Plan de s-sol



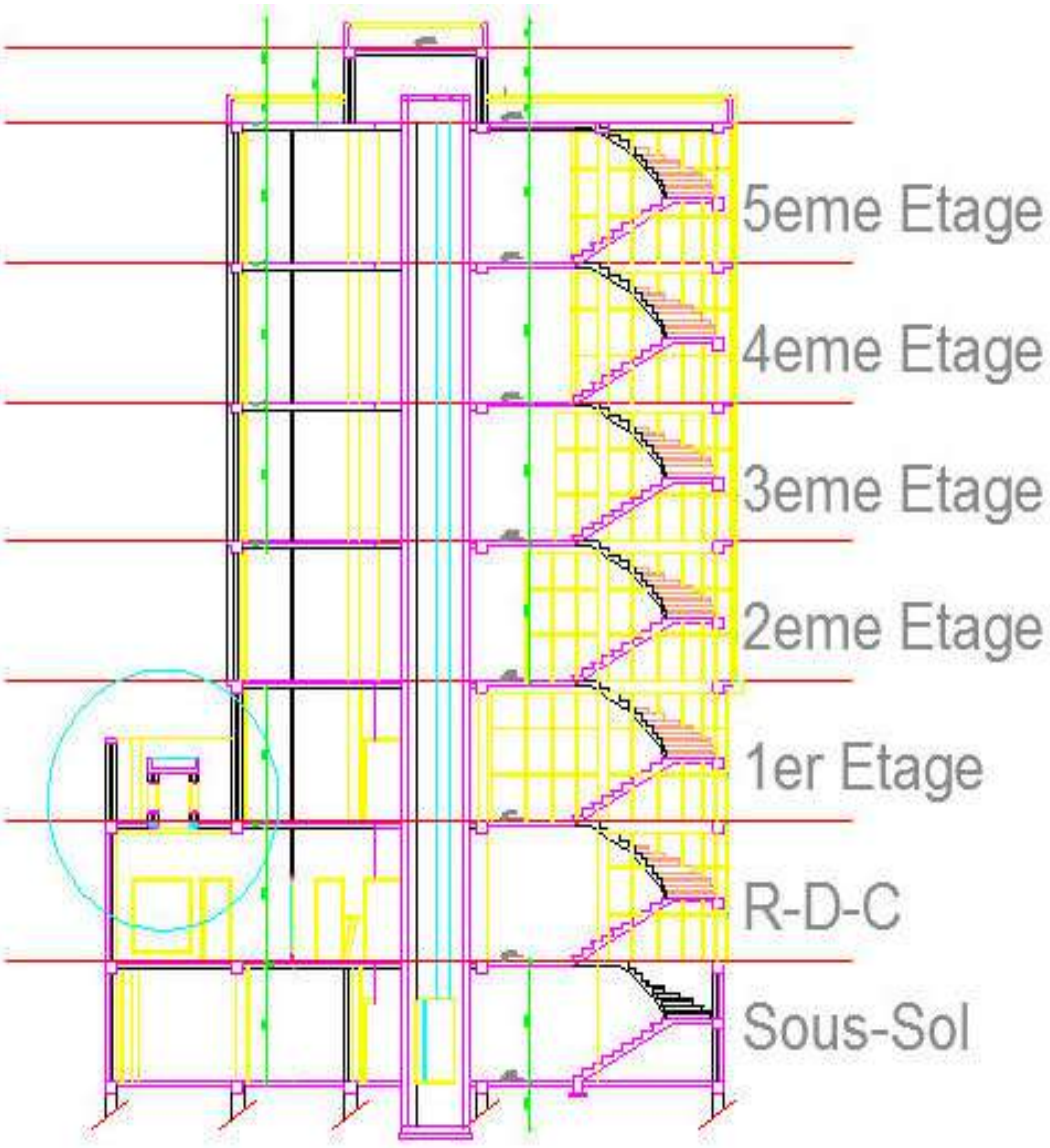
Plan du R.D.C



Plan de 1er Etage



Plan des Etage courant



Plan coupe A-A

Sommaire

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction : 1

I.2. Situation : 1

I.3. Description de l'ouvrage : 1

I.4. Caractéristiques du bâtiment : 2

I.4.1. Dimension : 2

I.4.2.L'ossature : 2

I.4.3. Système de contreventement : 2

I.4.4. planchers : 3

I.4.5. Maçonnerie : 3

I.4.6.L'acrotère : 3

I.4.7. Revêtement : 3

I.4.8. Les escaliers : 3

I.4.9.Ascenseur : 4

I.4.10. Infrastructure 4

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux : 4

I.5.1. Principe de calcul du C.B.A.93 : 4

I.5.1.1.Béton : 4

I.5.1.2. ciment : 4

I.5.1.3. Granulats : 5

I.5.1.4. Eau de gâchage : 5

I.5.1.5. Dosage du béton : 5

I.5.2. Principe de calcul du C.B.A.93 : 5

I.5.3. Béton armé : 6

I.5.3.1. Résistance du béton : 6

I.5.3.2. Résistance caractéristique à la compression : 6

I.5.3.3. Résistance caractéristique à la traction : 6

I.5.3.4. Module de déformation longitudinale : 7

I.5.3.5. Coefficient de POISSON (υ) : 7

I.5.3.6.Diagramme contrainte déformation du béton : 7

I.5.3.7. Contrainte limite à l'ELU : 8

I.5.4. Aciers : 9

I.5.4.1. Types d'aciers : 9

I.5.4.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier 9

I.5.4.3. Diagramme contrainte – déformation de l'acier : 10
I.5.4.4. Contrainte limite de l'acier à l'ELU : 10
I.5.4.5. Contrainte limite de l'acier à l'ELS : 10
I.5.5. Adhérence : **11**
I.6/ Conclusion : **11**

CHAPITRE II : Pré dimensionnement et évaluation des charges

II.1.Introduction : **12**
II.2.Prédimensionnement des planchers : **12**
II.2.1.Plancher à corps creux : 12
II.2.2.dalle pleine : 13
II.3.Prédimensionnement des poutres : **14**
II.3.1.Les poutres principales : 14
II.3.2.Les poutres secondaires : 15
II.4.Evaluation des charges et surcharge : **15**
II.4.1.Introduction : 15
II.4.2.Charge permanente : 16
II.4.2.1.Maçonnerie : 16
II.4.2.2.Plancher terrasse de la dalle à corps creux **18**
II.4.2.3.Plancher Courant de la dalle à corps creux **18**
II.4.2.4.Plancher Courant à dalle pleine **19**
II.4.2.5.Plancher terrasse à dalle pleine **20**
II.4.3.Charge D'exploitation **20**
II.5.Prédimensionnement des poteaux : **21**
II.5.1.les Etapes de prédimensionnement : **21**
II.5.1.1. Choix du poteau le plus sollicité : 21
II.5.1.2. Surface du plancher revenant au poteau : 22
II.5.1.3. Détermination des charges permanentes et d'exploitation : 22
II.5.1.3.a. Dégression des charges (Q): **22**
II.5.1.3.b. Effort normal ultime de résistance : **22**
II.5.1.4. Détermination des charges et surcharges revenant à ce poteau 23
II.5.1.5. Chois de la section du poteau : 24
II.5.2.Vérification selon le RPA99 version 2003 : **25**
II.5.3.Vérification aux zones nodales : **26**

II.6.Prédimensionnement des voiles : 27

II.7.Dalle de la locale machinerie : 28

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère : 29

III.1.1.Définition : 29

III.1.2.Hypothèse de calcul : 29

III.1.3.Charges sollicitant l'acrotère : 29

III.1.3.1.Charge permanente : 29

III.1.3.2.Surcharge d'exploitation : 29

III.1.4.Calcul des efforts : 30

III.1.5.Calcul de ferraillage de l'acrotère : 30

III.1.5.1.Calcul de l'excentricité « e_0 » : 30

III.1.5.2.Calcul du moment de flexion « M_f » : 31

III.1.5.3.Détermination des armatures A et A' en flexion simple : 31

III.1.5.4.Condition de non fragilité : 32

III.1.6.Vérification à l'ELS : 32

III.1.7.Vérification des contraintes : 34

III.1.8.Vérification de la contrainte de cisaillement : 34

III.1.9.Vérification au séisme : 35

III.1.10.Conclusion : 35

III.2.Planchers à corps creux : 36

III.2.1. Calcul des poutrelles : 36

III.2.2 Evaluation des charges et surcharges : 37

III.2.2.1 Charge permanente : 37

III.2.2.2 La charge d'exploitation : 37

III.2.3. Calcul des étaiements : 39

III.2.4 Méthodes de calcul des poutres : 40

III.2.4.1. Méthode forfaitaire : 40

III.2.4.2. Méthode de Caquot : 41

III.2.5.Evaluation des charges et surcharges : 42

III.2.6.Sollicitations de calcul : 42

III.2.6.1.Poutrelles à cinq travées 42

III.2.6.1.a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime : 42

III.2.6.1.b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service : 43

III.2.6.2.Poutrelles à deux travées : 44
III.2.6.2.a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime : 44
III.2.6.2.b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service : 45
III.2.6.3.Poutrelles à une seule travée 45
III.2.6.3.a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime : 45
III.2.6.3.b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service : 46
III.2.7 Ferraillage des poutrelles : 46
III.2.7.1 Calcul des armatures longitudinales : 47
III.2.7.1.a.position de l'axe neutre : 47
III.2.7.1.b. à L'ELU : 48
III.2.7.2 Armatures transversales : 48
III.2.7.2.a.Vérification de contrainte de cisaillement : 48
III.2.7.2.b.Diamètre des armatures transversales : 49
III.2.7.2.c.Espacement : 49
III.2.7.2.d Vérifications nécessaires : 49
III.2.8. Vérification du ferraillage à l'ELS : 50
III.2.9. vérification de la flèche : 51
III.2.9.1.Évaluation détaillée de la flèche : 51
III.2.9.2.Détermination de l'axe neutre : 51
III.2.9.3.Moment d'inertie de la section totale : 51
III.2.10 La table de compression : 53
III.3.Escalier : 55
III.3.1.Introduction : 55
III.3.2.Type " 1 " d'escaliers : 55
III.3.2.1Dimensionnement : 55
III.3.2.2.Epaisseur de la paillasse et du palier : 56
III.3.2.3.Evaluation des charges et surcharges : 56
III.3.2.4 Détermination des efforts : 57
III.3.2.5.Ferraillage des escaliers : 59
III.3.2.6.Epaisseur de la paillasse et du palier : 62
III.3.2.7.Evaluation des charges et surcharges : 63
III.3.2.8.Détermination des efforts : 63
III.3.2.9.Ferraillage des escaliers : 65
III.3.2.10.Calcul de la poutre palière 68
III.3.2.11.Le consol : 72
III.3.2.12.Plan de ferraillage d'escalier ''type 1'' : 77
III.3.3.Type " 2 " d'escaliers : 78

III.3.3.1.Dimensionnement : **78**
III.3.3.2.Epaisseur de la paillasse et du palier : **79**
III.3.3.3.Evaluation des charges et surcharges : **79**
III.3.3.4.Détermination des efforts : 80
III.3.3.5.Ferraillage des escaliers : 82
III.3.3.6.Calcul du consol : 84
III.3.3.7.Plan de ferraillage d'escalier ''type 2'' : **89**
III.3.4.Type " 3 " d'escaliers : **90**
III.3.4.1.Dimensionnement : 90
III.3.4.2.Epaisseur de la paillasse : 91
III.3.4.3.Evaluation des charges et surcharges : 91
III.3.4.4.Détermination des efforts : 91
III.3.4.5.Ferraillage des escaliers : 93
III.3.4.6.Calcul de la poutre brisée : **95**
III.3.4.7.Plan de ferraillage d'escalier ''type 3'' : 100
III.4. Calcul des dalles : **101**
III.4.1. Introduction : **101**
III.4.2. Méthode de calcul : **101**
III.4.2.1. principe de calcul : **101**
III.4.3. Calcul des actions : **102**
III.4.4. Calcul de la première dalle : **102**
III.4.4.1.Calcul de ferraillage de la dalle pleine : 103
III.4.4.2. Vérifications nécessaires : 104
III.4.4.2.a. Vérification de l'espacement entre les aciers : **104**
III.4.4.2.b. Vérification de l'effort tranchant : **104**
III.4.4.2.c. Vérification des contraintes à l'état limite de service : **104**
III.4.4.2.d. Vérification de la flèche : **105**
III.4.5.Calcul de la deuxième dalle : **105**
III.4.5.1.Évaluation des charges : 106
III.4.5.2. Méthodes de calcul : 106
III.4.5.3. Calcul de moment de fléchissant : 106
III.4.5.4. Les vérifications nécessaires : 108
III.4.5.5. Calcul du ferraillage : 108
III.4.6. La dalle machine : **110**
III.4.6.1.Introduction : 110
III.4.6.2.Prédimensionnement : 111
III.4.6.3.Evaluation des charges permanentes et charges d'exploitation : 111

III.4.6.4.Méthode de calcul : 113
III.4.6.5.Principe de calcul : 113
III.4.6.6.Calcul du ferraillage : 115

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction : 118
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure : 118
IV.2.1.Centre de masse : 118
IV.2.2.Centre de torsion : 120
IV.2.2.1. Calcul des moments d'inertie des éléments résistants : 120
IV.2.2.1.a.les poteaux : 120
IV.2.2.1.b.les voiles : 121
IV.2.3.Excentricité : 122
IV.2.3.1. Excentricité statique : 122
IV.2.3.2. Excentricité accidentelle 122
IV.2.3.3. Calcul de l'excentricité : 123
IV.3.Etude dynamique : 124
IV.3.1.Introduction : 124
IV.3.2 but de l'étude dynamique: 124
IV.3.3 choix de la méthode du calcul dynamique : 124
IV.3.3.1 Classification des zones sismiques : 124
IV.3.3.2. Classification de site : 125
IV.3.3.3. Classification de l'ouvrage : 125
IV.3.4. Analyse de notre structure : 125
IV.3.5. Modélisation de la structure étudiée : 126
IV.3.6. Détermination du spectre de réponse : 126
IV.3.6.1.Coefficient d'accélération A 127
IV.3.6.2.Facteur de correction d'amortissement η : 127
IV.3.6.3.critère Q : 128
IV.3.6.4.Justification du coefficient de comportement R : 128
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : 130
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes : 131
IV.4.2.vérification de participation massique : 133
IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 134
IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement : 136
IV.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : 136

IV.4.4.2.Moment de renversement :.....139
IV.4.4.3.Moment stabilisant : 139
IV.4.5.Vérification des déplacements : 140
IV.4.5.1. Déplacement en tête du bâtiment : 140
IV.4.5.2. Déplacements inter-étage : 140
IV.4.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 142
IV.4.7. Vérification du cisaillement des éléments : 143
IV.4.7.1.Contrainte tangente admissible τu pour les poutres : 143
IV.4.7.2.Contrainte tangente admissible τu pour les poteaux : 143
IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base dans les poteaux : 145
IV.5.Conclusion général : 145

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Introduction : 146
V.2.Ferraillage des poutres : 146
V.2.1.Introduction : 146
V.2.2. Recommandation du RPA99 : 147
V.2.2.1. Armatures longitudinales : 147
V.2.2.2. Armatures transversales : 147
V.2.3. Les efforts : 148
V.2.4.Calcul des armatures longitudinales : 149
V.2.5.Vérification : 150
V.2.6.Calcul des armatures transversales : 154
V.2.7.Vérification de la flèche : 155
V.2.8.ETUDE THERMIQUE ; 156
V.2.8.1.Introduction ; 156
V.2.8.2.Calcule la variation de la température : 156
V.2.8.3.Le traitement du SAP2000 : 156
V.2.8.4.Vérification de l'état limite de service ; 157
V.2.8.5.conclusion : 157
V.3.Ferraillage des poteaux : 159
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales ; 159
V.3.1.1. Recommandations des règlements : 159
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage : 160
V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 : 160
V.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance : 162

V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 : 162
V.3.4.Détermination des armatures transversales : 164
V.3.4.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93 : 164
V.3.4.2. Contrainte tangente admissible τu : 164
V.3.4.3. Vérification des contraintes tangentielles :....165
V.3.4.4. Calcul des armatures transversales : 165
V.3.4.5. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :....166
V.4. Ferraillage des voiles :....169
V.4.1 Introduction :....169
V.4.2. Les voiles pleins : 169
V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :....169
V.4.3.1. Les trumeaux : 169
V.4.3.2. Les linteaux: 169
V.4.4. Recommandations règlementaires :....170
V.4.4.1. Recommandations réglementaires par RPA et CBA93 : 170
V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 et CBA 93) : 172
V.4.5. Armatures verticales :....173
V.4.5.1. Détermination des armatures a l'ELU de résistance : 173
V.4.5.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 178
V.4.5.3. L'espacement : 178
V.4.6.Calcul des armatures horizontales et les espacements dans les voiles pleines et le trumeau : 181
V.4.7. Ferraillage des linteaux : 182
V.4.7.1. Recommandation des règlements : 182
V.4.7.2. Calcul du ferraillage longitudinal : 186
V.4.7.3. Armatures transversales : 186

CHAPITRE VI : L'étude de l'infrastructure

VI.1. systéme des fondations : 188
VI.1.1. Introduction : 188
VI.1.2. Reconnaissance des lieux et du sol: 188
VI.1.3. Choix du Type de fondation : 188
VI.2. Stabilité du site: 189
VI.2.1. Recommandations: 189
VI.2.2. Efforts transmis par les fondations: 189
VI.3. Calcul des fondations : 189
VI.3.1. Semelles isolées: 190
VI.3.1.1.Dimensionnement et vérification du chevauchement : 191
VI.3.2. Semelles filantes : 192
VI.3.2.1.Dimensionnement et vérification du chevauchement : 193
VI.3.2.2.Vérification des Contraintes : 194
VI.3.3.Ferraillage des semelles : 195
VI.3.3.1.Semelles filantes sous plusieurs poteaux : 195
VI.3.3.1.a.Transversalement : 195
VI.3.3.1.b.Longitudinalement : 196
VI.3.3.1.c.Vérification des longueurs de scellement : 196
VI.3.3.1.d.La Poutre de libage : 196
VI.3.3.2.Semelles filantes sous voiles : 200
VI.3.3.2.a.Dimensionnement: 200
VI.3.3.2.b.Ferraillage : 200
VI.4.Etude du voile périphérique [Art 10.1.2] [1] : 202
VI.4.1.Evaluation des charges : 202
VI.4.2.Ferraillage des voiles périphériques : 203
VI.4.2.1.Calcul des moments : 204
VI.4.2.2.Détermination des armatures longitudinales à l'ELU: 205
VI.4.2.3.Détermination des armatures transversales : 205
VI.4.2.4.Vérification des contraintes à l'ELS : 205
VI.4.2.5.Vérification de la contrainte de cisaillement : 206
VI.5.Calcul des longrines 207
VI.5.1.Introduction 207
VI.5.2.Sollicitations : 207
VI.5.3.Ferraillage : 207

Liste des tableaux

Tableau(I.1).dimensions du bloc d'hôtel..... 2

Tableau(I.2) les divers états-limites. 5

Tableau(I.3) Les différents types d'acier. 9

Tableau(II.1).Charge permanente du mur simple cloison..... 16

Tableau(II.2).Charge permanente du mur double cloison 16

Tableau(II.3).Charge permanente du Murs rideaux (double vitrage) 17

Tableau(II-4).charges permanentes du plancher terrasse (corps creux)..... 18

Tableau(II-5).charges permanentes du plancher courant (corps creux). 19

Tableau(II-6).charges permanentes du plancher courant (dalle pleine) 19

Tableau(II-7).charges permanentes du plancher terrasse (Dalle pleine). 20

Tableau(II-8).charges et surcharges revenant au poteau plus sollicité. 23

Tableau(II-9).Détermination de l'effort normale admissible $\overline{N}_u$ de chaque niveau..... 24

Tableau(II-10)Détermination de l'effort normale admissible $\overline{N}_u$ de chaque niveau (la suite)…….....24

Tableau(II.11).Détermination de la section des poteaux. 24

Tableau(II.12).Vérification selon le RPA. 25

Tableau(II.13).vérification aux zones nodales. 26

Tableau(II.14).Dimmensionnement des voiles. 27

Tableau(III.1). Méthode de Caquot. 41

Tableau(III.2).Charges et surcharges des planchers. 42

Tableau(III.3).Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU. 42

Tableau(III.4). Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS 43

Tableau(III.5). Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU. 44

Tableau(III.6). Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS. 45

Tableau(III.7).Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU. 45

Tableau(III.8).Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS..... 46

Tableau(III.9).Divers sollicitation des poutrelles. 46

Tableau(III.10).Vérification des contraintes à l'ELS. 50

Tableau(III.11).détailles de calcul de Moment d'inertie de la section totale. 52

Tableau(III.12)Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier (type 1) 56
Tableau(III.13).Evaluation des charges permanentes du paillasse de l'escalier (type 1) 57
Tableau(III.14).Combinaison des charges pour l'escalier (type 1) 57
Tableau(III.15).Les données de calcul. 59
Tableau(III.16).Les armatures principales. 60
Tableau(III.17).Vérification à l'E.L.S 61
Tableau(III.18)Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier (type 1) 63
Tableau(III.19).Evaluation des charges permanentes du paillasse de l'escalier (type 1) 63
Tableau(III.20).Combinaison des charges pour l'escalier intérieur 63
Tableau(III.21). Les données de calcul. 66
Tableau(III.22). Les armatures principales 66
Tableau(III.23). Vérification à l'E.L.S 67
Tableau(III.24).ferraillage (armatures longitudinales) de poutre palière. 70
Tableau(III.25).Vérification à l'E.L.S de poutre palière. 72
Tableau(III.26).ferraillage (armatures longitudinales) du consol 74
Tableau(III.27).Vérification à l'E.L.S du consol. 76
Tableau(III.28).Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier 79
Tableau(III.29).Evaluation des charges permanentes du paillasse de l'escalier 79
Tableau(III.30).Combinaison des charges pour l'escalier 80
Tableau(III.31).Les données de calcul. 82
Tableau(III.32).1.Les armatures principales 83
Tableau(III.33).Vérification à l'E.L.S 84
Tableau(III.34).ferraillage (armatures longitudinales) du consol 86
Tableau(III.35).Vérification à l'E.L.S de poutre palière 88
Tableau(III.36).Evaluation des charges permanentes du paillasse de l'escalier (type 3) 91
Tableau(III.37).Combinaison des charges pour l'escalier (type 3) 91
Tableau(III.38).Les données de calcul. 93
Tableau(III.39).Les armatures principales. 94
Tableau(III.40).Vérification à l'E.L.S. 95
Tableau(III.41).ferraillage (armatures longitudinales) de poutre brisée. 97
Tableau(III.42).Vérification à l'E.L.S de poutre brisée 99
Tableau(III.43).Les actions sur la dalle. 102

Tableau(III.44).Travaille externe de la dalle. 102
Tableau(III.45).Travaille interne de la dalle. 103
Tableau(III.46).Les données. 103
Tableau(III.47).ferraillage de la dalle pleine. 104
Tableau(III.48).Vérification des contraintes à l'état limite de service..... 105
Tableau(III.49).charges et surcharges de la dalle pleine. 116
Tableau(III.50).Les données. 108
Tableau(III.51).Ferraillage de la dalle pleine de la cuisine. 108
Tableau(III.52).Vérification à l'E.L.S. 109
Tableau(III.53).charges permanentes de la dalle machine. 111
Tableau(III.54).Poids de la machine supportée..... 112
Tableau(III.55).Les actions sur la dalle. 113
Tableau(III.56).ferraillage de la dalle machine..... 115
Tableau(III.57).Vérification à l'E.L.S. 116
Tableau(IV.1). Calcul de centre de masse. 119
Tableau(IV.2). Calcul du centre de torsion. 122
Tableau(IV.3). Calcul de l'excentricité..... 123
Tableau(IV.4). Vérification d'excentricité. 123
Tableau(IV.5) Coefficient d'accélération de zone IIb..... 127
Tableau(IV.6).calcul du facteur qualité 128
Tableau(IV.7).Justification du coefficient R (Suivant X). 129
Tableau(IV.8).Justification du coefficient R (Suivant Y). 129
Tableau(IV.9). Le comportement des huit modes. 132
Tableau(IV.10).Le comportement des trois premiers modes. 132
Tableau(IV.11). Coefficient de participation massique. 133
Tableau(IV.12).Calcul de la force sismique..... 135
Tableau(IV.13). Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 135
Tableau(IV.14). Forces sismiques selon la hauteur suivant X. 137
Tableau(IV.15) Forces sismiques selon la hauteur suivant Y. 138
Tableau(IV.16).Calcul du moment de renversement. 139
Tableau(IV.17).Calcul du moment stabilisant. 139
Tableau(IV.18).Vérification de stabilisation..... 139

Tableau(IV.19).Vérification des déplacements inter-étage sens X..... 141
Tableau(IV.20). Vérification des déplacements inter-étage sens Y..... 141
Tableau(IV.21). Vérification l'effet P-$\underline{\Delta}$ sens X. 142
Tableau(IV.22). Vérification l'effet P-$\underline{\Delta}$ sens Y. 143
Tableau(IV23). Calcul du cisaillement des éléments. 144
Tableau(V.1). Les données de calcul. 146
Tableau(V.2). Efforts internes maximum des poutres principales. 148
Tableau(V.3).Efforts internes maximum des poutres secondaires. 148
Tableau(V.4). Section des armatures longitudinales des poutres principales (porteuse). 149
Tableau(V.5). Section des armatures longitudinales des poutres secondaires. 149
Tableau(V.6). Vérification des poutres principales à l'E.L.S. 150
Tableau(V.7).Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S. 151
Tableau(V.8). Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA. 151
Tableau(V.9). Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA..... 152
Tableau(V.10). Calcul de τ_u. 153
Tableau(V.11). Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales..... 154
Tableau(V.12). Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires. 154
Tableau(V.13). Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement..... 155
Tableau(V.14). Vérification de la flèche des poutres. 155
Tableau(V.15). Vérification de poutres extérieures provoque par l'effet de température..... 157
Tableau(V.16). Vérification de poutres extérieures à l'ELS. 157
Tableau(V.17). Détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU..... 162
Tableau(V.18). Vérification des armatures à ELS des poteaux. 163
Tableau(V.19). Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux. 165
Tableau(V.20). Les armatures transversales et leurs espacements. 166
Tableau(V.21).Vérification de la quantité d'armatures transversales..... 166
Tableau.(V.22). Les données de calcul. 173
Tableau.(V.23). Les voiles pleines (sens-X) : (L=2.75m ; a =18 cm). 173
Tableau(V.24). Les voiles pleines (sens-X), (L=2,85m ; a=18 cm). 174
Tableau(V.25). Les voiles pleines (sens-X), (L=1,25 m ; a=18 cm)..... 174
Tableau(V.26). Les voiles pleines inclinés (sens X et Y), (L=3.35 m; a=18 cm). 175
Tableau(V.27). Les voiles pleines (sens-Y), (L= 1,30 m ; a=18 cm). 175

Tableau(V.28). Les voiles pleines (sens-Y), (L=0,80. M ; a = 0.18 cm) 176
Tableau(V.29). Les voiles pleines (sens-Y), (L=1,60 M ; a = 0.18 cm). 176
Tableau(V.30). Le trumeau (sens-X), (L=0,75 m ; a = 0.18 cm). 177
Tableau(V.31). Vérification des contraintes à l'état limite de service. 178
Tableau(V.32). Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins. 180
Tableau(V.33). Calcul des armatures horizontales dans les voiles pleines et le trumeau. 182
Tableau(V.34). Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux. 186
Tableau(V.35). Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux. 186
Tableau.(V.36). Vérification des contraintes de cisaillement dans les linteaux. 186
Tableau.(V.37). Armatures transversales et leurs espacements dans les linteaux. 187
Tableau.(VI.1).dimensionnement Semelles isolés. 191
Tableau(VI.2).dimensionnement des Semelles filantes. 194
Tableau(VI.3).Vérification des Contraintes. 194
Tableau(VI.4).armatures transversales semelles filantes sous plusieurs poteaux. 195
Tableau(VI.5).Armatures longitudinales semelles filantes sous plusieurs poteaux. 196
Tableau(VI.6).déterminations les valeurs de Q de la poutre libage. 197
Tableau(VI.7).Ferraillage longitudinale à l'ELU de la poutre de libage. 198
Tableau(VI.8).Vérification des contraints à L'ELS. 198
Tableau(VI.9).Vérification des contraints à L'ELS. 199
Tableau(VI.10).Vérification de l'effort de tranchant. 199
Tableau(V.11).Dimensionnement des semelles filantes sous voiles. 200
Tableau(VI.12).armatures transversales semelles filantes sous voiles. 200
Tableau(VI.13).Armatures longitudinales semelles filantes sous voiles. 201
Tableau(VI.14).Détermination des moments par la méthode forfaitaire. 204
Tableau(VI.15).Détermination des moments de voile périphérique. 204
Tableau(VI.16).Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU. 205
Tableau(VI.17).Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS. 205

Liste des figures

Figure(I.1) Diagramme contrainte déformation du béton (Diagramme parabole – rectangle)..... 7

Figure(I.2) Diagramme rectangulaire..... 8

Figure(I.3) Diagramme contrainte déformation de l'acier 10

Figure(II.1).Planché à corps creux. 13

Figure(II-2).Dimensions de l'hourdis..... 13

Figure(II.3).Schéma de la poutre 14

Figure(II.4).Simple et double cloisons. 16

Figure(II.5).Les Murs rideaux..... 17

Figure(II.6).Détail cloisons vitrées avec store. 17

Figure(II.7).Constitution d'un plancher terrasse à corps creux 18

Figure(II.8).Constitution d'un plancher courant à corps creux..... 18

Figure(II.9).Constitution d'un plancher courant à dalle pleine..... 19

Figure(II.10).Constitution d'un plancher terrasse à dalle pleine. 20

Figure(II.11).détermination de poteau plus solicité. 21

Figure(II.12).les poutres principales et les poutres secondaires. 26

Figure(II.13).Coupe de voile en plan et voile en 3D..... 27

Figure(II.14).Cage d'ascenseur. 28

Figure(III.1).dimensionnement de l'acrotère..... 29

Figure(III-2).Ferraillage de l'acrotère. 35

Figure(III-3).Plancher a corps creux. 36

Figure(III.4).Dimension de la poutrelle. 37

Figure(III.5).L'emplacement des etaiements. 37

Figure(III.6).Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU. 43

Figure(III.7).Diagramme des moments dans la poutrelle à cinq travées (ELS) 44

Figure(III.8).Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU. 44

Figure(III.9).Diagramme des moments dans la poutrelle à deux travées (ELS)..... 45

Figure(III.10).Diagramme des moments dans la poutrelle à une seule travée (ELU) 45

Figure(III.11) Diagramme des moments dans la poutrelle à une seule travée (ELS). 46

Figure(III.12).Section de béton des poutrelles. 47

Figure(III.13).Disposition constructive des armatures des poutrelles. 53
Figure(III.14).Disposition constructive des armatures de la table de compression. 54
Figure(III.15).Coupe de 1er type d'escalier..... 55
Figure(III.16).Modélisation d'escalier (type 1) 55
Figure(III.17).Schéma statique de l'escalier (type 1) à l'E.L.U. 57
Figure(III.18).Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.S..... 58
Figure(III.19). Schéma statique de l'escalier (type 1) à l'E.L.S..... 58
Figure(III.20).Diagramme de moments fléchissant de l'escalier (type 1) à l'E.L.S..... 59
Figure(III.21).Diagramme des moments..... 59
Figure(III.22).Modélisation d'escaliers (type 1) 62
Figure(III.23). Schéma statique de l'escalier (type 1) à l'E.L.U. 64
Figure(III.24).Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.U 64
Figure(III.25).Schéma statique de l'escalier (type 1) à l'E.L.S..... 65
Figure(III.26).Diagramme de moments fléchissant de l'escalier (type 1) à l'E.L.S 65
Figure(III.27).Diagramme des moments 66
Figure(III.28).Poutre palière (type 1) à l'E.L.U 68
Figure(III.29).Diagramme des sollicitations de la poutre palière (type 1) à l'E.L.U..... 69
Figure(III.30).Diagramme des sollicitations de la poutre palière à l'E.L.S. 69
Figure(III.31).Le consol (type 1). 72
Figure(III.32).Diagramme des sollicitations du consol (type 1) à l'E.L.U. 73
Figure(III.33).Diagramme des sollicitations du consol (type 1) à l'E.L.S. 73
Figure(III.34).Plan de ferraillage d'escalier (type 1). 77
Figure(III.35).Coupe de 2eme type d'escalier..... 78
Figure(III.36).Modélisation d'escalier. 78
Figure(III.37).Schéma statique de l'escalier (type 2) à l'E.L.U. 80
Figure(III.38).Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 2) à l'E.L.U. 81
Figure(III.39).Schéma statique de l'escalier (type 2) à l'E.L.S..... 81
Figure(III.40).Diagramme de moments fléchissant de l'escalier (type 2) à l'E.L.S..... 82
Figure(III.41).Diagramme des moments..... 82
Figure(III.42).Le consol (type 2). 84
Figure(III.43).Diagramme des sollicitations du consol (type 2) à l'E.L.U 85
Figure(III.44).Diagramme des sollicitations du consol (type 2) à l'E.L.S. 85

Figure(III.45).Plan de ferraillage d'escalier (type 2). 89
Figure(III.46).Coupe de 3eme type d'escalier 90
Figure(III.47).Modélisation d'escaliers (type 3) 90
Figure(III.48).Schéma statique de l'escalier (type 3) à l'E.L.U. 91
Figure(III.49).Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 3) à l'E.L.U 92
Figure(III.50).Schéma statique de l'escalier (type 3) à l'E.L.S 92
Figure(III.51).Diagramme de moments fléchissant de l'escalier (type 3) à l'E.L.S 93
Figure(III.52).Diagramme des moments 93
Figure (III.53).Poutre brisée 95
Figure(III.54). Diagramme des sollicitations de poutre brisée à l'E.L.U 96
Figure(III.55). Diagramme du moment de poutre brisée à l'E.L.U 96
Figure(III.56).Plan de ferraillage d'escalier (type 3) 100
Figure(III.57). Les ruptures de la dalle. 102
Figure(III.58).Vue en plan des dalles pleines au niveau de RDC 105
Figure(III.59).Diagramme de moment à L'ELU & L'ELS 107
Figure(III.60).types de la dalle machine. 110
Figure(III.61).Déférentes charges agissantes sur la dalle 112
Figure(III.62).Ligne de la rupture d'une dalle machine 114
Figure(III.63).Schéma de la vérification du poinçonnement. 117
Figure(IV.1).Disposition des voiles (vue en plan). 119
Figure(IV.2).dimension des poteaux. 121
Figure(IV.3). dimension de voile. 121
Figure(IV.4).Disposition des voiles (vue en 3D). 125
Figure(IV.5). Modélisation de la structure étudiée. 126
Figure(IV.6). Spectres de réponse. 130
Figure(IV.7).Le comportement des trois premiers modes. 132
Figure(IV.8). Distribution des forces sismiques. 137
Figure(IV.9). Concentration des forces sismiques aux étages suivant X. 137
Figure(IV.10) Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y. 138
Figure(V.1).Disposition des armatures pour les poutres porteuse. 152
Figure(V.2).Disposition des armatures pour les poutres non porteuse. 153
Figure(V.3). Ferraillages des poutres principales. 158

Figure(V.4). Ferraillages des poutres secondaires. 158
Figure(V.5)Feraillages des poutres principales extérieures provoqués par l'effet thermique……..158
Figure(V.6).Définition de la zone nodale dans les poteaux. 159
Figure(V.7).Disposition des armatures pour les poteaux..... 167
Figure(V.8).Ferraillage des poteaux des étages 5, 4, 3,2^{ème} étage..... 167
Figure(V.9).Ferraillage des poteaux des étages RDC, 1^{ere}, étage..... 169
Figure(V.10).Ferraillage des poteaux sous-sol. 169
Figure(V.11). Disposition des armatures verticales dans les voiles. 170
Figure(V.12). Les armatures transversales et les épingles. 180
Figure(V.13). La zone de recouvrement des voiles..... 181
Figure(V.14). Moment et effort tranchant résistants dans le linteau. 184
Figure(V.15). Armatures de linteaux. 185
Figure(V.16). Section du linteau. 186
Figure(V.17).Ferraillage du linteau..... 187
Figure(V.18). Coupe A-A de linteau 187
Figure(VI.1).Semelle isolée sous poteau..... 190
Figure(VI.2).Schéma des efforts au niveau des semelles 191
Figure(VI.3).Les bulle de pression. 192
Figure(VI.4).schémas d'une semelle filante sous poteaux. 192
Figure(VI.5).disposition des semelles filantes..... 193
Figure(VI.6).Schéma du chargement qui vient au voile périphérique..... 202
Figure(VI.7).Schéma des dimensions du voile périphérique. 204
Figure(VI.8).Disposition de ferraillage du voile périphérique..... 206
Figure(VI.9).Ferraillage de la longrine. 208

Notation

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin : Section d'acier maximale et minimale

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

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_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

l_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

$\sum$: sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ:Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

INTRODUCTION

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien ("***RPA99 version 2003***"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

A travers ce mémoire, on fixe l'objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation de Master. Le travail est subdivisé en six chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage. Dans le second chapitre on a fait un pré dimensionnement et évaluation des charges de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude dynamique (sismique) .En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre on a réalisé l'étude des fondations. On fin le mémoire est terminé par une conclusion générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

Le projet qui nous a été proposé par le bureau d'architecture, d'urbanisme et d'acoustique consiste à étudier les éléments résistants d'un Hôtel (**RDC+5étage+sous-sol**) en béton armé à contreventement mixte voiles-portique, à usage commercial ou plutôt touristique.

Usage :

L'hôtel est destiné à usage commerciale et touristique, classé en ouvrage d'importance moyenne « **Groupe 2** ».

I.2. Situation :

L'ouvrage étudié et proposé par le bureau d'études d'architecture «**B.E.T-C.A.U.A.T** » Sera implanté Dans la wilaya de **MEDEA** quartier « **AIN EL DHAB** », dans une zone classée, selon Les Règles Parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003**) comme une zone de moyenne Sismicité (**ZONE IIb**), et l'ouvrage appartient au groupe d'usage (**2)** sur un sol ayant un taux de travail σ_S **= 1.5 bar**.

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

- Le règlement de Béton Armé **"CBA93".**
- Le règlement "**DTR BC 2.2 Charges Permanentes et Charges d'Exploitation**".
- Le règlement parasismique "**RPA99 version 2003**".

I.3. Description de l'ouvrage :

Notre projet contient un seul bloc, le bloc étudié est en béton armé de Forme trapézoïdale comportant cinq **(5)** niveaux sur rez-de-chaussée avec un sous-sol **(R+5étage+ sous-sol).**

I.4. Caractéristiques du bâtiment :

I.4.1. Dimension :

Dimensions en plan	Dimensions en élévation
Longueur totale du bâtiment : L_x =40.00m Largeur totale du bâtiment : L_y = 23.92m	Hauteur totale du bâtiment : h = 25.67 m Hauteur du S-S : h = 3.23m Hauteur du R-D-C : h = 3.74m Hauteur du 2éme étage à 5ème étages : h = 3.74m

Tableau(I.1).dimensions du bloc d'hôtel.

I.4.2.L'ossature :

Le règlement parasismique algérien (**RPA 99 version 2003**) définit l'ossature comme une fonction d'assurer la stabilité de toute la structure.

Les ossatures peuvent être reparte en 3 catégorie qui sont :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

I.4.3. Système de contreventement :

On adopte pour notre projet qui comporte une hauteur dépassant **11m**, un système de contreventement mixte assuré par des voile et des portiques avec justification d'interaction on portique voile (**R = 5**).

Ce système est préconisé par l'article **3.4** a du **RPA99v2003.** [**2**]**.**

I.4.4. planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Le plancher à corps creux.
- Le plancher à dalle pleine.

I.4.5. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- **Murs extérieurs** (double cloison) : Ils sont composés de :
  - deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
  - Une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.
  - mur rideaux vitrage.
- **Murs intérieurs** (simple cloison) :

Constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.4.6. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère (élément secondaire) Conçu en béton armé coulé sur place, de 70cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs (empêcheur ruissellement par le larmier).

I.4.7. Revêtement :

Les revêtements est constitué de :

- Dalle de sol de 2cm pour les bureaux, les halles et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Marbre dans l'espace d'accueil et dans les salons.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissages des façades extérieurs.

I.4.8. Les escaliers :

La circulation verticale entre les étages de notre bâtiment est assurée par trois types d'escaliers

Type 1 : Escalier droit à deux(02) volées.

Type 2 : Escalier à deux(02) volées une volée droite et l'autre volée courbé.

Type 3 : Escalier rayonnant, il relie le RDC jusqu'au 1ié́r étage.

I.4.9.Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès au diffèrent Niveau du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et sa machinerie.

I.4.10. Infrastructure *(interaction sol structure)* :

C'est la partie en contact avec le sol, qui forme un ensemble rigide assurant L'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés Par la structure au bon sol. Pour notre projet, les dimensions ainsi que le calcul de Ferraillage seront représentés dans le chapitre fondation.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.5.1. Principe de calcul du C.B.A.93 :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la réalisation de cet ouvrage seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A 93**) et à toute réglementation en vigueur en **ALGERIE**.

I.5.1.1.Béton :

✓ Définition :

Le béton est un mélange hétérogène composé de granulats (Gravier, sable), de liant (ciment) et d'eau en proportions convenables, et sera conforme aux règlements en vigueur en ALGERIE. **(C.B.A 93).**

✓ Composition du béton :

La composition du béton dépend de :

- La résistance à la compression du béton.
- Dosage et nature des matériaux qui la construit.
- Et de type d'ouvrage à réaliser.

✓ ses avantages :

- Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Bonne résistance à la compression.
- Faible résistance à la traction.

I.5.1.2. 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 à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composé **(CPJ-CEM II à 42.5)** de **350Kg/m3.**

I.5.1.3. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à 5 mm
- Gravier de dimension inferieur à 25mm **(3/8 ; 8/15 et 15/25).**

I.5.1.4. 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.5.1.5. Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité.

Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités. On retiendra que, pour 1 m3 de béton de dosage de **350 Kg/m3** de ciment **CPJ42, 5** est :

- 800 L de graviers **(3/8 ; 8/15 ; 15/25).**
- 400 L de sable **(0 mm ≤ Φ ≤ 5 mm).**
- 350 Kg de ciment **CPJ 425**.
- 175 à 200 L d'eau de gâchage.

Pour un dosage de **350 kg/m3**, donnant une résistance **fc28 = 25 MPa** à 28 jours **(Art A.2.1.13 CBA93). [1].**

I.5.2. Principe de calcul du C.B.A.93 :

Il existe deux états limites :

Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :	Etat limite de service (E.L.S) basé sur :
L'Equilibre statique	La compression du béton
La résistance de l'un des matériaux	L'ouverture des fissures
La stabilité de forme	La déformation

Tableau (I.2) les divers états-limites.

I.5.3. Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de Manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction». Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement, et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.5.3.1. Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.5.3.2. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression «J» jours, généralement à 28jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96cm² de section et de 32 cm de hauteur pour des bétons d'un âge ≪ J ≫ inferieur à 28 jours la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83\,j} F_{c28} \quad \text{pour} \quad F_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.83\,j} F_{c28} \quad \text{pour} \quad F_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

Avec $\mathbf{F_{c28}}$: résistance à la compression à 28 jours.

Pour le dosage du béton donné précédemment, la résistance caractéristique souhaitable à la compression à 28 jours est F_{c28} = 25 MPa **(Art A.2.1.13) [1].**

I.5.3.3. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « **j** » jours ; notée « $\mathbf{F_{tj}}$ » est conventionnellement définie par la relation :

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06\,F_{cj} \quad \text{MPa} \qquad \text{Avec : } F_{CJ} < 60 \text{ Mpa.}$$

Pour **Fc28** = 25 Mpa nous aurons Ft28 = 2.1 Mpa.

I.5.3.4. Module de déformation longitudinale :

Le module de YOUNG ou d'élasticité est donné par :

$$E = \frac{\text{Contrainte unitaire}}{\text{Déformation unitaire}} = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

a) Module de déformation longitudinale instantané :

Sous chargement inférieure à 24 heures :

$E_{ij} = 11000 \, (F_{C28})^{1/3}$ **(Art A.2.1.2.1) [1].**

Pour , $E_{i28} = 32164.20$ Mpa.

b) Module de déformation longitudinale différé :

Sous chargement de longue durée :

$E_{vj} = 3700 \, (F_{C28})^{1/3}$ **(Art A.2.1.2.2) [1].**

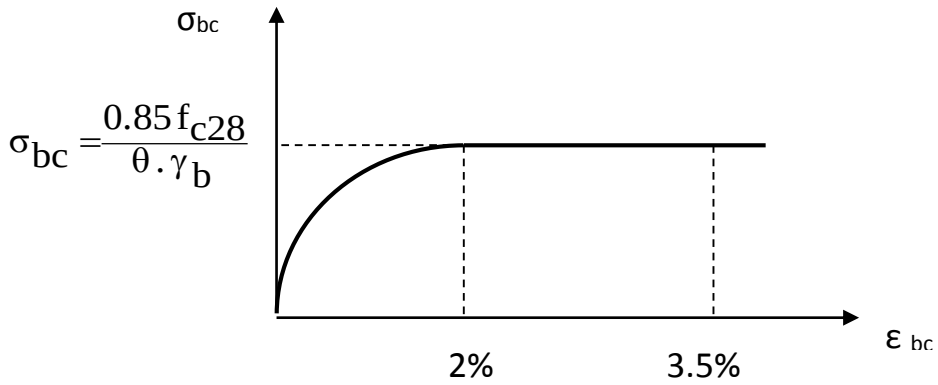
Pour Fc28 = 25 Mpa , $E_{v28} = 10819$ Mpa.

I.5.3.5. Coefficient de POISSON (υ) : (Art A.2.1.3) [1].

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l}$$

- ν = 0.2 pour le calcul de déformation à L'ELS, (béton non fissuré).
- ν = 0 pour le calcul des sollicitation à L'ELU, (béton fissuré).

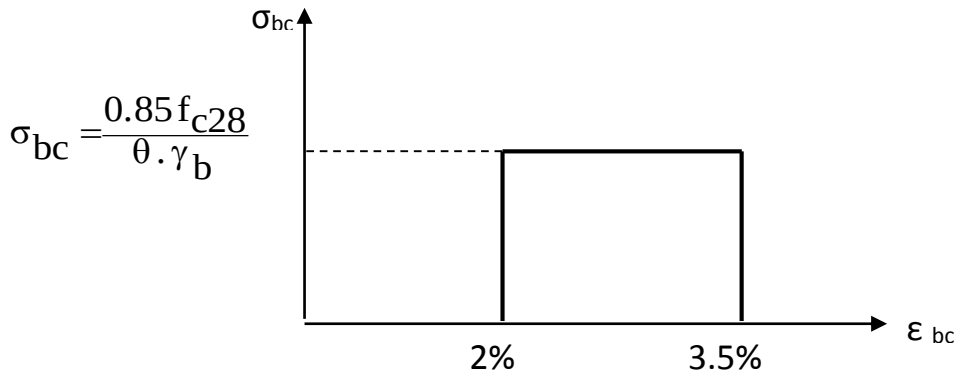
I.5.3.6.Diagramme contrainte déformation du béton : (Art A.4.3.4.1) [1].



Figure(I.1) Diagramme contrainte déformation du béton

(Diagramme parabole – rectangle)

On peut utiliser ce diagramme dans tous les cas. Si la section à étudier n'est pas entièrement comprimée, nous pourrons utiliser le diagramme rectangulaire suivant :



Figure(I.2) Diagramme rectangulaire

I.5.3.7. Contrainte limite à l'ELU :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta . \gamma_b}$$

γ_b =….
- 1.5 Situation durable
- 1.15 Situation accidentelle

γ_b : coefficient de sécurité ;

θ =….
- 1 Si t > 24 h
- 0.90 Si 1≤ t ≤ 24 h
- 0.85 Si t < 1 h

t : La durée d'application des charges.

b) La contrainte ultime de cisaillement est donné par : **(Art A.5.1.2.11) [1].**

$$\tau_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\,F_{C28}}{\gamma_b} \text{ et } 5\,\text{MPa}\right]$$ Pour une fissuration peu nuisible.

$$\tau_u = \text{Min}\left[\frac{0.15\,F_{C28}}{\gamma_b} \text{ et } 4\,\text{MPa}\right]$$ Pour une fissuration préjudiciable.

c) Contrainte limite à l'ELS : La contrainte limite du béton en compression est donné par la formule : $\sigma_{bc} = 0.6.\ F_{cj}$ **(Art A.4.5.2) [1].**

I.5.4. Aciers :

L'acier est un alliage fer plus carbone en faible pourcentage, la teneur en carbone informe sur la durée de l'acier.

I.5.4.1. Types d'aciers :

Les différents types d'acier que nous avons utilisé sont représentes dans le tableau ci-dessous :

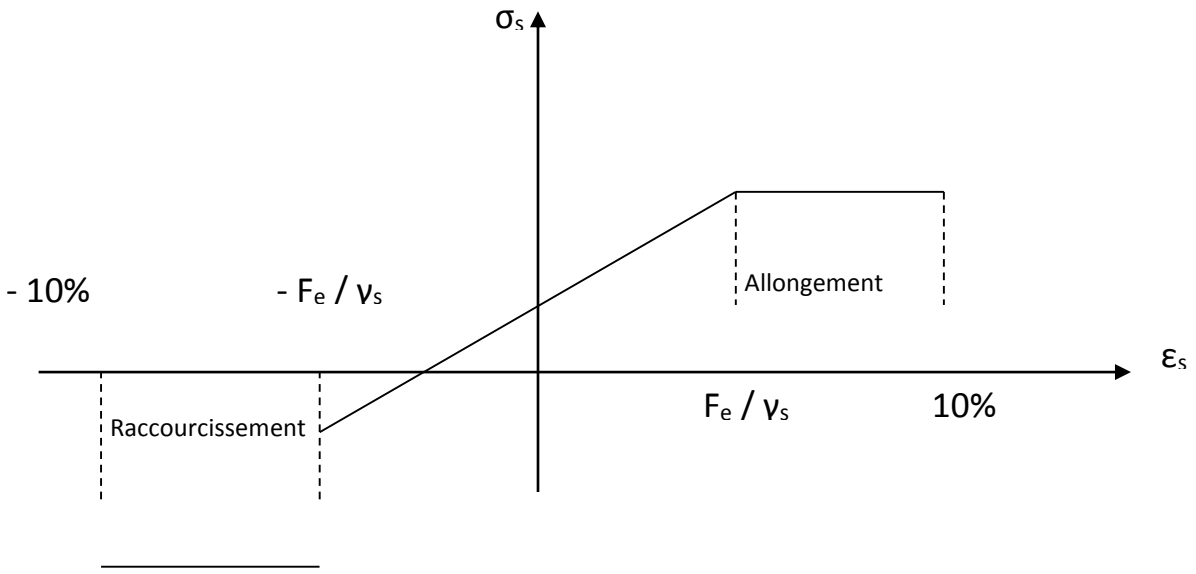
Nature	Utilisation	Nuance	Limite élastique (Mpa)	Diamètre (mm)
Rand lisse	Armature transversale	FeE 235	235	ϕ 6etϕ8
Barre HA	Armature longitudinale	FeE 400	400	T≥10
Treillis soudés	Dalle	TEL 520	520	$\phi \leq 6$

Tableau(I.3) Les différents types d'acier.

I.5.4.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : (Es)

Les expériences ont montré que la valeur de Es est constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé **:** **Es = 2. 10^5 MPA**

I.5.4.3. Diagramme contrainte – déformation de l'acier : ($\sigma s - \varepsilon_s$)



Figure(I.3) Diagramme contrainte déformation de l'acier

I.5.4.4. Contrainte limite de l'acier à l'ELU :

La contrainte limite ultime est donné par la formule : $\sigma_s = F_e / \gamma_s$

σ_s : Contrainte de traction des armatures.

F_e : Contrainte limite d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité

γ_s = 1.15 Situation durable

1.5 Situation accidentelle

I.5.4.5. Contrainte limite de l'acier à l'ELS :

Nous distinguons 03 cas :

1) Fissuration peu nuisible : pas de vérification
2) Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} F_e \ , \ 110 \sqrt{\eta \ f_{tj}}\right) \quad \text{MPa} \qquad \textbf{(Art A.4.5.3.2) [1].}$$

3) Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2}F_e \ , \ 90\sqrt{\eta \ f_{tj}}\right) \quad \text{MPa} \qquad \textbf{(Art A.4.5.3.3) [1].}$$

Avec η : Coefficient de fissuration ;

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{Pour les armatures rondes lisses et T.S} \\ 1.6 & \text{Pour les armatures HA} \end{cases}$$

Le moule peut être en bois ou en métal, et dans lequel, nous disposons des barres d'acier, qui seront enrobés dans le béton.

I.5.5. Adhérence :

L'adhérence entre le béton et l'acier est une propriété fondamentale qui a permis la réalisation de béton armé, puisque grâce à elle que les efforts peuvent se transmettre de l'un à l'autre.

I.6/ Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

f_{c28} = 25Mpa.

f_{t28} = 2.1 Mpa.

E*i*28 32164.2 Mpa.

E_{v28} = 10819 Mpa.

FeE400.*fe* 400MPa : Pour les armatures longitudinales.

FeE235.*fe* 235MPa : Pour les armatures transversales.

Chapitre II :

Pré dimensionnement et évaluation des charges.

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisis les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

Ces dimensions sont vérifiées selon le **RPA99 Version 2003** et le **CBA93.**

II.2.Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales qui servent à limiter les étages, ils reposent sur les poutres.

Dans notre structure on a choisis deus planchers, l'un à corps creux, et l'autre dalle pleine, car ils assurent les fonctions suivants :

- Résistance mécanique.
- Transmissions des charges.
- Isolation phonique.
- Protection contre l'humidité.
- Facilité d'exécution.

II.2.1.Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées avec corps creux, pour le pré dimensionnement de la hauteur de poutrelles, on utilisera l'inégalité suivante :

$$\frac{L_{max}}{20} \geq h_t \geq \frac{L_{max}}{25}$$

Avec : L_{max} la plus grand longueur de la poutrelle.

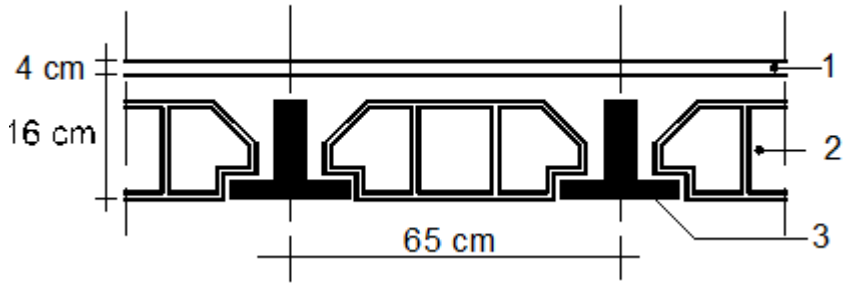
$L_{max} = 5.00$ m $\qquad 0.25 \geq h_t \geq 0.20$

Donc : $\qquad h_t \geq 20$

On adopte $\qquad h_t = 20\,cm$

Tel que : $h_t = d + e = (16 + 4)\,cm$

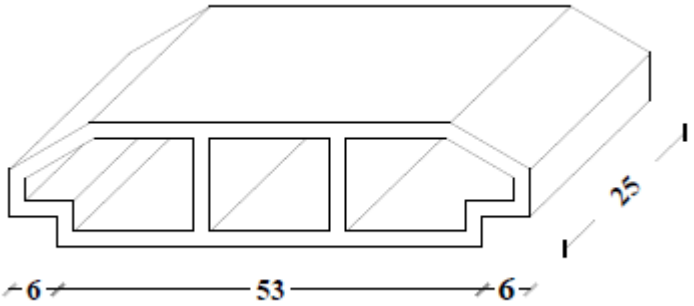
Avec : d : hauteur de corps creux.
e : hauteur de la dalle de compression.
On choisit un plancher à corps creux **(16 + 4)**.



Figure(II.1). Planché à corps creux.

1- Dalle de compression.
2- Corps creux.
3- Poutrelle préfabriquée.

✓ **Dimensions de l'hourdis :**



Figure(II-2). Dimensions de l'hourdis.

II.2.2.dalle pleine :

L'épaisseur d'une dalle pleine doit vérifier l'inégalité suivante :

$\frac{L}{35} \leq e_p \leq \frac{L}{30}$ Pour les dalles qui reposent sur deux appuis.

$\frac{L}{50} \leq e_p \leq \frac{L}{40}$ Pour les dalles qui reposent sur trois ou quatre appuis.

On a : L_{max} = 4,00 m Soit $08 \leq e_p \leq 10$ cm

D'après la condition d'isolation acoustique $e_p \geq 15$ cm

On adopte $\mathbf{e_p = 15\ cm}$.

II.3.Prédimensionnement des poutres :

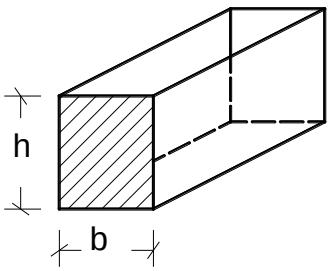
Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les recommandations des règles parasismiques algériennes **(R.P.A 99)** et les normes techniques en vigueur.

Les dimensions de la section d'une poutre **(bxh)** doivent respecter les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \le h \le \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3h \le b \le 0.7h \end{cases}$$ (B.A.E.L.91) [cours B. A] . [4].

Avec : L_{max} : la plus grande portée de la poutre.

$$\left.\begin{array}{l} b \ge 20\,cm \\ h \ge 30\,cm \\ h/b \le 4 \\ b_{max} \le 1.5\,h + b_1 \end{array}\right\}$$ (R.P.A 99) .[2]



Figure(II.3). Schéma de la poutre

II.3.1.Les poutres principales :

On a L_{max} = 5.17 m (mesurée aux nus des appuis)

D'ou : $\begin{cases} 34.47 \le h \le 51.70 & \text{Soit } h = 40\,cm. \\ 10.34 \le b \le 36.19 & \text{Soit } b = 30\,cm. \end{cases}$

✓ **Vérification selon les règles du R.P.A 99 :**

$$\left.\begin{array}{l} b = 30\ cm \geq 20\ cm \\ h = 45\ cm \geq 30\ cm \\ h/b = 1.50 \leq 4 \\ b_{max} = 30\ cm \leq 1.5\,h + b_1 = 95.00 \end{array}\right\} \quad (C.V)$$

✓ **choix :**

Pour les poutres principales (porteuses) on adopte la section b x h = **30 x 40 cm².**

II.3.2.Les poutres secondaires :

On a $L_{max} = 5.00$ m D'où : $\begin{cases} 33.33 \leq h \leq 50.00 & \text{Soit } h = 35\ cm \\ 10.00 \leq b \leq 35.00 & \text{Soit } b = 30\ cm \end{cases}$

✓ **Vérification selon les règles du R.P.A 99 :**

$$\left.\begin{array}{l} b = 30\ cm \geq 20\ cm \\ h = 35\ cm \geq 30\ cm \\ h/b = 1 \leq 4 \\ b_{max} = 30\ cm \leq 1.5\,h + b_1 = 82.5\ cm \end{array}\right\} \quad (C.V)$$

✓ **choix :**

Pour les poutres secondaires, on adopte la section : b x h = **30 x 35 cm².**

II.4.Evaluation des charges et surcharge :

II.4.1.Introduction :

Pour avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage la distribution des charges au niveau de chaque élément porteur et chaque plancher serait nécessaire.

II.4.2.Charge permanente :

II.4.2.1.Maçonnerie :

a. Murs intérieurs (simple cloison) :

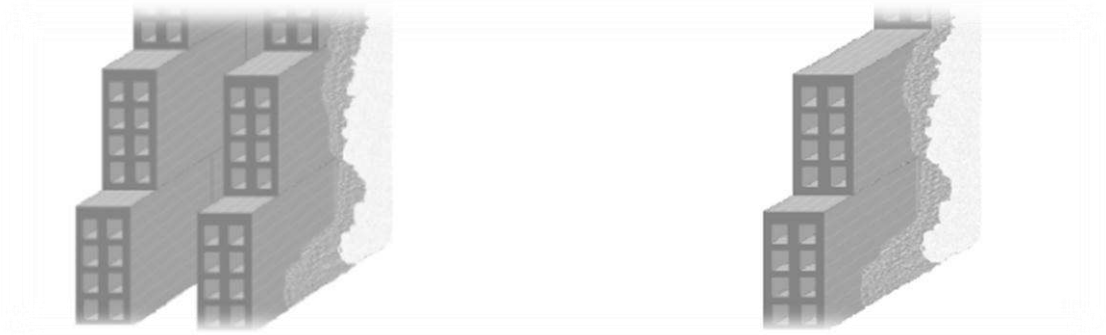
N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques ($KN/m^{3)}$	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en plâtre	0,02	18	0,36
			Total	**1,62**

Tableau(II.1). Charge permanente du mur simple cloison

b. Murs extérieurs (double cloison) :

N	composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit n plâtre	0,02	18	0.36
2	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
3	Brique creuse	0,10	9	0.90
4	Lame d'aire	0,10	-	-
5	Brique creuse	0,10	9	0.90
6	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
			Total	**2,52**

Tableau(II.2). Charge permanente du mur double cloison

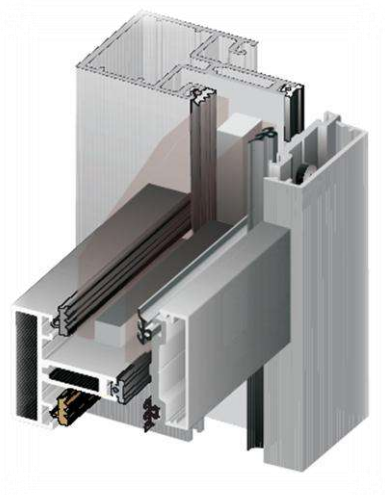


Figure(II.4). Simple et double cloisons.

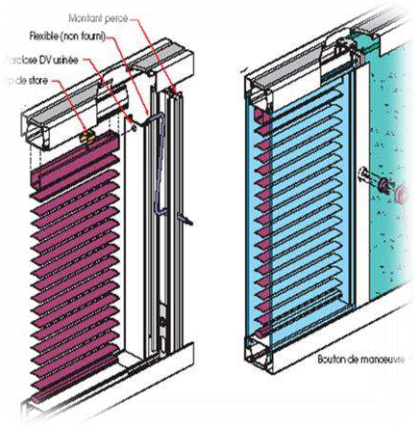
c. Murs rideaux (double vitrage) :

N	composants	Épaisseur (mm)	Caractéristiques	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)	Réf	Art
1	Alucobande	50	-largeur intérieure 50mm -largeur extérieure 50mm -profondeur montante 42-230mm -profondeur traversé 5-193mm	27	1.35	ATE 06/01/1961	NFP20-601
2	Verre	10	-Anti feu -isolation élevée -solaire -photovoltaïque	25	0.25	RT2005	DTU331
3	L'âme d'air	10	-	-	-	-	-
4	Verre	6	-largeur intérieure 50mm -largeur extérieure 50mm -profondeur montante 42-230mm -profondeur traversé 5-193mm	25	0.15	RT2005	DTU331
				Total	**1.75**		

Tableau(II.3). Charge permanente du Murs rideaux (double vitrage)

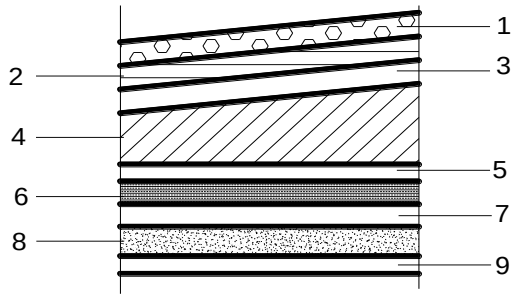


Figure(II.5). Les Murs rideaux**.**



Figure(II.6).Détail cloisons vitrées avec store**.**

II.4.2.2.Plancher terrasse de la dalle à corps creux :

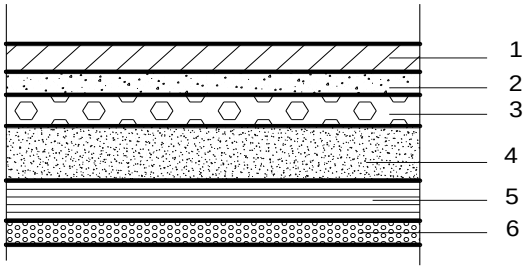


Figure(II.7). Constitution d'un plancher terrasse à corps creux**.**

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	18	0,90
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,1	22	2,20
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Plaque de liège	0.04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Planche corps creux	0,16+0,04	-	2,80
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
			Total	**6,50**

Tableau(II-4).charges permanentes du plancher terrasse (corps creux).

II.4.2.3.Plancher Courant de la dalle à corps creux :

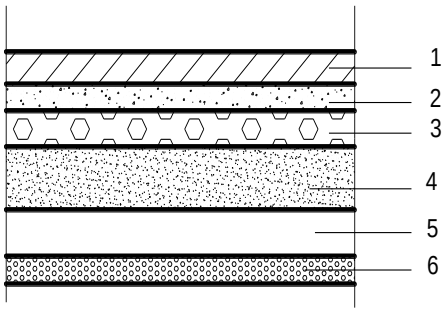


Figure(II.8). Constitution d'un plancher courant à corps creux.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Dalle de sol	0.08		0.176
2	Lit de sable	0.03	18	0.60
3	Mortier de pose	0.03	18	0.54
4	Plancher (16 + 4)	0.02	-	2.80
5	Enduit en Plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
			TOTAL	**5.94**

Tableau(II-5).charges permanentes du plancher courant (corps creux).

II.4.2.4.Plancher Courant à dalle pleine :

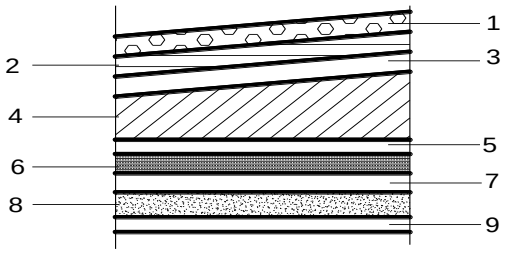


Figure(II.9). Constitution d'un plancher courant à dalle pleine.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Dalle de sol	0.008	-	0.176
2	Lit de sable	0.03	20	0.60
3	Mortier de pose	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en Plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
			TOTAL	**6.88**

Tableau(II-6).charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).

II.4.2.5.Plancher terrasse à dalle pleine :



Figure(II.10). Constitution d'un plancher terrasse à dalle pleine.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	18	0,90
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,1	22	2,20
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Plaque de liège	0.04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Dalle plein	0.15	25	3.75
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
			Total	**7.45**

Tableau(II-7).charges permanentes du plancher terrasse (Dalle pleine).

II.4.3.Charge D'exploitation

- Les plancher courant de **RDC** et $\mathbf{1}^{er}$ à usage d'accueil et de restaurant **Q = 2.5 KN/m².**
- Le plancher courant de $\mathbf{2}^{eme}$ a $\mathbf{5}^{eme}$ a usage d'habitation **Q = 1.5 KN/m²**.
- La surcharge d'exploitation de plancher terrasse (inaccessible) est de **Q = 1 KN/m².**
- le plancher de la cuisine avec gros matériel **Q = 5 KN/m².**

II.5.Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux de notre bâtiment supportent les charges verticales, donc ils sont soumis à la compression simple.

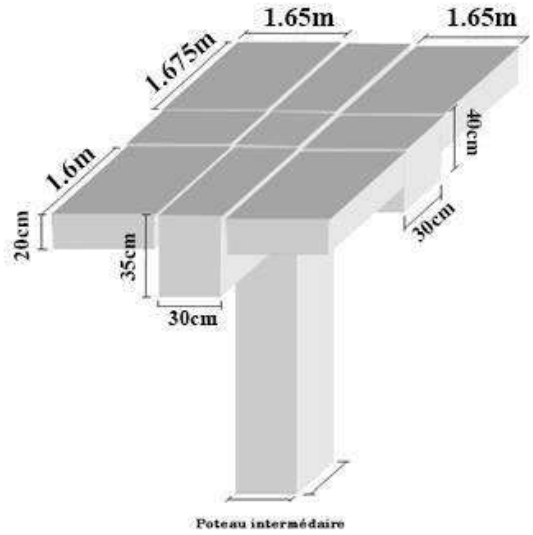
On choisit le poteau le plus sollicité effectué d'une surface de plancher chargé suivant le règlement **C.B.A 93**.

Les étapes de pré dimensionnement sont :

- Chois du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par ce poteau.
- Détermination des charges et surcharges revenant à ce poteau.
- Calcul de l'effort normal appliqué à la section du béton, une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

II.5.1.les Etapes de pré dimensionnement :

II.5.1.1. Choix du poteau le plus sollicité :



Figure(II.11).détermination de poteau plus sollicité.

II.5.1.2 Surface du plancher revenant au poteau :

Pour notre cas le poteau le plus sollicité est le poteau **[P$_{D.4}$]**

La surface complète …….. S = 12.87m².

La surface du plancher …….. S = 10.81 m².

- **Notation :** P.C.C : Plancher corps creux ; P : poteau.
  P.P : Poutres principales. ; P.S : Poutres secondaires.

II.5.1.3. Détermination des charges permanentes et d'exploitation :

II.5.1.3.a. Dégression des charges (Q):

D'après le règlement **DTR** charges et surcharges, on adopte pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes :

- $Plancher\ \mathbf{5^{eme}}étage: Q_0$
- $Plancher\ \mathbf{4^{eme}}étage: Q_0 + Q_1$
- $Plancher\ \mathbf{3^{eme}}étage: Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
- $Plancher\ \mathbf{2^{eme}}étage: Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- $Plancher\ \mathbf{1^{eme}}étage: Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- $Plancher\ \boldsymbol{RDC}$: $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- $Plancher\ \boldsymbol{S-Sol}$: $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$.

II.5.1.3.b. Effort normal ultime de résistance :

D'après l'article **B.8.4.1** du **CBA 93** : l'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$\overline{N_{ultime}} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)\alpha$$

Avec :

A : la section d'acier comprime prise en compte dans le calcul $A = \frac{B}{1000}$

$\boldsymbol{B_r}$: La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique $\boldsymbol{\lambda}$ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & pour\ \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.5\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & pour\ 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec :

$\boldsymbol{\lambda = \frac{L_f}{i}}$ *: C'est l'élancement mécanique.*

$\mathbf{L_f = 0.7 L_0}$ ***:*** *C'est la longueur de flambement.*

$\boldsymbol{i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}}$ *: C'est le rayon de giration ; où : S=bh.*

$\boldsymbol{i = \frac{b}{\sqrt{12}}}$ $\boldsymbol{I = \frac{bh^3}{12}}$ *(Poteau carré).*

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

Effort normal de résistance : $\mathbf{N_u}$ =1,35 G + 1,5 Q

$\mathbf{N`_u}$ = Nu + 10% Nu = 1.1 Nu

- Acier : F_e E 400 → F_e = 400 Mpa ; $\boldsymbol{\gamma_s}$ = 1.15.
- Béton : F_{c28} = 25 Mpa ; $\boldsymbol{\gamma_b}$ = 1.5.

L_0 = 3.23 m pour le SS.
L_0 = 3.74 m pour les étages supérieur.

II.5.1.4. Détermination des charges et surcharges revenant à ce poteau

poteau de niveau	*a* pot (m)	section poteaux (m^2)	poids dalle (kn)	poids PP (kn)	poids PS (kn)	poids poteau (kn)	G (kn)	Q (kn)
5	0.35	0.1225	70.27	9.71	8.43	09.70	98.23	12.87
4	0.35	0.1225	64.21	9.71	8.43	09.70	92.17	19.305
3	0.35	0.1225	64.21	9.71	8.43	09.70	92.17	19.305
2	0.35	0.1225	64.21	9.71	8.43	09.70	92.17	19.305
1	0.40	0.1600	64.21	9.71	8.43	12.67	95.18	32.175
RDC	0.40	0.1600	64.21	9.71	8.43	12.67	95.18	32.175
s-sol	0.45	0.2025	64.21	9.71	8.43	16.04	98.59	32.175

Tableau(II-8).charges et surcharges revenant au poteau plus sollicité.

II.5.1.5. Choix de la section du poteau :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

niveau	*A (mm)*	*S (mm²)*	*H (mm)*	*I (mm^4)*	L_f (mm)	*i*
5	350	122500	3740	1250520833	2618	101.036297
4	350	122500	3740	1250520833	2618	101.036297
3	350	122500	3740	1250520833	2618	101.036297
2	350	122500	3740	1250520833	2618	101.036297
1	400	160000	3740	2133333333	2618	115.470054
RDC	400	160000	3740	2133333333	2618	115.470054
S-Sol	450	202500	3230	3417187500	2261	129.903811

Tableau(II-9).Détermination de l'effort normale admissible $\overline{N}_u$ de chaque niveau.

niveau	*a (mm)*	B_r (mm²)	L_f (mm)	A (mm²)	λ	α	$\overline{N}_u$ (kn)
5	350	122486.0004	2618	122.5	25.91	0.76	1770194.20
4	350	122486.0004	2618	122.5	25.91	0.76	1770194.20
3	350	122486.0004	2618	122.5	25.91	0.76	1770194.20
2	350	122486.0004	2618	122.5	25.91	0.76	1770194.20
1	400	159984.0004	2618	160.0	22.67	0.78	2366925.39
RDC	400	159984.0004	2618	160.0	22.67	0.78	2366925.39
S-Sol	450	202482.0004	2261	202.5	17.40	0.80	3094055.27

Tableau(II-10).Détermination de l'effort normale admissible $\overline{N}_u$ de chaque niveau **(la suite).**

NIVEAU	G (kn)		Q (kn)		Nu (kn)	N`u (kn)	$\overline{N}_u$ (kn)	vérification
-	niveau	cumulée	niveau	cumulée	-	-	-	N`u ≤ $\overline{N}_u$
5	98.23	98.23	12.87	12.87	151.91	167.10	1770.19	CV
4	92.17	190.40	19.31	32.18	305.30	335.83	1770.19	CV
3	92.17	282.57	19.31	49.55	455.80	501.38	1770.19	CV
2	92.17	374.75	19.31	64.99	603.40	663.74	1770.19	CV
1	95.18	469.93	32.18	89.45	768.57	845.43	2366.92	CV
RDC	95.18	565.11	32.18	110.68	928.92	1021.81	2366.92	CV
S SOL	98.59	663.70	32.18	128.70	1089.04	1197.95	3094.05	CV

Tableau(II.11).Détermination de la section des poteaux.

II.5.2.Vérification selon le RPA99 version 2003 :

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

- **Condition à vérifier :**

  - $\min(b, h) \geq 30\ Cm$
  - $\min(b, h) \geq {}^{h_e}/_{20}$
  - $0.25 \leq \left({}^{b}/_{h}\right) \leq 4$

Toutes les vérifications sont résumées dans les tableaux suivants :

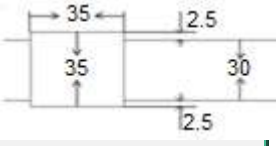
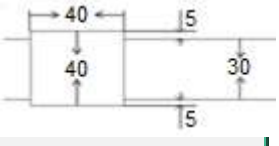
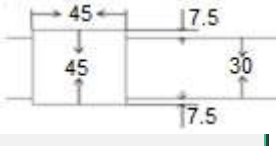
Niveau	b	h	Application des conditions	Vérification
5	35	35	Min (b , h)=35cm ≥ 30cm Min (b , h)= 35cm ≥ he/20=18.7 0.25 ≤ [(b/h)=1] ≤ 4	**CV**
4	35	35	Min (b , h)=35cm ≥ 30cm Min (b , h)= 35cm ≥ he/20=18.7 0.25 ≤ [(b/h)=1] ≤ 4	**CV**
3	35	35	Min (b , h)=35cm ≥ 30cm Min (b , h)= 35cm ≥ he/20=18.7 0.25≤ [(b/h)=1] ≤ 4	**CV**
2	35	35	Min (b , h)=35cm ≥ 30cm Min (b , h)= 35cm ≥ he/20=18.7 0.25 ≤ [(b/h)=1] ≤ 4	**CV**
1	40	40	Min (b , h)=40cm ≥ 30cm Min (b , h)= 40cm ≥ he/20=18.7 0.25 ≤ [(b/h)=1] ≤ 4	**CV**
RDC	40	40	Min (b , h)=40cm ≥ 30cm Min (b , h)= 40cm ≥ he/20=18.7 0.25 ≤ [(b/h)=1] ≤ 4	**CV**
S-Sol	45	45	Min (b , h)=45cm ≥ 30cm Min (b , h)= 45cm ≥ he/20=16.15 0.25 ≤ [(b/h)=1] ≤ 4	**CV**

Tableau(II.12).Vérification selon le RPA.

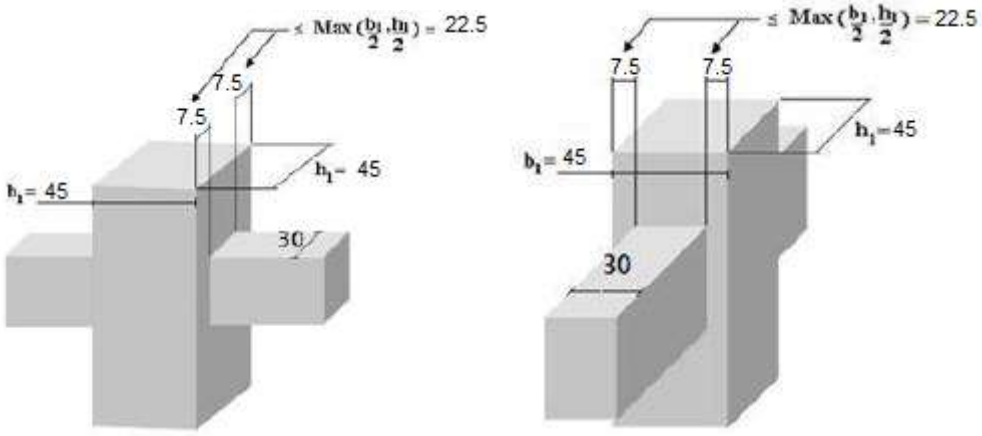
II.5.3.Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- bmax ≤ 1.5h1+b1.
- d ≤ Max (b1/2;h1/2).

schéma	Niveau d'étage	B_{max} (cm)	h1 (cm)	b1 (cm)	B_{max}≤ 1.5h1+b	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
	**Les restes des étages**	30	35	35	Oui	2.5	17.5	Oui
	**RDC**	30	40	40	Oui	5	20	Oui
	**S-Sol**	30	45	45	Oui	7.5	22.5	Oui

Tableau(II.13).vérification aux zones nodales.



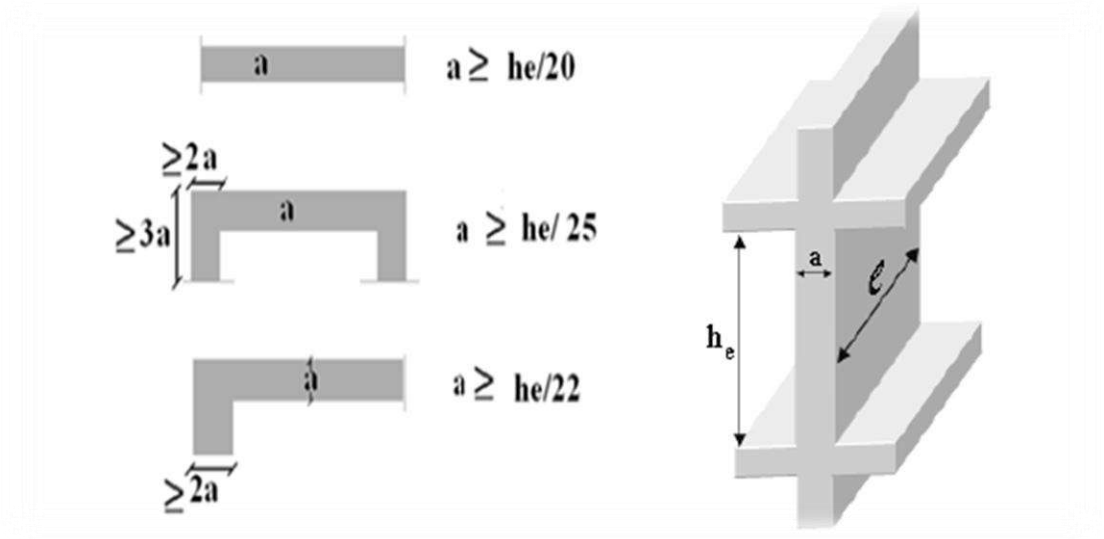
Figure(II.12).les poutres principales et les poutres secondaires.

II.6.Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux sollicités principalement dans leur plan et dont l'épaisseur est généralement faible au regard des autres dimensions. Ils sont des murs rigides en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition **:** $\boldsymbol{L \geq 4a}$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Selon les prescriptions du **RPA99**, l'épaisseur minimale des voiles (**e**) est de **15 cm**. De plus, elle doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage $h_e$nette des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué sur les figures.



Figure(II.13). Coupe de voile en plan et voile en 3D.

$$a \leq \frac{h_e}{20}$$

Donc : $a \geq Max\left\{15cm;\ \frac{h_e}{20}\right\}$

Dans notre cas on a :

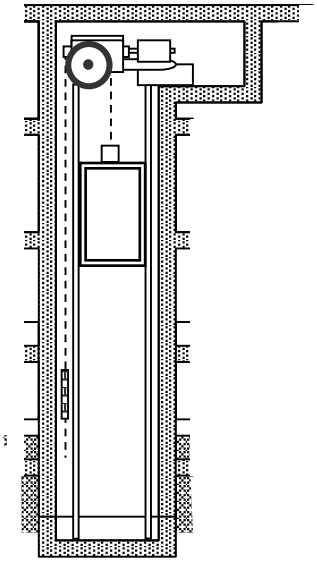
Etages	Sens de voile	$\boldsymbol{h_e(cm)}$	$\boldsymbol{a \geq Max\left\{15cm;\ \frac{h_e}{20}\right\}}$	$\boldsymbol{a(cm)}$
Sous-sol	Sens porteur	283	$a \geq Max\{15cm;\ 14.15\}$	15
	Sens non porteur	288	$a \geq Max\{15cm;\ 14.40\}$	15
Le reste des étages	Sens porteur	334	$a \geq Max\{15cm;\ 16.70\}$	16.70
	Sens non porteur	339	$a \geq Max\{15cm;\ 16.95\}$	16.95

Tableau(II.14). Dimmensionnement des voiles.

Donc d'après le **R.P.A 99, version 2003**, on adopte comme épaisseur des voiles = **18 cm.**

II.7.Dalle de la locale machinerie :

La dalle de la locale machinerie est soumise à un chargement plus important à celui des autres dalles, car en plus de son poids propre elle prend le poids de l'ascenseur (poids de la cabine, poids du contre poids, …etc.).



Figure(II.14). Cage d'ascenseur.

Pour les calculs de dimensionnement de la dalle machine seront faire au prochain chapitre ≪ **Calculs des éléments secondaires** ≫.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1. L'acrotère :

III.1.1.Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé encastrée dans le plancher terrasse du bâtiment et constitue un chaînage périphérique de celle-ci.

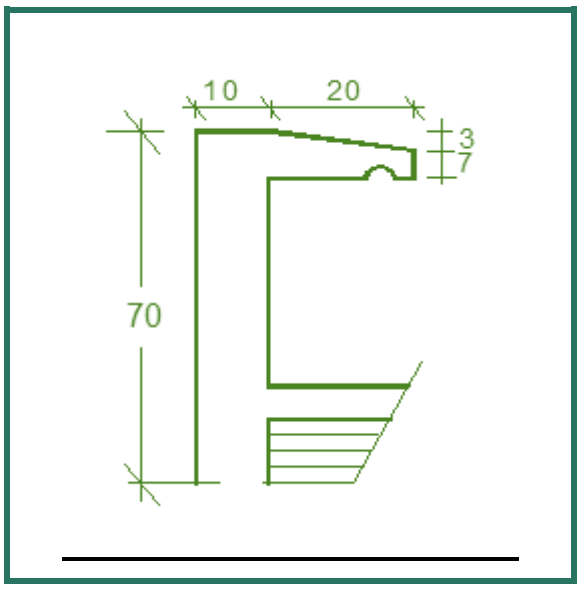
III.1.2.Hypothèse de calcul :

L'acrotère est considéré comme une console encastre dans le plancher terrasse.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de **1 ml** de largeur, **10cm** d'épaisseur et **70 cm** de hauteur.

La fissuration est considéré comme préjudiciable car l'élément est exposé aux intempéries.

III.1.3.Charges sollicitant l'acrotère :



Figure(III.1).dimensionnement de l'acrotère.

III.1.3.1.Charge permanente :

S = (0,7. 0,1) + (0,07. 0,2) + (0,03. 0,2)/2

S = 0,087 m²

G = 0,087. 25. 1 = 2.175

G = 2.175 KN.

III.1.3.2.Surcharge d'exploitation :

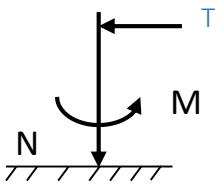
Q = 1,00 KN/ml .1 m = **1 KN** (due à la main courante).

III.1.4.Calcul des efforts :

L'acrotère est soumis à la flexion composée (N, M, V).

✓ **A L'ELU :**

- **Effort normale :**
  $N_u = 1{,}35\ G = 1{,}35.2{,}175 = 2.936KN$
- **Moment d'encastrement :**
  $M_u = 1{,}5\ Q\ h = 1{,}5.1.0{,}7 = 1{,}05KN$
- **Effort tranchant :**
  $V_u = 1{,}5\ Q = 1{,}5.1 = 1{,}5\ KN$



✓ **A L'ELS :**

- **Effort normale :**
  Nser = G = 2.175 KN.
- **Moment d'encastrement :**
  M_{ser} = Q h = 1.0,7 = 0,7 KN.
- **Effort tranchant :**
  V_{ser} = Q = 1 KN.

III.1.5.Calcul de ferraillage de l'acrotère :

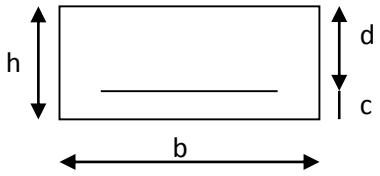
Le calcul se fera pour une section rectangulaire **(100 x 10)** cm² soumise à **la flexion composée.**

- **Donnes :**

  b = 100 cm ; c = c' = 2 cm

  h = 10 cm ; d = 8 cm

  N_u = 2.936 KN ; M_u = 1.05 KN



III.1.5.1.Calcul de l'excentricité « e_0 » :

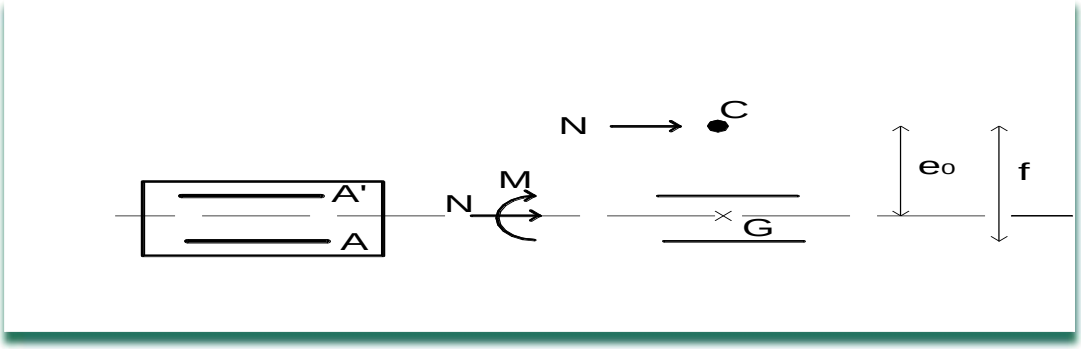
$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_0 = 0{,}357\ m = 35.7\ cm$$

$$\frac{h}{2} - C' = \frac{10}{2} - 2 = 3\,cm$$

$$\Rightarrow e_0 > \frac{h}{2} - C'$$

Donc La section est partiellement comprimée car le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures.

III.1.5.2.Calcul du moment de flexion « M_f » :



$$\sum M = 0 \rightarrow M_f - N_u\,(e_0 + \frac{h}{2} - C') = 0$$

Soit $f = e_0 + \frac{h}{2} - C'$

$$M_f = N_u \,.\, f$$

$$= 2{,}936\,.\,(0{,}357 + \frac{0{,}1}{2} - 0{,}02) \rightarrow M_f = 1.136 \text{ KN.m}$$

III.1.5.3.Détermination des armatures A et A' en flexion simple :

- **Données :** $\sigma_{bc} = 14{,}17$ Mpa ; $\sigma_s = 348$ Mpa.
  $f_{c28} = 25$ Mpa ; $\gamma_s = 1.15$; FeE 400.

$$\mu = \frac{M_f}{b\,.\,d^2\sigma_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{1.136\,.10^3}{14.17\,.100\,.8^2} = 0{,}012$$

$$\mu = 0{,}012 < \mu = 0{,}392 \rightarrow A' = 0$$

$$d'ou : \begin{cases} \alpha = 0{,}015 \\ \beta = 0{,}994 \end{cases} \rightarrow y = \alpha\,.\,d = 0{,}015\,.8 = 0{,}12 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta\,.\,\sigma_s.d} = \frac{1.136\,.10^3}{0{,}994\,.348\,.80} = 41.05 \text{ mm²}$$

N : est un effort de compression.

$$A = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 41.05 - \frac{2{,}936\,.10^3}{348} = 32.61 \text{ mm²}$$

Donc : A = 32.61 mm² = 0.3261 cm² > 0.

A = 0.3261 cm² ; **A' = A'₁ = 0**

III.1.5.4.Condition de non fragilité :

$A_1 \geq A_{min} = B/1000 = 1\,cm^2$, il faut que A > A_{min}

A = 0,2787 cm² < A_{min} = 1 cm²

Donc : A = A_{min} = 1 cm²

Nous prenons une section d'armature de **A = 5 T 8 / ml.**

Avec un espacement **S_t = 20 cm.**

III.1.6.Vérification à l'ELS :

L'effort normal est un effort de compression, donc nous devons vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B_0 . \nu_2}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,7}{2.175} = 0,321\ m$$

$$= 32.10\ cm$$

B_0 = b.h + 15 (A' + A) = 100.10 + 15 (2,31)

= 1034.65 cm² avec A' = 0

$$\nu_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{b\,h^2}{2} + 15\,(A'.C' + A.d)\right] \rightarrow$$

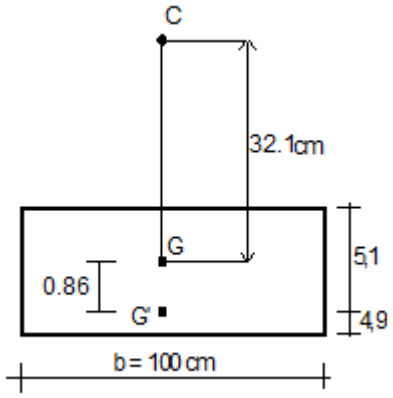
$$\nu_1 = \frac{1}{1034.65}\left[\frac{100\,(10)^2}{2} + 15\,(2.31.8)\right] = \nu_1 = 5,10\ cm.$$

$\nu_2 = R - \nu_1 \rightarrow \nu_2 = 10 - 5,10 \rightarrow \nu_2 = 4,9$ cm

$$C = \frac{R}{2} - e_0 \rightarrow C = \frac{10}{2} - 35.7 \rightarrow C = -30.70\ cm.$$

$$I_G = \frac{b}{3}(\nu_1^3 + \nu_2^3) + 15\left[A'(\nu_1 - C')^2 + A(\nu_2 - C)^2\right].$$

$I_G = 0.8635.10^4\ cm^4$



G'C = 32,10 + 0,86 → G'C = 32,96 cm.

$M_{G'} = N_{ser} . G'C = 2.175 . 32,96 \rightarrow M_{G'} = 0,7168$ KN.m.

Donc :

$$\frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 32.10\ cm \geq \frac{I_G}{B_0.\nu_2} = 1.70\ cm. \qquad (C.V)\ .$$

→ Nous avons une section partiellement comprimé.

Comme la fissuration est préjudiciable, nous devons vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} \overline{\sigma}_b = 0,6\, f_{c28} = 15\ MPa \\ \overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e = 266,66\ ; 202\right] MPa = 202\ MPa \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = K . y_1 \\ \sigma_s = 15\, K . (d - y_1) \end{cases} ; \quad \begin{cases} K = \frac{N_{Ser}}{S_{xx}} \\ y_1 = y_2 + C \end{cases}$$

y_2 : est l'une des solutions de l'équation du 3ème degré suivante :

$$y_2^3 + P . y_2 + q = 0 \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ (*)$$

$$\begin{cases} P = -3\ C^2 + 90\,(\frac{A'}{B})(C - C') + 90\,(\frac{A}{B})(d - C) \\ q = -2\ C^3 - 90\,(\frac{A'}{B})(C - C') - 90\,(\frac{A}{B})(d - C)^2 \end{cases}$$

Comme A' = 0 alors :

$$\begin{cases} P = -3\ C^2 + 90\,(\frac{A}{B})\,(d - C) \\ q = -2\ C^3 - 90\,(\frac{A}{B})\,(d - C)^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} P = --2259.98\ cm^2 \\ q = 40784.74\,cm^2 \end{cases}$$

D'où l'équation (*) devient :

$$y_2^3 + 2259.98\ y_2 + 40784.74 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne :

$$y_2 = \begin{cases} -54.30 \\ 30.04 \quad cm \\ 24.70 \end{cases}$$

Comme y_2 doit être comprise entre :

$-C < y_2 < h - C \rightarrow 32.76 < y_2 < 42.76$

Alors : $y_2 = 30.04$ cm $\rightarrow y_1 = 30.04 + (-27.89) = 2.15$ cm.

On trouve que $y_1 = 2.15$ cm $< h = 10$ cm (C.V).

III.1.7.Vérification des contraintes :

Nous avons :

$$S_{xx} = \left[\frac{b\,y_1^2}{2} + 15\,(A\,(d - y_1)) \right] = 29.68\ cm^3$$

$$K = \frac{2.175.\ 10^3}{29.68.\ 10^3} = 0,0\ 73 N/mm^3$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 0,073\ .\ 21.50 & \rightarrow \quad \sigma_b = 1.57\ MPa < \bar{\sigma}_b \quad (C.V) \\ \sigma_s = 15\ .\ 0,073\ .\ (80 - 21.5) & \rightarrow \quad \sigma_s = 64.44\ MPa < \bar{\sigma}_s \quad (C.V) \end{cases}$$

III.1.8.Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier : $\tau_u = \frac{v_u}{b_0\ .\ d} \leq \bar{\tau}_u$

Nous avons : $v_u = 1,5$ KN ; $M_u = 1.05$ KN.m ; $f_{c28} = 25$ Mpa.

$$T_u = v_u - \frac{M_u}{0,9\ .\ d} \rightarrow T_u = 1,5 - \frac{1.05}{1.05\ .\ 0,08} = -11\,KN < 0$$

→ Les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

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

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 .\ d} = \frac{1{,}5\ 10^3}{1000\ .80} = 0{,}0187\ \text{MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0{,}0187\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2{,}5\ \text{MPa}$ (C.V).

III.1.9.Vérification au séisme :

L'acrotère est un élément de structure secondaire, elle doit être calculée sous l'action des forces horizontales (séisme local) par la formule suivante :

$$\mathbf{F_p = 4.A.C_p.w_p.}$$

Avec : **A = 0,20** (zone sismique II_b, groupe d'usage **2**)

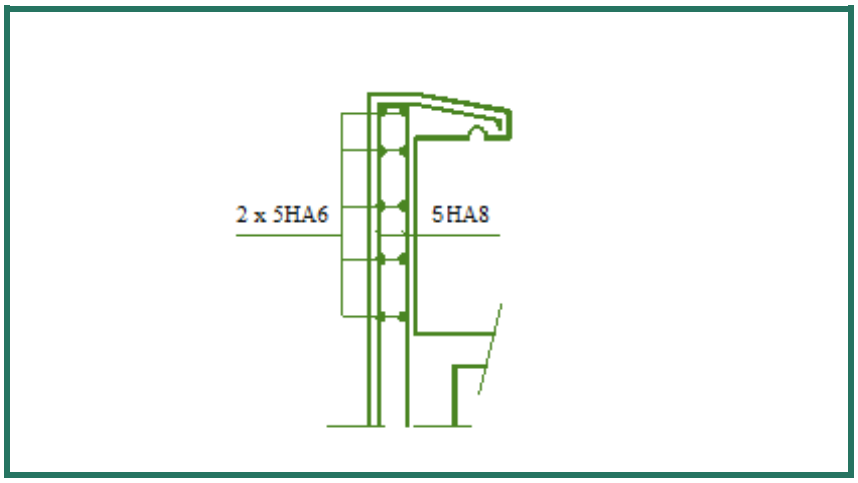
C_p = 0,8 (facteur de force horizontale pour les éléments secondaire, pour la zone sismique et groupe d'usage approprié).

w_p = 2.175 KN (poids de l'acrotère pour une bonde de 1 m de largeur pour la zone sismique et groupe d'usage approprié)

Donc : $F_p = 4.0{,}20.0{,}8.2.175$ → **F_p = 1,392 KN < V_u = 1,5 KN.**

III.1.10.Conclusion :

L'acrotère résiste à la force sismique.



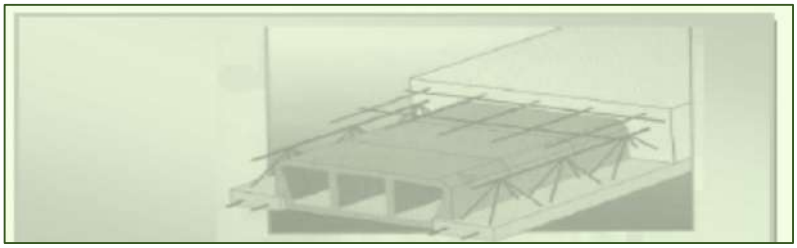
Figure(III-2). Ferraillage de l'acrotère.

III.2.Planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée par un treillis soudé reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placés suivant le sens de la plus petite portée.

Notre plancher comporte une hauteur totale : **ht = 16+ 4 = 20cm**, il est constitué d'un corps creux de dimensions **(16 x 65) cm².**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 :

- ✓ **Les poutrelles.**
- ✓ **La dalle de compression.**



Figure(III-3). Plancher a corps creux.

III.2.1. Calcul des poutrelles :

Le calcul est effectué comme des poutres continues, semi encastrées aux extrémités.

La section du béton est définie par :

- une section en (Té) en travées.
- une section rectangulaire aux appuis.

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est **S = 0,65×L.**

On a deux types de poutrelles, le premier type à cinq travées et l'autre à quatre travées, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ✓ **Etape 1 : avant coulage.**
- ✓ **Etape 2 : après coulage.**

✓ **Etape 1.Calcul avant coulage :**

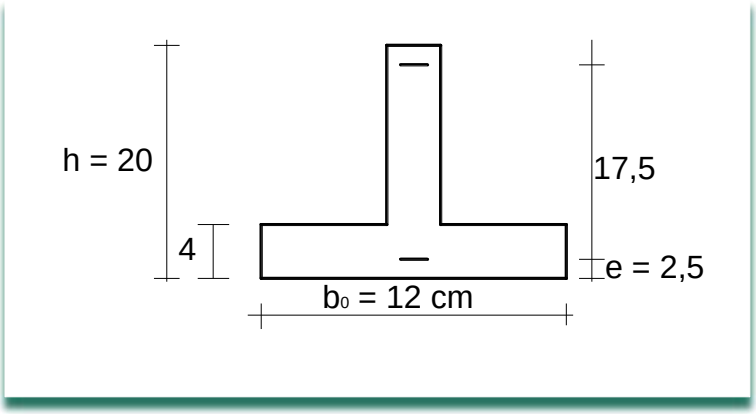
La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes :

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

III.2.2 Evaluation des charges et surcharges :

III.2.2.1 Charge permanente :

• Poids propre d'une poutrelle :	25. 0,04. 0,12 =	0,12 KN/ml
• Poids corps creux :	0,65. 1 =	0,65 KN/ml
	G =	**0,77 KN/ml**



Figure(III.4). Dimension de la poutrelle.

III.2.2.2 La charge d'exploitation :

L'intensité du poids de l'ouvrier, même le poids des matériaux et des coffrages est égale à la plus grande des deux valeurs :

Q = Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; **0.5 KN/ml** de portée]

Q = Max [1 KN ; 0.5 x 5.00] → **Q = 2,5 KN.**

✓ **A L'ELU :**

$M_u = 1{,}35\ M_G + 1{,}5\ M_Q$

$$M_G = \frac{G\ L^2}{8} = \frac{0{,}77}{8}\ .\ (5.00)^2 = 2.41\ \text{KN.m}$$

$$M_Q = \frac{Q\ L}{4} = \frac{2.50}{4}\ .\ (5.00) = 3.13\ \text{KN.m}$$

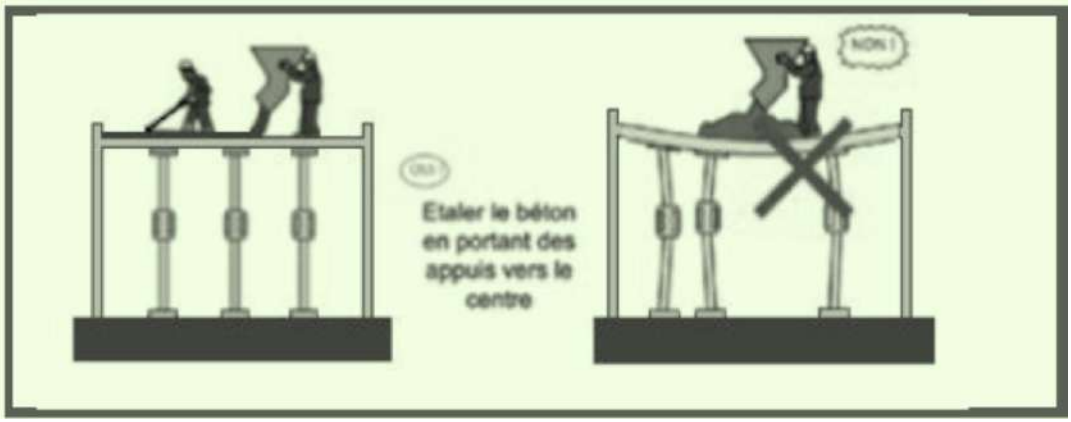
$\rightarrow$ $M_u = 1{,}35\ .\ 2.41 + 1{,}5\ .\ 3.13 =$ **7.95 KN.m.**

D'ou :

$$\mu = \frac{M_u}{b\,.\,d^2\sigma_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{7.95\ .10^6}{14{,}17\ .120\ .30^2} = 5.195$$

$$\mu = 5.195 > \mu_1 = 0{,}392$$

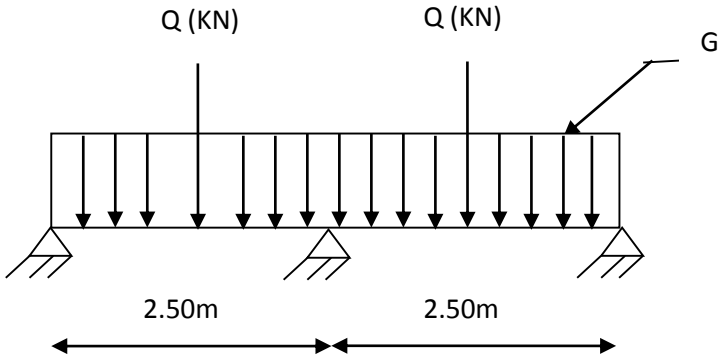
Comme la section est d'une très faible hauteur, il est impossible d'introduire des Armatures de compression. La seule solution est de diminuer le moment par une diminution de la portée. Pour ce faire, on doit prévoir un étaiement **(pied droits)** pour aider la poutrelle à supporter les charges avant coulage de la table de compression.



Figure(III.5).L'emplacements des étaiements.

III. 2.3. Calcul des étaiements :

❖ **Pour un seul étai au milieu :**



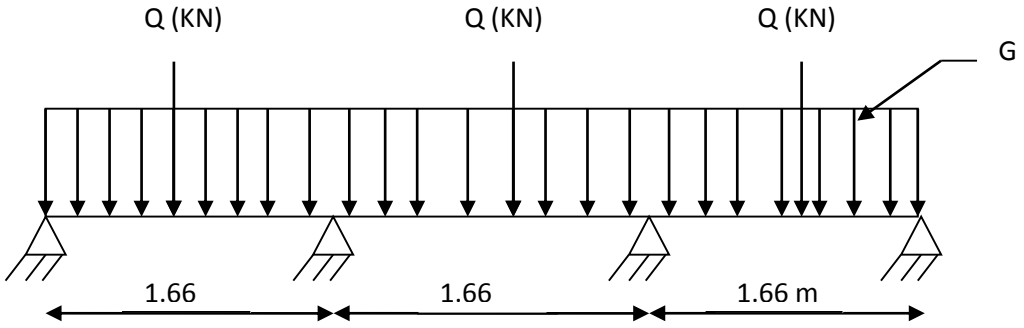
G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,601(KN.m)

Q = Max [1 KN ; 0.5x2.50KN] = 1,250KN→M_Q=0,781(KN.m)

Donc : **M_u=1.171(KN.m).**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{1,171\times10^6}{120\times14.17\times(30)^2} = 0.765 > \mu_1 = 0.392$$ On ajoute un autre étaiement.

❖ **Pour deus étais :**



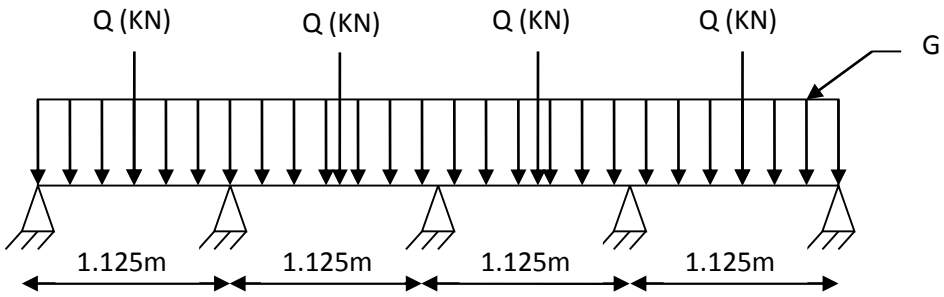
G = 0,77 KN/ ml→M_G=0,252 (KN.m)

Q = Max [1 KN ; 0.5x1.66 KN] = 1.00KN→M_Q=0,415(KN.m)

Donc : **M_u=0,962 (KN.m)**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,962\times10^6}{120\times14.17\times(30)^2} = 0,628 > \mu_1 = 0.392$$ On ajoute un autre étaiement.

❖ **Pour trois étais :**



G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,121(KN.m)

Q = Max [1 KN ; 0.5x1.02 KN] = 1.00KN→M_Q=0,281(KN.m)

Donc : M_u=0,584(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,584\times10^6}{120\times14.17\times(30)^2} = 0,381 > \mu_1 = 0,392 \quad \textbf{(C.V).}$$

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de **112.5 cm** pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

✓ **Etape 2. Calcul après coulage**

Dans cette étape, le calcul des poutrelles se fait après le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.2.4 Méthodes de calcul des poutres :

Pour le calcul des poutres continues sur appui multiple, le règlement **B.A.E.L 91** fournit deux méthodes dont le choix dépend de la valeur des sollicitations appliquée ; la méthode **forfaitaire** et la méthode **CAQUOT.**

III.2.4.1. Méthode forfaitaire :

➢ **Conditions d'application :**

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

1- Q ≤ Min (2.G et 5 KN/m2) (c.v)
2- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (c.v)
3- Le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0.8 " et " 1.25 " (c.n.v)
4- La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible) (c.v)

➢ **NB :**

Le calcul s'effectue par la méthode **CAQUOT** qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

III.2.4.2. Méthode de Caquot :

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable, elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

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	$M_A = 0{,}2M_0$
	Appuis intermédiaires	$M_B = \frac{q_w \cdot l_w'^3 + q_e \cdot l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictives l'	Travée de rive	L
	Travée intermédiaire	$0{,}8.l$
Effort tranchant T	Tw	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	Te	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Tableau(III.1). Méthode de Caquot.

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.2.5.Evaluation des charges et surcharges :

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher courant ayant la plus grande Sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

	G KN/m²	Q KN/m²	Pu KN/ml	Pser KN/ml
Plancher terrasse	6,50×0,65 = 4,22	1×0,65 = 0,650	**6.672**	**4.780**
Plancher courant	5.94×0,65 = 3,86	1.5×0,65=0.975	**6.673**	**4.835**
		2.5×0,65=1.625	**7.648**	**5.485**

Tableau(III.2). Charges et surcharges des planchers.

III.2.6.Sollicitations de calcul :

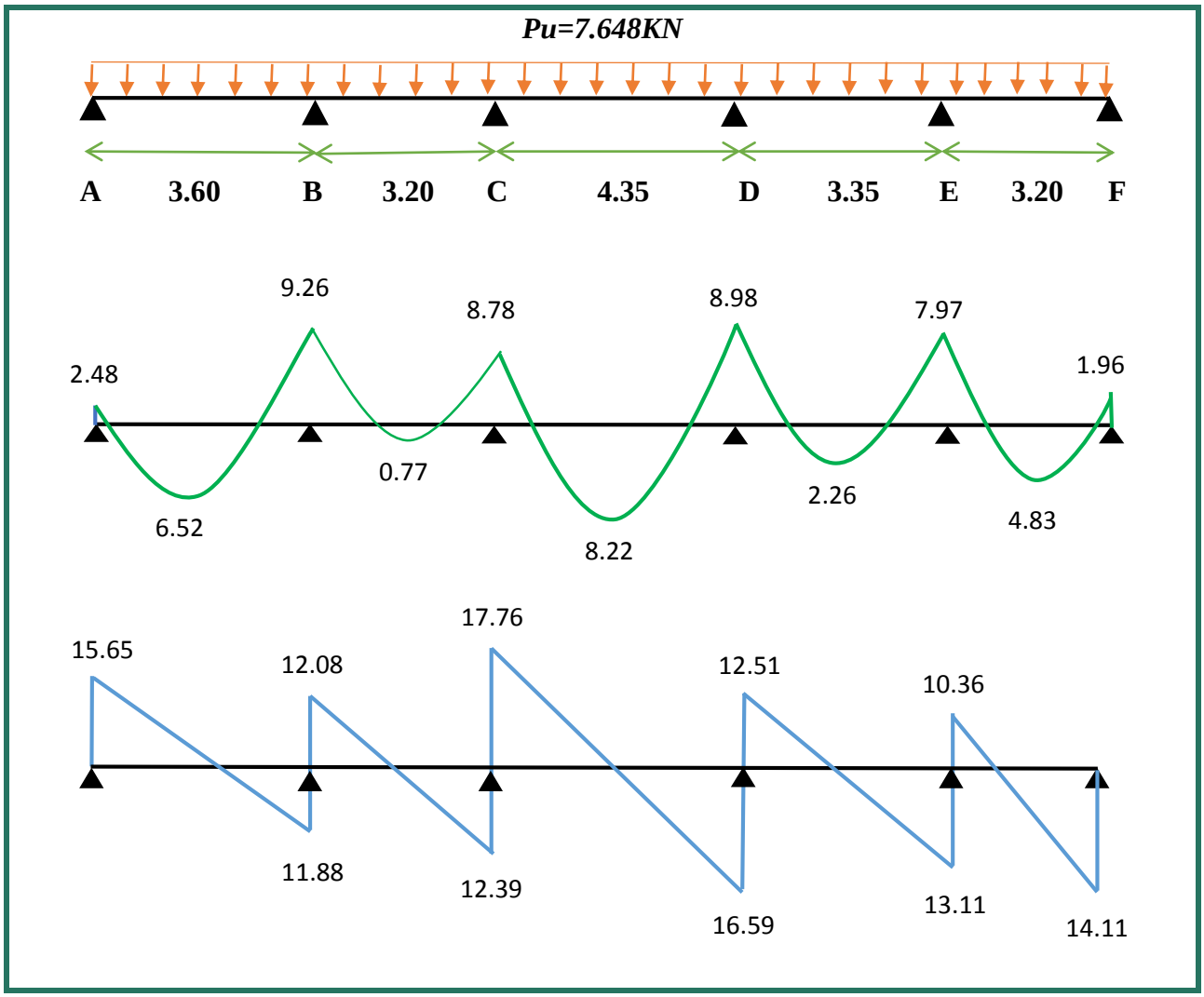
Selon la longueur et le chargement de chaque travée, notre structure comporte trois (03) Type des poutrelles.

III.2.6.1.Poutrelles à cinq travées : (étage courant) : Q = 2.5 kn/m².

III.2.6.1.a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime :

Travée	M0	Mw	Me	Mt	T0	Tw	Te
A-B	12.391	2.478	9.266	6.519	13.767	15.653	-11.882
B-C	9.790	9.266	8.778	0.768	12.238	12.085	-12.390
C-D	18.091	8.778	8.968	9.228	16.635	17.761	-16.592
D-E	10.729	8.968	7.960	2.265	12.811	12.510	-13.112
E-F	9.790	7.960	1.958	4.831	12.238	10.362	-14.113

Tableau(III.3). Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

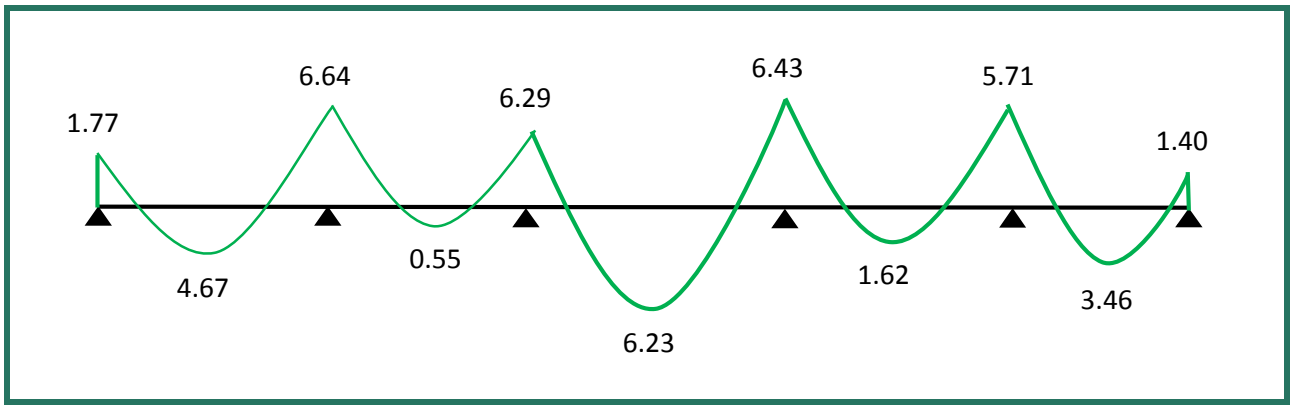


Figure(III.6). Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

III.2.6.1.b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :

Travées	M0	Mw	Me	Mt	T0	Tw	Te
A-B	8.886	1.777	6.645	4.675	9.873	11.225	-8.521
B-C	7.021	6.645	6.295	0.551	8.776	8.667	-8.885
C-D	12.974	6.295	6.431	6.231	11.930	11.961	-11.899
D-E	7.694	6.431	5.709	1.625	9.187	8.972	-9.403
E-F	7.021	5.709	1.404	3.464	8.776	7.431	-10.121

Tableau(III.4). Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS



Figure(III.7). Diagramme des moments dans la poutrelle à cinq travées (ELS)

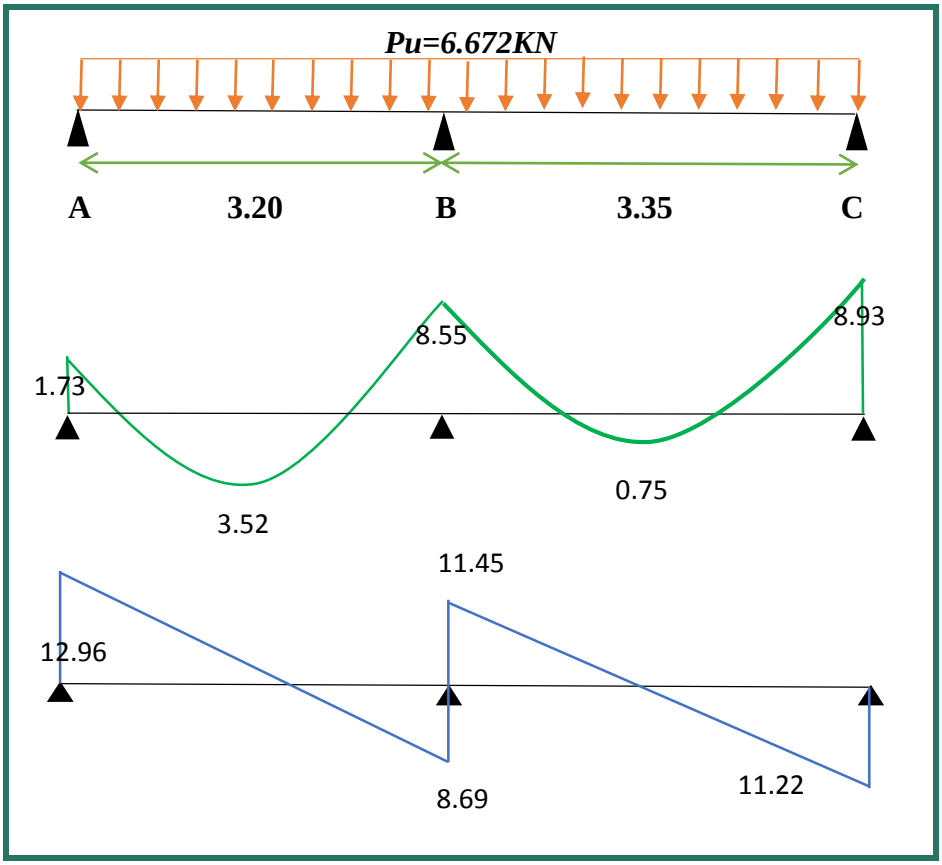
III.2.6.2.Poutrelles à deux travées : (terrasse inaccessible**) : Q=1kn/m² ;**

G= 6.50kn/m²

III.2.6.2.a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime :

travées	M0	Mw	Me	Mt	T0	Tw	Te
A-B	8.661	1.732	8.552	3.519	10.826	12.957	-8.695
B-C	9.492	8.552	8.934	0.749	11.334	11.448	-11.220

Tableau(III.5). Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

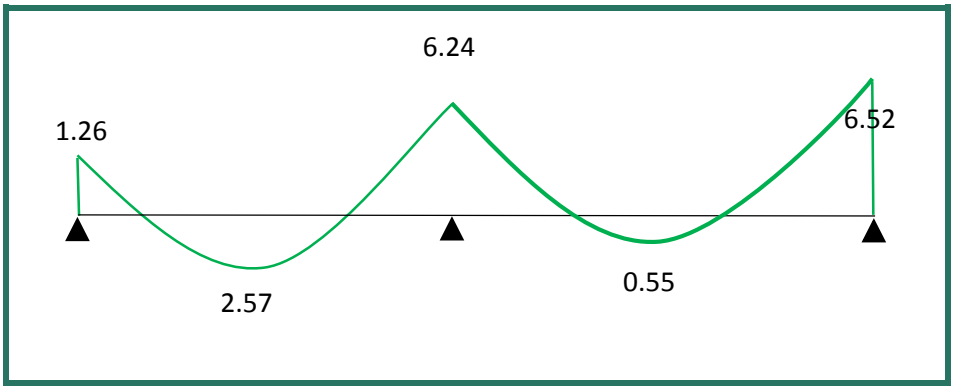


Figure(III.8). Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

III.2.6.2.b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :

Travée	M0	Mw	Me	Mt	T0	Tw	Te
A-B	6.323	1.265	6.243	2.569	7.904	9.460	-6.348
B-C	6.930	6.243	6.522	0.547	8.275	8.358	-8.191

Tableau(III.6). Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.



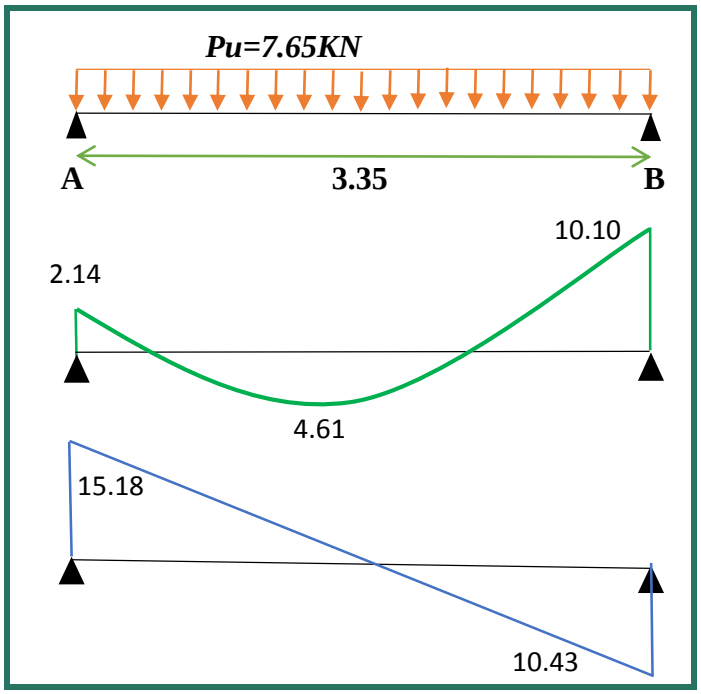
Figure(III.9). Diagramme des moments dans la poutrelle à deux travées (ELS)

III.2.6.3.Poutrelles à une seule travée : (charge du restaurant Q= 2.5KN/m²).

III.2.6.3.a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime :

Travée	M0	Mw	Me	Mt	T0	Tw	Te
A-B	10.729	2.146	10.098	4.607	12.811	15.185	- 10.437

Tableau(III.7).Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

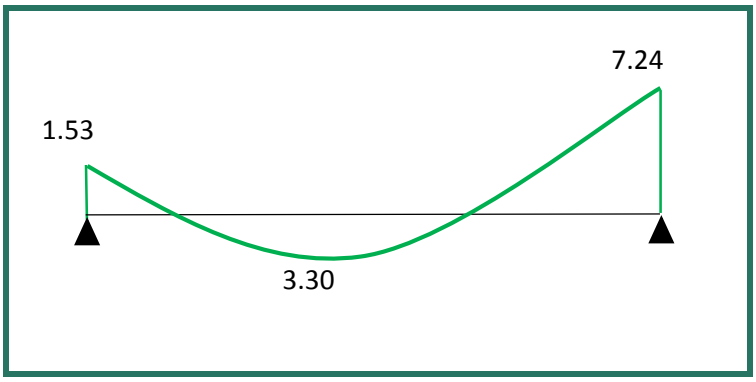


Figure(III.10). Diagramme des moments dans la poutrelle à une seule travée **(ELU)**

III.2.6.3.b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :

Travée	M0	Mw	Me	Mt	T0	Tw	Te
A-B	7.694	1.539	7.242	3.304	9.187	10.890	-7.485

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



Figure(III.11) Diagramme des moments dans la poutrelle à une seule travée **(ELS).**

III.2.7 Ferraillage des poutrelles :

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

	ELU			ELS	
	$M_{a\ ultime}$ (KN.m)	$M_{t\ ultime}$ (KN.m)	T_u (KN)	$M_{a\ ser}$ (KN.m)	$M_{t\ ser}$ (KN.m)
sollicitations	10.10	9.23	17.76	7.24	6.23
référence	Poutrelle à 1 travées	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 1 travées	Poutrelle à 5 travées

Tableau(III.9).Divers sollicitation des poutrelles.

Le ferraillage se fait pour des poutrelles à 5 travées et 1 seules travées, c'est les cas les plus défavorables.

III.2.7.1 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 ; h0=4 cm ; σbc=14.2 MPa ; d=18 cm ; σs=348 MPa ; FeE400 MPa ; b0=12 cm.

III.2.7.1.a.Position de l'axe neutre : Le moment équilibré par la table :

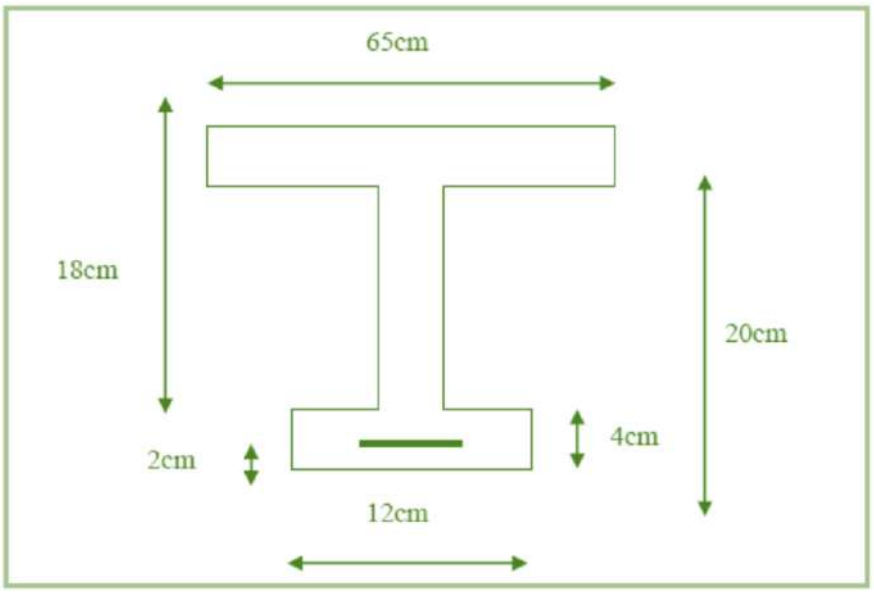
$$M_0 = b.h_0.\overline{\sigma bc}.\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$ **AN** : M0 =59.07 KN.m.

M0> Mt, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire.

En travée : (b×h)= (65×20) cm² en flexion simple.

M0< Mt, d'où l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire

Aux appuis : (b0×h) = (12×20) cm² en flexion simple.



Figure(III.12).Section de béton des poutrelles.

III.2.7.1.b. à L'ELU :

✓ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{b.b.d^2}} = \frac{9.23.10^6}{14.2.650.180^2} = \mu = 0.0309 < \mu l = 0.392 \quad \text{Donc A' = 0.}$$

Tableau : **ß= 0.985** $\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = 1.50\ cm^2.$

On adopte : A=**3HA10=2 ,36 cm².**

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

A = 2.35 cm² > Amin **=** $\frac{B}{1000} = 1.30\ cm^2.$

Donc, on adopte la section suivante : **A = 2.36 cm².**

✓ **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur.

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b0×h) = (12×20) cm².

Mapp=13.89 KN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{b.b_0.d^2}} = \frac{10.10.10^6}{14.2.120.180^2} = 0.183 < \mu_l = 0.392 \qquad \text{Donc A'=0}$$

Tableau : ß=0.898 $\Rightarrow$ A=$\frac{M_a}{\beta.d.\sigma_s}$ = 1.80 cm²

On adopte : A = **1HA14+1HA12=2.67cm².**

✓**Conditions de non fragilité :**

A=2.67 cm² > Amin= $\frac{B}{1000}$ =0.24 cm.

III.2.7.2 Armatures transversales :

III.2.7.2.a.Vérification de contrainte de cisaillement :

Vu max= 17.76 kN (Effort tranchant max)

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{17.76.10^3}{120*180} = \mathbf{0.822\ MPA.}$$

La fissuration est peu nuisible : $\Rightarrow$ $\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPA\right] = 3.33$ MPA.

Donc : =0.961 MPa < 3.33 MPa **(C.V).**

III.2.7.2.b.Diamètre des armatures transversales :

On a : $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right] \Rightarrow \phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35} = 0.571cm; \frac{b_0}{10} = 1.2cm: 0.8cm\right]$=0.571 cm.

On adopte : φ = 6 mm

$\boldsymbol{a_t = \frac{\pi.\phi_t^2}{4}}$ **= 0.28 cm² ;** Avec : *a* : section d'une barre transversale.

nt : = 2 (nombre des barres).

$A_t =$ nt $\times \boldsymbol{a_t}$ = 0.56 cm² → At. = **2ϕ6.**

III.2.7.2.c.Espacement : $S \leq min[0.9\ d, 40\ cm] = 16{,}2cm$.

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

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.03.b} = 15.55$ cm **,** on adopt: St = 15cm.

$\mathbf{A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b\ .S_t}{f_e} = \frac{0.4.12.15}{400} = 0.18\ cm^2.}$

$\mathbf{A_t}$= 0,56cm² $\geq \mathbf{A_{t\,min}}$ = 0,19cm² **(C.V).**

III.2.7.2.d Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales **(FeE400).**

$\frac{\mathbf{A_t}}{b_0}\frac{f_e}{S_t} \geq 0.4$ MPA $= \frac{56.400}{120.150} =$ 1.24 MPA ≥ 0.4 Mpa. **(c.v)**

$\frac{\mathbf{A_t}}{\mathbf{b_0\ .s_t}} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3K.f_{t28}}{0.9.f_e.[cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{\mathbf{A_t}}{\mathbf{b_0\ .s_t}} = 0.003 > 0.001$ **(c.v)**

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

$\boldsymbol{\alpha}$**=90°** Pour les armatures transversales.

1) Au voisinage de l'appui :

1) Appui de rive :

Mu=10.10 KN.m>0,9.Vu.d= 0,9.17,76.18= 2.87KN.m .Aucun prolongement faire.

2) Appui intermédiaire :

Vu + ($\frac{Mu}{0.9d}$) = 17.76 + (-10.10/(0.9*0.18) = -62.35 < 0 **(c.v)**

Donc la section d´armature existante au niveau de l´appui peut équilibrer l´effort tranchant.

III.2.8. Vérification du ferraillage à l'ELS :

✓ **En travée :**

La fissuration est peu nuisible, donc il faut vérifier la relation suivante : $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$

$\sigma_b = \frac{Mser.y1}{I}$ $\overline{\sigma b} = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPA.

Avec : **Mser = 6.23 KN.m.**

✓ **Position de l'axe neutre :**

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

On a : b=65 cm ; d=18 cm ; h0=4 cm ; A=1.50 cm².

$\boldsymbol{S_{xx'} = \frac{65.4^2}{2}}$ -15. (1 ,50). (18-4)=205 > 0

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et leur position déterminée par l'équation suivante : y_1^2+ Dy1- E = 0 avec : 0 ≤ y1≤ d.

$D = \frac{2(b-b_0)h_0+30A}{b_0} \Rightarrow D = \frac{2(65-12)4+30.(1.50)}{12} \Rightarrow D=39.08.$

$E = \frac{2(b-b_0){h_0}^2+30Ad}{b_0} \Rightarrow E = \frac{2(65-12)4^2+30(1.50)18}{12} = 208.83.$

⇒ y1=4.76 cm.

$I = \frac{1}{3}(by1^3 - (b-b_0)(y1-h_0)^3)+15A(d-y1)^2 \Rightarrow I = 6273.19\ cm^4.$

$\sigma_b = \frac{Mser.y1}{I} \Rightarrow \sigma_b = \frac{6.23.10^6 .47.6}{6273.19.10^4} = 4.73$ MPA < σ_b = 15MPA **(c.v)**

✓ **En appui :**

Ma ser = 7.24 KN.m ; Au = 2.67cm2.

La vérification se fait dans le tableau suivant :

Types	position	M_{ser} KN.m	Y cm	A cm²	I cm⁴	$\boldsymbol{\sigma_b}$ MPa	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$	observation
1 travée	**travée**	6.23	4.76	2.35	6273.19	4.73	15	C.V
	appuis	7.24	5.74	2.67	6975.50	5.96	15	C.V

Tableau(III.10).Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion : On garde les sections d´armatures calculées à l'E.L.U.

III.2.9. vérification de la flèche :

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{475} = 0.042 \leq 0.044$ **C.N.V**
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0.040 > \frac{6.23}{15(12.719)} = 0.033$ **C.V**
- $\frac{A}{b_0 .d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1.5}{12.18} = 0.007 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009$ **C.V**

Puisque il y'a une condition, ne sont pas vérifiées, alors on doit passer au calcul des flèches.

III.2.9.1.Évaluation détaillée de la flèche :

On doit calculer la flèche, selon l'annexe D du **CBA93**.

Mser = 6.23 KN.m ; $\rho = \frac{A}{b_0 .d} = \frac{1.5}{12.18} = 0.007$. ρ = 0.7 % ⇒ β1 = 0.878 (Tableau).

$\sigma s = \frac{Mser.10^6.}{B_1.d.A} = \frac{6.23.10^6}{0.878.180.1.50} = 262.802$ Mpa.

$\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{\left(2+3.\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05.2.1}{\left(2+3.\frac{12}{65}\right)0.007} = 5.87$; et **λv**=2/5× **λi**= 2,35.

$\mu = 1 - \frac{1.75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + .f_{t28}} = 1 - \frac{1.75.2.1}{4.0.007.262.802+2.1} =$ **μ = 0.611.**

III.2.9.2.Détermination de l'axe neutre :

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

Y= 6.80 cm.

III.2.9.3.Moment d'inertie de la section totale :

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

I = 18235,14 cm^4

$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda i.\mu} = 1.1\ \frac{18235.14}{1+5.87.0.611} = 3972.80\ cm^4.$

$I_{fv} = 1.1\ \frac{I_0}{1+\lambda v.\mu} = 1.1\ \frac{18235.14}{1+2.35.0.611} = 8234.26\ cm^4.$

Ei=11000 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 32164.2MPa; Ev=1/3 Ei=10819MPa .

$$f_i = \frac{\text{Mser.L}^2}{10.\text{Ei}.I_{fi}} = \frac{6.23\times5.00^2}{10\times32164.2\times3972.80} = f_i = 12.19\ mm.$$

$$f_v = \frac{\text{Mser.L}^2}{10.\text{Ev}.I_{fv}} = \frac{6.23\times5.00^2}{10\times10819\times8234.26} = f_v = 17.48\ \text{mm}.$$

$\Delta ft = fv - fi \Rightarrow \Delta ft = 17.48\text{-}12.19 = 5.29$ mm.

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = f$

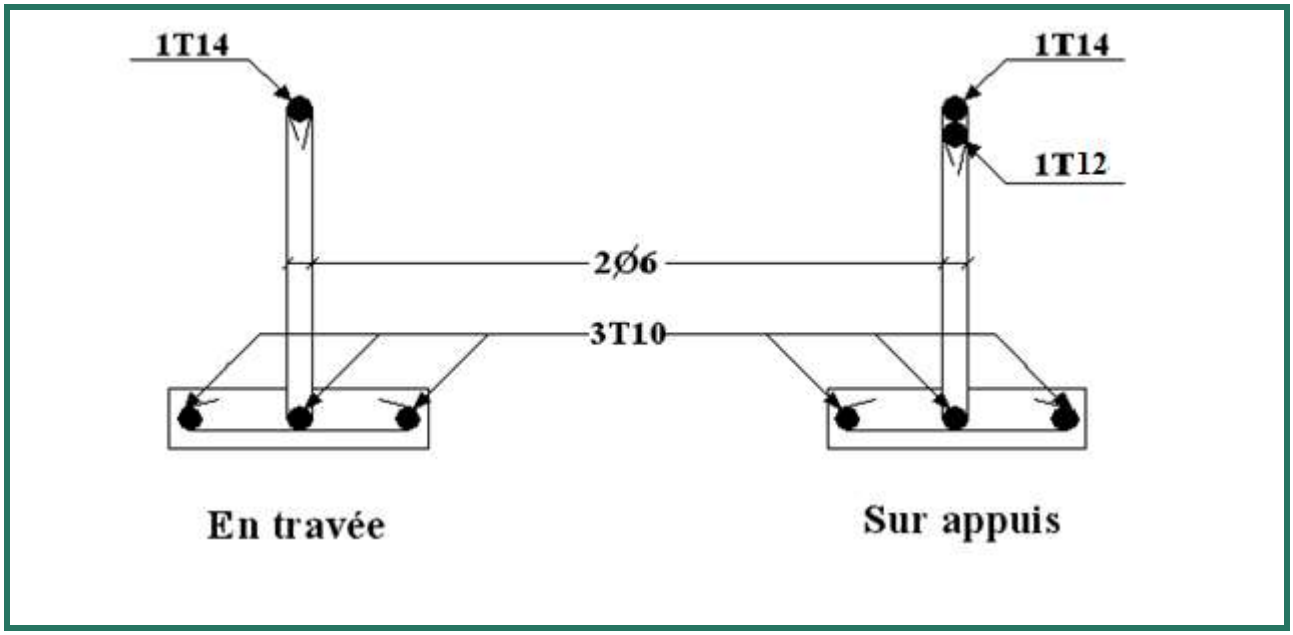
Avec : $F_{limit} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 10$ mm.

Donc : $\Delta ft = 5.29$ mm < fLimite = 10.00 mm.

M(KN.m)	A (cm2)	y (cm)	ρ	ß1	σs (MPa)	μ	λi	λv
6.23	2.35	6.81	0.007	0.878	262.802	0.611	5.87	2.35
I (cm4)	**I*fi* (cm4)**	**I*fv* (cm4)**	**L(m)**	**fi (mm)**	**fv (mm)**	**Δf (mm)**	**fadm (mm)**	**Δf<fadm**
18235.14	3972.80	8234.26	5.00	12.19	17.48	5.29	10.00	C.V

Tableau(III.11).détailles de calcul de Moment d'inertie de la section totale.

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.13).Disposition constructive des armatures des poutrelles.

III.2.10 La table de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de **4 cm** avec un espacement de **65 cm** entre poutrelles.

✓ La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

1 - Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20cm.

2 - Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm.

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

$A_t \geq \frac{200}{f_e}$ si $L \leq 50cm.$

$A_t \geq 0.02 \times L \times \frac{200}{F_e} = \frac{4 \times L}{F_e}$ si $50 \leq L \leq 80$ cm.

Avec :

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

Fe : nuance de l'acier **FeE520** (***Fe=520Mpa quadrillage de TS.TIE520→Ø≤6mm***).

✓ At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

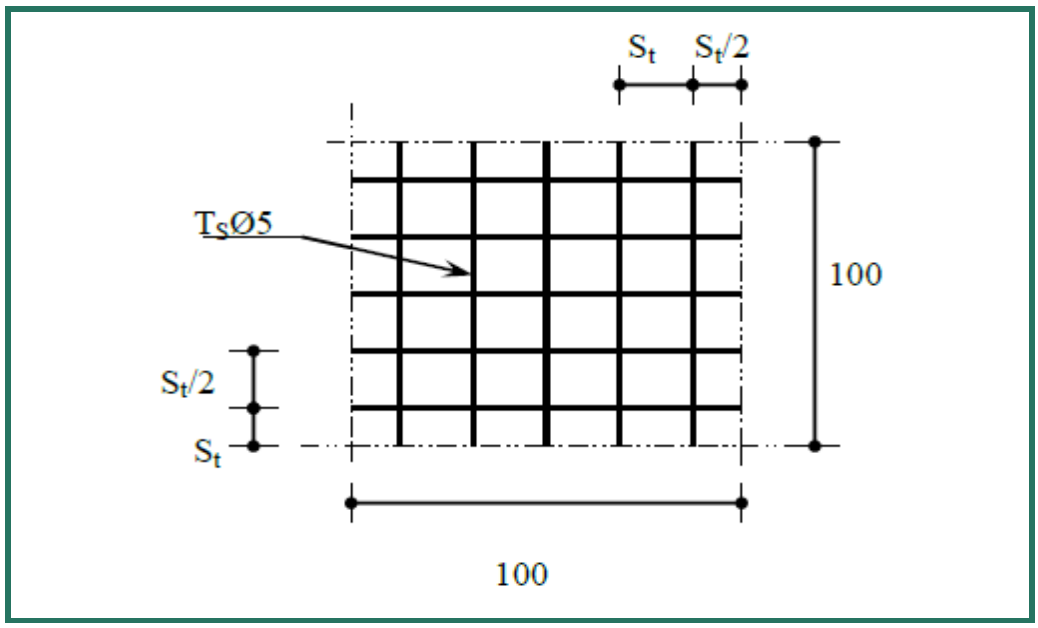
50cm ≤ (L=65cm) ≤ 80cm ⇒ $\boldsymbol{A_t \geq \frac{65.4}{520}}$ = 0.5 cm²/ml On prend : **6T5=1,17cm².**

S_t = 100/5 = 20 cm.

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

Al $\boldsymbol{\geq \frac{A_t}{2} = 0.705}$ cm²/ml ; Soit : **6T5=1,17cm² → S_t = 20cm.**

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de **(20x20) cm²**, et de nuance **TLE520 ; fe = 520MPa ; At= ϕ=5mm.**



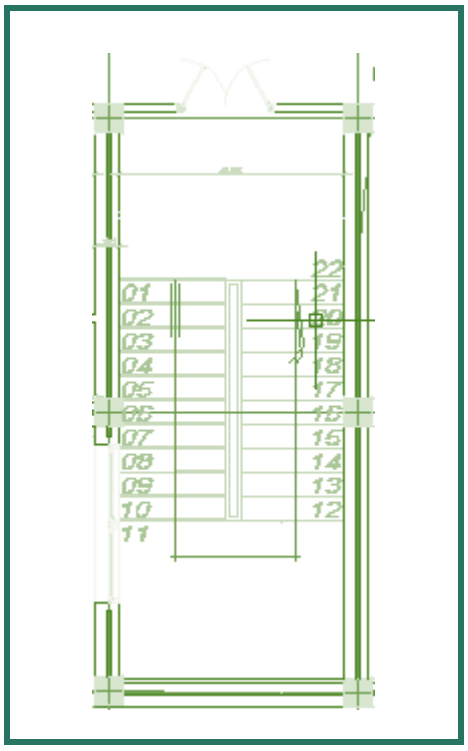
Figure(III.14). Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.3.Escalier :

III.3.1.Introduction :

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur, pour notre projet il y a trois types d'escaliers.

III.3.2.Type " 1 " d'escaliers :



Figure(III.15). Coupe de 1er type d'escalier.

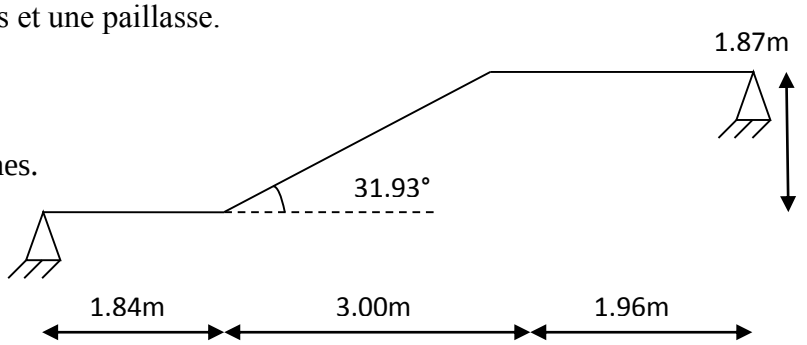
III.3.2.1Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de **BLONDEL** : $59\,cm \le g + 2h \le 66\,cm$

Ce type d'escalier porte deux paliers et une paillasse.

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

- **n** : nombre de contres marches.
- **(n-1)** : nombre de marches.



Figure(III.16). Modélisation d'escaliers **(type 1)**

On adopte : n = **11**, $h = \frac{H}{n} = \frac{187}{11} = 17{,}00\,cm$, et $g = \frac{L}{n-1} = \frac{300}{10} = 30.00\,cm$

On choisit : **h = 17 cm et g = 30 cm**.

✓ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

$$59\,cm \leq g + 2h = 64\,cm \leq 66\,cm$$

✓ **Angle d'inclinaison "α" :**

$$tg\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{187}{300} = 0.623 \Rightarrow \alpha = 31.93°$$

✓ **Longueur de la paillasse « L_0 » :**

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{300}{\cos 31.936} = 354\,cm$$

L_{total} = 354 +184+196 = 734 cm

III.3.2.2.Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier est calculé fonction de la longueur **L = 734cm.**

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Leftrightarrow 20\ cm \leq e \leq 24\ cm$$ On choisit $e_{palier} = e_{paillasse}$ = 22cm.

III.3.2.3.Evaluation des charges et surcharges :

✓ **Charges permanentes du palier :**

N°	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.22	25	5.5
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**7.24**

Tableau(III.12). Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier (type 1)

✓ **Charges permanentes de la paillasse :**

N°	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
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	Poids propre de la paillasse	0.22 / cos α	25	6.48
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.12
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**10.34**

Tableau(III.13). Evaluation des charges permanentes du paillasse de l'escalier (type 1)

✓ **Surcharge d'exploitation :**

- Q = 2.5 KN/m2

III.3.2.4 Détermination des efforts :

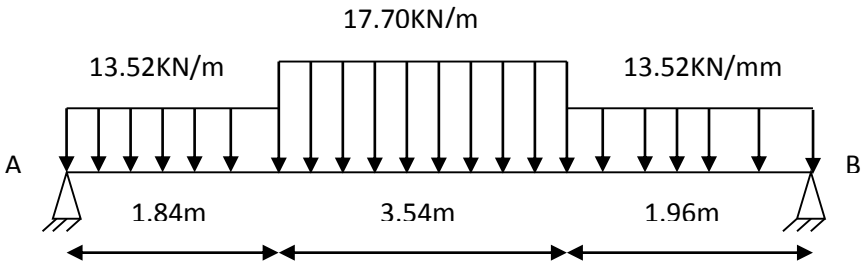
A l'E.L.U : P_u = 1.35 G + 1.5 Q
A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Palier	7.24	2.5	13.41	13.52
Paillasse	10.34	2.5	17.21	17.70

Tableau(III.14). Combinaison des charges pour l'escalier (type 1)

➢ **A l'E.L.U :**

✓ **Schéma statique**



Figure(III.17).schéma statique de l'escalier (type 1) à l'E.L.U.

Le calcul se fait par **un mètre** de largeur
Les résultants d'équations d'équilibres donnent :

- $\mathbf{R_A}$ = 56.92 KN.
- $\mathbf{R_B}$ = 57.16 KN.

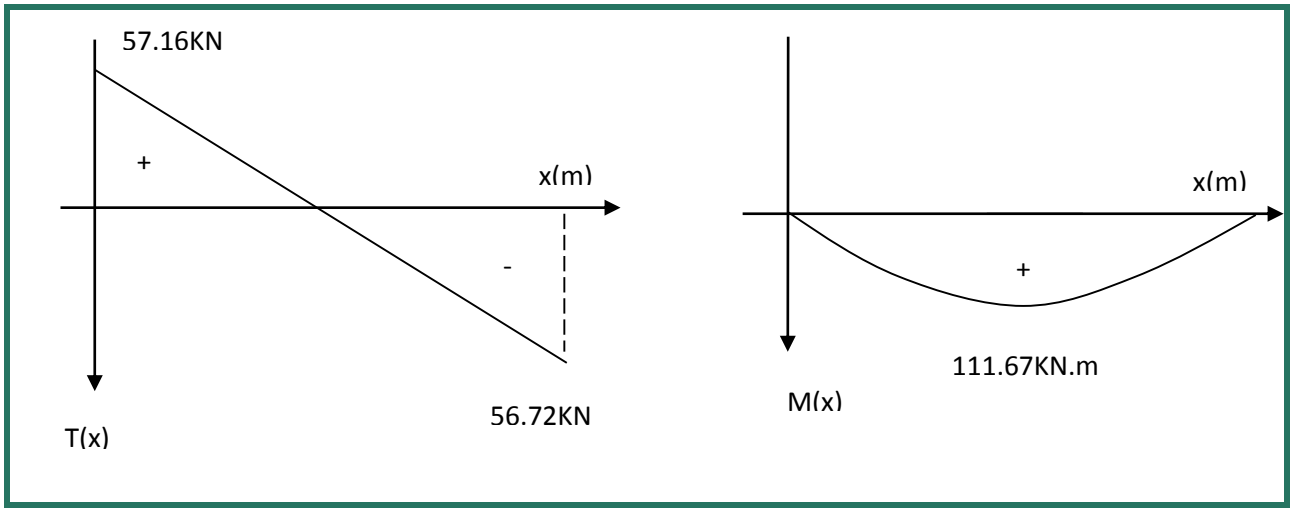
✓ **Effort tranchant :**

$$\mathbf{T_{max} = 57.16\ KN}$$

✓ **Moment fléchissant :**

$$\mathbf{M_{max} = 111.67\ KN.m}$$

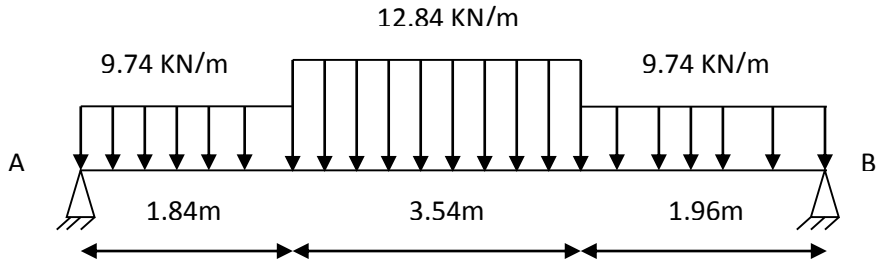
✓ **Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELU**



Figure(III.18). Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.U.

➢ **A l'E.L.S :**

✓ **Schéma statique**



Figure(III.19).schéma statique de l'escalier (type 1) à l'E.L.S.

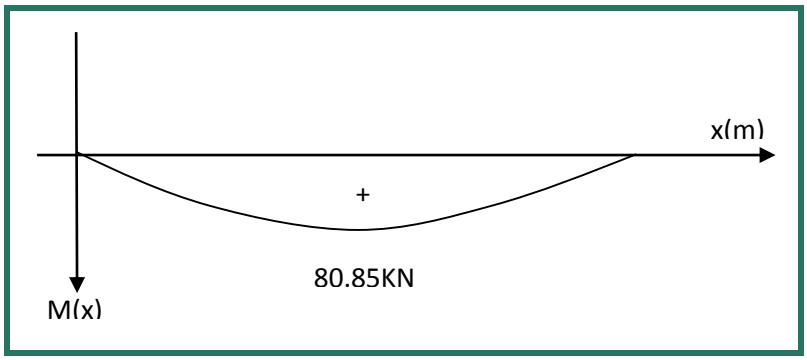
Les résultants d'équations d'équilibres donnent :

- $\mathbf{R_A}$ = 41.32 KN
- $\mathbf{R_B}$ = 41.14 KN

✓ **Moment fléchissant :**

M_{max} **= 80.85 KN.m**

✓ **Diagrammes de moments fléchissant à L'ELS**



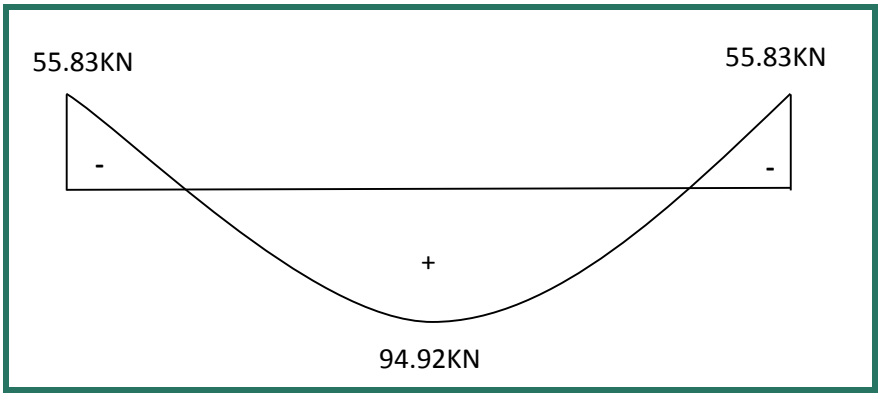
Figure(III.20). Diagramme de moments fléchissant de l'escalier (type 1) à l'E.L.S.

III.3.2.5.Ferraillage des escaliers :

Remarque :

Pour le ferraillage de tous les escaliers, on prend le cas le plus sollicité les appuis sont considérée semi encastrée.

- Moment en travée : $M_t = 0{,}85\ M_{max} = 0{,}85 \times 111.67 = 94.92\ (KN.m)$
- Moment sur appuis : $M_t = 0{,}50\ M_{max} = 0{,}50 \times 111.67 = 20.06\ (KN.m)$



Figure(III.21). Diagramme des moments.

✓ **Les armatures principales :**

Béton	$f_{c\,28}$ = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	$f_{t\,28}$ = 2.1 MPa
	b = 100 cm	h = 22 cm	c = 2.5cm	e = 2.5cm
Acier	FeE400	Fe = 400 MPa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau(III.15). Les données de calcul.

	M_u KN.m	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²	$A_{adopté}$ cm²
En travée	94.92	15.51	0	2.20	**8 Φ 16**
					16.08
En appuis	55.83	8.70	0	2.20	**8 Φ14**
					12.32

Tableau(III.16). Les armatures principales.

✓ **Condition de non fragilité :**

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

En travées : $A = 15.51\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 22}{1000} = 2.20\,cm^2$ **(c.v)**

En appuis : $A = 08.70\ cm^2 \geq A_{min} = 2.20\ cm^2$ **(c.v)**

✓ **Les armatures de répartition :**

En travées : $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{15.51}{4} = 3.87\,cm^2$ on adopte : **8Φ 8 = 4.02 cm².**

En appuis : $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{5{,}65}{4} = 2.17\,cm^2$ on adopte : **6Φ 8 = 3.02 cm².**

✓ **Vérification de l'espacement :**

- Pour les armatures longitudinales :

En travées : S_t = 16 cm < Min $[3h = 66\,cm; 33cm]$ = 33 cm **(c.v)**

Sur appuis : S_t = 16 cm < Min $[3h = 66\,cm; 33cm]$ = 33 cm **(c.v)**

- Pour les armatures de répartitions :

En travées : S_t = 14 cm < Min $[4h = 60\,cm; 45cm]$ = 45 cm **(c.v)**

Sur appuis : S_t = 20 cm < Min $[4h = 60\,cm; 45cm]$ = 45 cm **(c.v)**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07\frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{57.16 \times 10^3}{1000 \times 195} = 0{,}293\,MPa.$$

Donc : $\tau_u = 0.293\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 1.16\ MPa$ **(c.v)**

✓ **Vérification à l'E.L.S :**

Moment en travée : $M_t = 0{,}85\, M_{max} = 0{,}85 \times 80.85 = 68.72 \ \ (KN.m)$

Moment sur appuis : $M_t = 0{,}50\, M_{max} = 0{,}50 \times 80.85 = 40.42 \ \ (KN.m)$

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la Condition :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\, f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\ MPa$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	68.72	16.08	15	10.7	Vérifiée
Appui	40.42	12.32	15	6.9	Vérifiée

Tableau(III.17).Vérification à l'E.L.S

✓ **Vérification de la flèche :**

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

$$1\text{-}\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{22}{734} = 0{,}029 \geq \frac{68.72}{20 \times 80.85} = 0.042 \ \ \ldots\ldots\ \textbf{(c.n.v)}$$

$$2\text{-}\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{16.08}{100 \times 19.5} = 0.0082 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \ \ \ldots\ldots\ \textbf{(c.n.v)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

- **Calcul de la flèche :**

$M_{ser} = 68.72 kN.m, \quad A = 16.08 cm^2$

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = 0{,}0082 \rightarrow \beta = 0{,}902$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.A.d} = 243 MPa$$

$$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75.f_{tj}}{4.\rho.\sigma_s + f_{tj}}; 0\right] = 0{,}728$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{tj}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = 2{,}56 \qquad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1{,}024$$

$$y = \frac{(b.h_0).d + (b_0.(d-c)).d/2}{(b.h_0)+(b_0.(d-c))} = 88.56\,cm$$

$$I_0 = \frac{1}{12}b.h^3 + bh(\frac{h}{2}-y)^2 + 15A(d-y)^2 = 160556.29\,cm^4$$

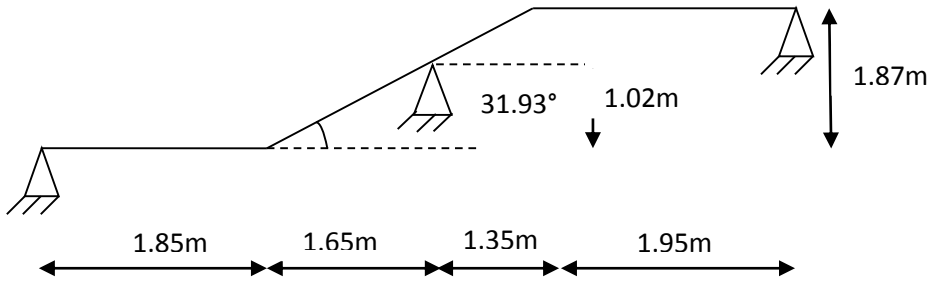
$$I_{fi} = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_i\mu} = 61673.021\,cm^4 \rightarrow f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_i I_{fi}} = 13.80\,mm$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_v\mu} = 26448{,}34\,cm^4 \rightarrow f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_v I_{fv}} = 41.40\,mm$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 41.40 - 13.8 = 27.60\,mm = 2.76\,cm \prec \overline{f}_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5 = \frac{734}{1000} + 0.5 = 12.3(cm)$$

Conclusion : donc la condition de la flèche est non vérifiée.

Solution : ajouté un chinage au niveau de l'escalier pour minimiser la flèche.



Figure(III.22). Modélisation d'escaliers (type 1).

Longueur de la paillasse « L_0 » :

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{1.65}{\cos 31.93} = 195\,cm$$

L_{total} = 195 +185= 380 cm

III.3.2.6.Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier est calculé fonction de la longueur **L = 380cm**

$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30} \Leftrightarrow 10.85\ cm \le e \le 12.66\ cm$ On choisit e $_{palier}$ = e $_{paillasse}$ = 15cm.

III.3.2.7.Evaluation des charges et surcharges :

✓ **Charges permanentes du palier :**

	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**5.49**

Tableau(III.18). Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier (type 1).

✓ **Charges permanentes de la paillasse :**

N°	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
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	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	5.00
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.12
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**8.27**

Tableau(III.19). Evaluation des charges permanentes du paillasse de l'escalier (type 1).

✓ **Surcharge d'exploitation :**

Q = 2.5 KN/m²

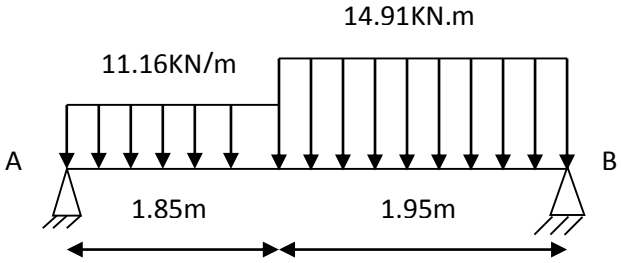
III.3.2.8.Détermination des efforts :

- A l'E.L.U : P_u =1.35 G + 1.5 Q
- A l'E.L.S : P_{ser} = G + Q

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Palier	5.49	2.5	11.16	8.00
Paillasse	8.27	2.5	14.91	10.77

Tableau(III.20). Combinaison des charges pour l'escalier intérieur.

- **A l'E.L.U :**
  - ✓ **Schéma statique**



Figure(III.23).schéma statique de l'escalier (type 1) à l'E.L.U.

Le calcul se fait par **un mètre** de largeur.
Les équations d'équilibres donnent :

- R_A **= 23.08 KN**
- R_B **= 26.65 KN**

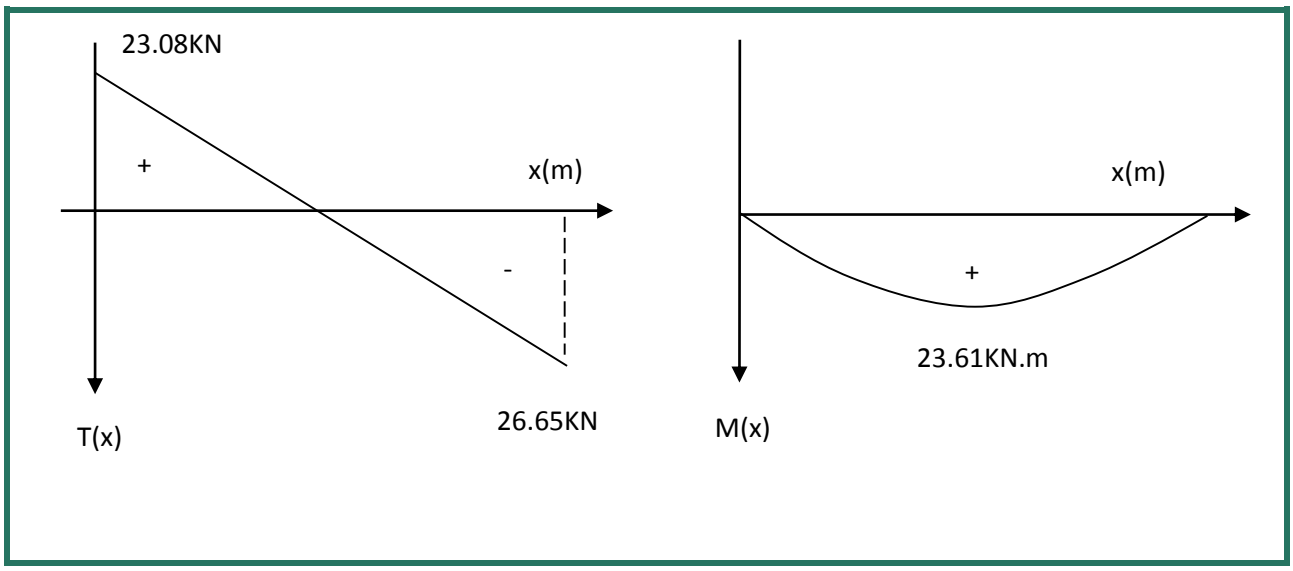
✓ **Effort tranchant :**

$$T_{max} = 26.65KN$$

✓ **Moment fléchissant :**

$$M_{max} = 23.61\ KN.m$$

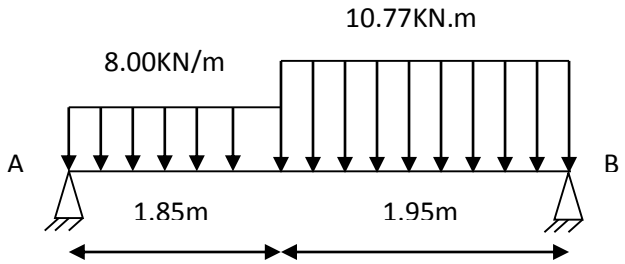
✓ **Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELU :**



Figure(III.24). Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.U.

- **A l'E.L.S :**

✓ **Schéma statique**



Figure(III.25).schéma statique de l'escalier (type 1) à l'E.L.S.

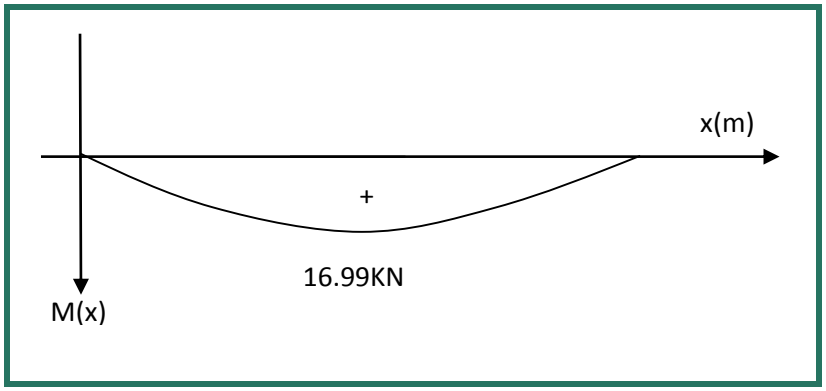
Les équations d'équilibres donnent :

- R_A = **16.57 KN**
- R_B = **19.21 KN**

✓ **Moment fléchissant :**

$$M_{max} = 16.99\ KN.m$$

✓ **Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELS**



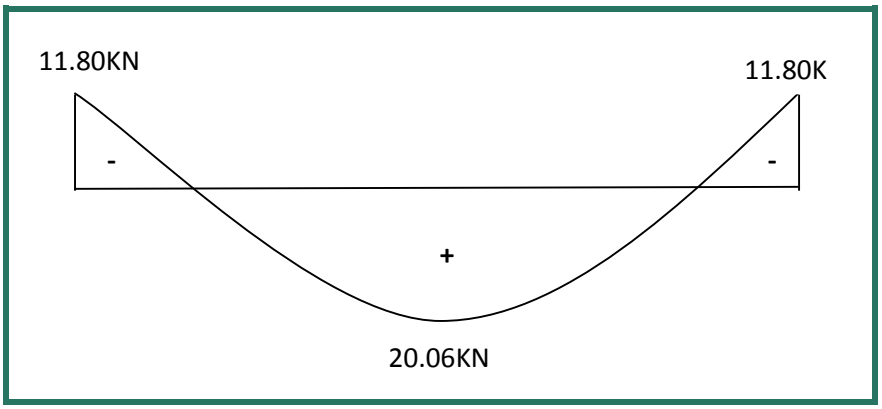
Figure(III.26). Diagramme de moments fléchissant de l'escalier (type 1) à l'E.L.S

III.3.2.9.Ferraillage des escaliers :

Remarque :

Pour le ferraillage de tous les escaliers, on prend le cas le plus sollicité**,** les appuis sont considérée semi encastrée.

- Moment en travée : $M_t = 0{,}85\, M_{max} = 0{,}85 \times 23.61 = 20.06\ (KN.m)$
- Moment sur appuis : $M_a = 0{,}50\, M_{max} = 0{,}50 \times 23.61 = 11.80\ (KN.m)$



Figure(III.27). Diagramme des moments

✓ **Les armatures principales :**

Béton	$f_{c\,28}$ = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	$f_{t\,28}$ = 2.1 MPa
	b = 100 cm	h = 15 cm	c = 2.5cm	e = 2.5cm
Acier	FeE400	Fe = 400 MPa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau(III.21). Les données de calcul.

	M_u KN.m	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²	$A_{adopté}$ cm²
En travée	20.06	4.80	0	1.70	**7 Φ 12**
					7.92
En appuis	11.80	2.80	0	1.70	**7 Φ10**
					5.50

Tableau(III.22). Les armatures principales

✓ **Condition de non fragilité :**

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

- **En travées** : $A = 7.92\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ **(c.v)**
- **En appuis :** $A = 5.50 cm^2 \geq A_{min} = 1.50\,cm^2$ **(c.v)**

✓ **Les armatures de répartition :**

- **En travées :** $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98\,cm^2$ on adopte : **5Φ 10= 3.93 cm².**
- **En appuis :** $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.37\,cm^2$ on adopte : **5Φ 10 = 3.93 cm².**
-

✓ **Vérification de l'espacement :**

Pour les armatures longitudinales :

- **En travées :** S_t = 16 cm < Min $[3h = 66\ cm; 33cm]$ = 33 cm **(c.v)**
- **Sur appuis :** S_t = 16 cm < Min $[3h = 66\ cm; 33cm]$ = 33 cm **(c.v)**

Pour les armatures de répartitions :

- **En travées :** S_t = 25 cm < Min $[4h = 60\ cm; 45cm]$ = 45 cm **(c.v)**
- **Sur appuis :** S_t = 25 cm < Min $[4h = 60\ cm; 45cm]$ = 45 cm **(c.v)**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0.07\frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{26.65 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0{,}21\,MPa$$

Donc $\tau_u = 0.21MPa \leq \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$ **(c.v)**

✓ **Vérification à l'E.L.S :**

- **Moment en travée :** $M_t = 0{,}85\,M_{max} = 0{,}85 \times 16.99 = 14.44(KN.m)$
- **Moment sur appuis :** $M_a = 0{,}50\,M_{max} = 0{,}50 \times 28.82 = 8.49(KN.m)$

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la Condition :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,MPa$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	M_{ser} *(KN.m)*	A_s *(cm²)*	$\overline{\sigma}_b$ *(MPa)*	σ_b *(MPa)*	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	14.44	7.92	15	6.0	Vérifiée
Appui	8.49	5.50	15	4.0	Vérifiée

Tableau(III.23). Vérification à l'E.L.S

✓ **Vérification de la flèche :**

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

$$1\text{-}\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{15}{380} = 0{,}039 \geq \frac{24.50}{20 \times 28.82} = 0.042 \qquad \textbf{(c.n.v)}$$

$$2\text{-}\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{7.92}{100 \times 12.5} = 0.0063 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad \textbf{(c.n.v)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

- **Calcul de la flèche :**

$$f = 0.47\,cm \prec \overline{f}_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0.76(cm)$$

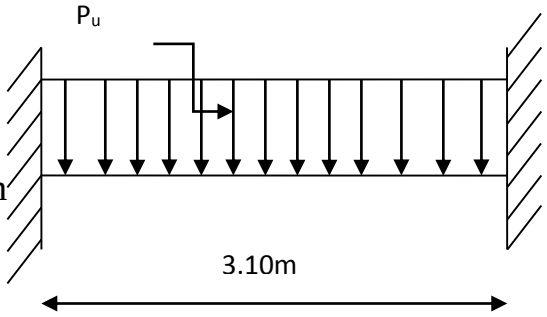
Conclusion : donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.3.2.10.Calcul de la poutre palière :

La longueur de la poutre : L = 3.10 m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad [5] \Rightarrow 20.66\,cm \leq h \leq 31\,cm$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 9\,cm \leq h \leq 21\,cm$$



On adopte **(b x h) = (30 x 30) cm²**

Figure(III.28).poutre palière.

✓ **Vérification des prescriptions du RPA 99 :**

b = 30cm ≥ 20cm **(c.v)**

h = 30 cm ≥ 30 cm **(c.v)**

h / b = 1cm < 4 cm **(c.v)**

✓ **Charges et surcharges :**

Poids propre de la poutre : 25 x 0.3x 0.3 = 2.25 KN/ml.

Poids propre de la double cloison : G_P = 2.52x1.87x1= 4.71kN/ ml.

P_u= 1.35 (2.25+4.71) + 23.08 = 32.47 KN/ml.

P_{ser} = (2.25+4.71) +16.57 = 23.53 KN/ml.

✓ **Calcul des efforts :**

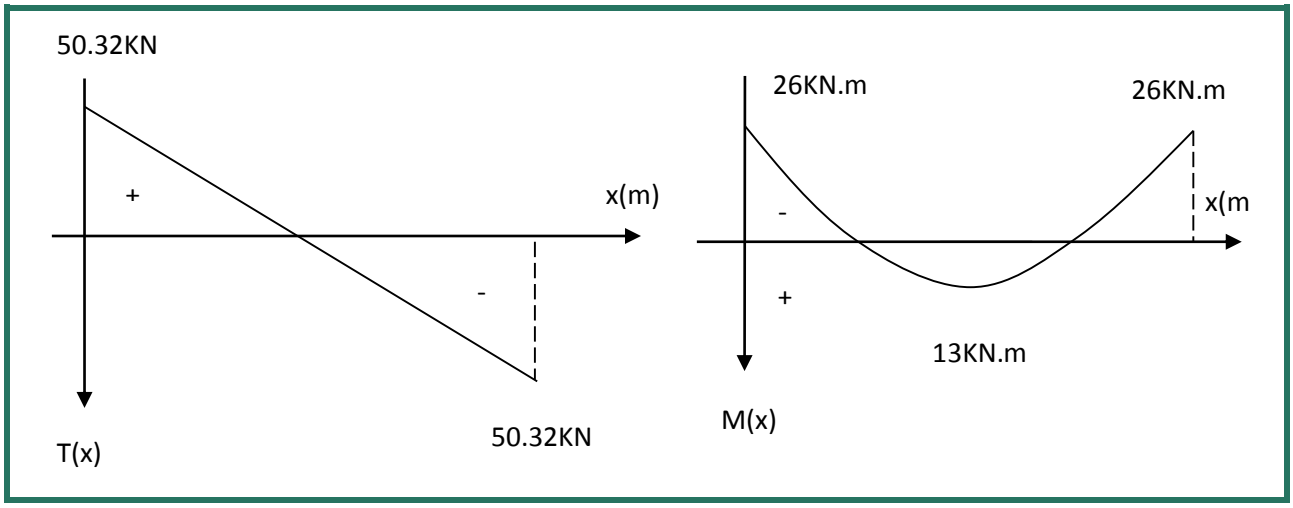
➢ **A l'E.L.U :**

$R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$ = 32.47x3.1/2 = 50.32 KN.

Donc : $T^{max} = 50.32\ KN$

$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$ = 32.47x(3.1)^2/12 = 26 KN.m

$M_t^{max} = \frac{pl^2}{24} = 13(KN.m)$



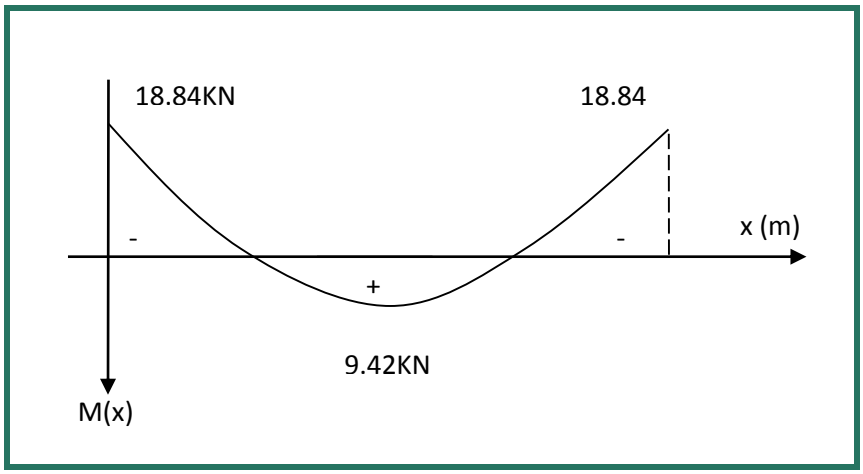
Figure(III.29). Diagramme des sollicitations de la poutre palière (type 1) à l'E.L.U

➢ **A l'E.L.S**

$R_A = R_B = 36.47KN$

$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = 18.84KN.m$

$M_t^{max} = 9.42KN.m$



Figure(III.30). Diagramme des sollicitations de la poutre palière à l'E.L.S.

✓ **Calcul du ferraillage :**

- **Armatures longitudinales :**

b = 30 cm; h = 30 cm; d = 27.5 cm; c =2.5 cm. (fissuration peu nuisible).

	M_u KN.m	A cm²	A' cm²	A adopté cm²
En travée	13	1.4	0	**3 Φ 10**
				02.36
En appuis	26	2.8	0	**3 Φ14**
				04.62

Tableau(III.24).ferraillage (armatures longitudinales) de poutre palière.

Selon RPA 99 v2003 :

$0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\% \rightarrow 0.5\% \leq 0.7 \leq 4\%$ zone courante.

$0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\% \rightarrow 0.5\% \leq 0.7 \leq 6\%$ zone de recouvrement.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{50.32 \times 10^3}{300 \times 275} = 0,6\,MPa$$

$$\bar{\tau}_u = Min\left[0,2\frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa\,;5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.6\,MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\,MPa$$

- **Vérification de compression dans la bielle de béton :**

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right)b_0.a$$

$$a = Min\,[b - e - 2\,;0.9d] = Min\;\;[25.5cm;\,24.75\,cm] = 24.75\,cm$$

$$V_u = 50.32\,KN \leq 0,4\left(\frac{25x1000}{1.5}\right) \times 0,30 \times 0,2475 = 495\,KN \qquad \textbf{(c.v)}$$

- **Vérification au voisinage de l'appui :**

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2 \times 50.32 \times 10^3}{300 \times 247.5} = 1.35 < 0,8 \times \frac{25}{1,15} = 17,39 \qquad \textbf{(c.v)}$$

- **Vérification des Armatures longitudinal**

$$A = 6.98\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 50.32 \times 10^3}{400} = 1.44\,cm^2 \qquad (c.v).$$

- **Armatures transversales :**

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 0.85\,cm\,;\ \varphi_l = 14\,mm;\frac{b_0}{10} = 3\,cm\right]$$

On choisit :

$$\varphi_t = 8\,mm < 0,85\,cm$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0,5\,cm^2$$

Donc on adoptera : At =$n_t.a_t$=4 T 8 = 2.01 cm².

- **Vérification du R.P.A 99 V 2003 :**

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

Zone nodale : $S_t \leq \overline{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 7.5\,cm\,;12\varphi_t = 16.8cm\right]$

Zone courant : $S_t \leq \overline{S_t} = \frac{h}{2} = 15cm.$

$$\begin{cases}\overline{S}_t = 7.5\,cm & (\text{zone nodale})\\ \overline{S}_t = 15\,cm & (\text{zone courante})\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes : $\begin{cases}S_t = 7\,cm & (\text{zone nodale})\\ S_t = 15\,cm & (\text{zone courante})\end{cases}$

On a A_t = 2.01 cm².

$$S_t = 7\,cm \Rightarrow A_t = 2.01cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0,63cm^2$$
$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 2.01cm^2 > A_{t\,min} = 0.003 \times (15) \times (30) = 1,35cm^2$$

$S_t \leq \overline{S}_t$ Pour les deux zones

Et on procédera à la vérification des paramètres suivants :

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k)}{0.9.\,f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$ [1], avec k = 1 (flexion simple) et : $\alpha = 90°$

Zone nodale : $\frac{2.01\times10^2}{300\times70} = 0,009 \geq \frac{1.15(0.6-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 2.01.10^{-3}$

Zone courante : $\frac{2.01\times10^2}{300\times150} = 0,004 \geq \frac{1.15(0.6-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 2.01.10^{-3}$

$$A_t \geq A_{min} = \frac{0.4.b_0.S_t}{f_e} \quad [1]$$

Zone nodale : $A_t = 2.01\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0,4\times 300\times 70}{400} = 0,21\,cm^2$

Zone courante : $A_t = 2.01\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times 300\times 150}{400} = 0.45\,cm^2$

- **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il faut vérifier que :

$$\boldsymbol{\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \; et \; \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s}$$

On vérifie que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ et $\bar{\sigma}_b = 0.6.F_{c28} = 0.6\times 25 = 15\,MPa$

	A (cm²)	**M_{ser} (KN.m)**	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En travée	2.36	9.42	2.00	15	c.v
sur appuis	4.62	18.84	5.60	15	c.v

Tableau(III.25).Vérification à l'E.L.S de poutre palière.

- ✓ **Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} = \frac{0,3}{3.1} = 0,09 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ **(c.v)**
- $\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0,03$ **(c.v)**
- $\frac{A}{b_0.d} = 0,002 \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.009$ **(c.v)**

Conclusion : donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.3.2.11.Le consol :

La longueur de consol : **L = 1.30 m**

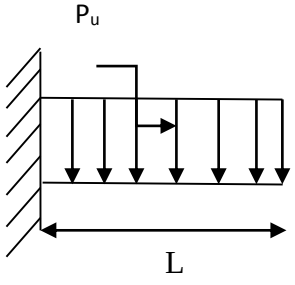
On adopte **(b x h) = (30 x 40) cm²**

- ✓ **Vérification des prescriptions du RPA 99 :**

b = 30 cm ≥ 20 cm…… (c.v)

h = 30 cm ≥ 30 cm…… (c.v)

h / b = 1cm < 4 cm…… (c.v)



Figure(III.31).le consol.

✓ **Charges et surcharges :**

Poids propre de la poutre : 25 x 0.3x 0.4 = 3 KN/ml.

P_u = 1.35 (3) + 63.05 = 67.1 KN/ml.

P_{ser} = 3 +45.43 = 48.43 KN/ml.

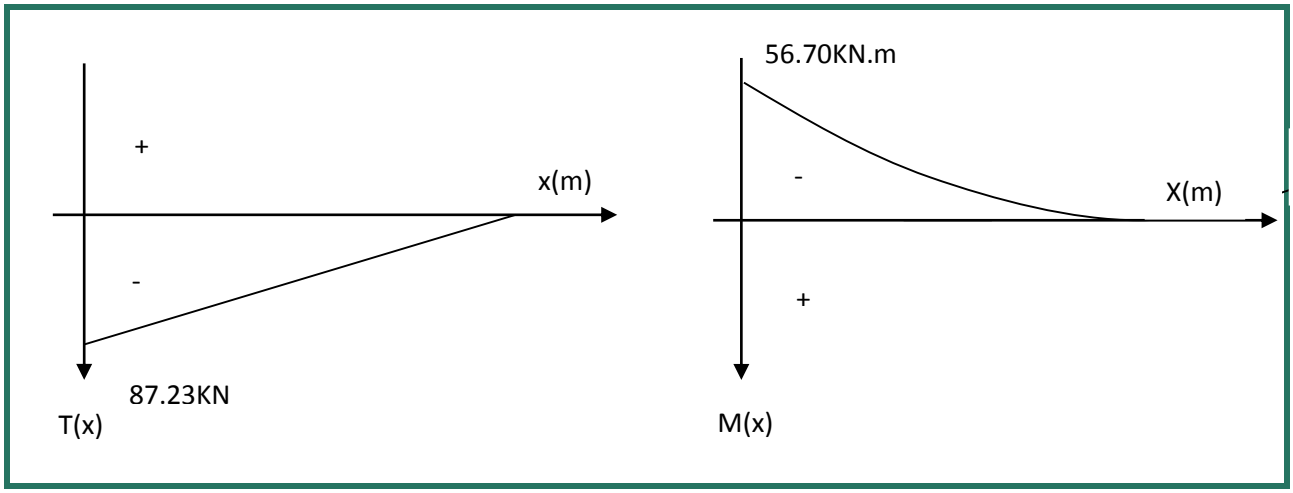
✓ **Calcul des efforts :**

➢ **A l'E.L.U :**

$T^{max} = Pl$ = 67.1x1.3 = 87.23 KN.

Donc : $T^{max} = 87.23\,KN$

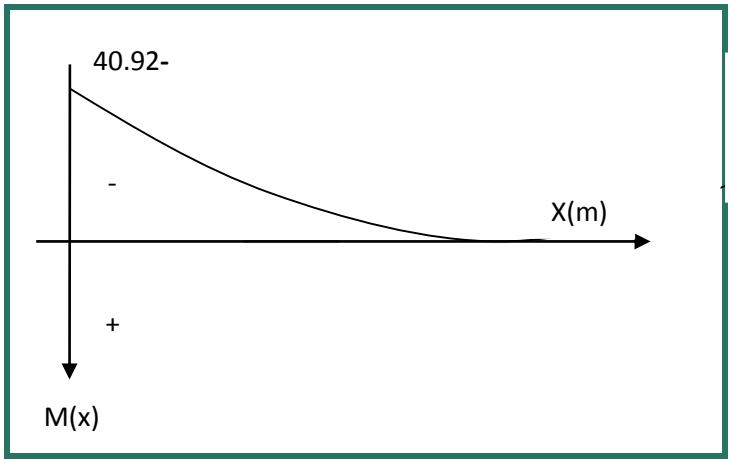
$M_{max} = \frac{pl^2}{2}$ = 67.1x(1.3)²/2= 56.70 KN.m.



Figure(III.32). Diagramme des sollicitations du consol (type 1) à l'E.L.U.

➢ **A l'E.L.S**

$M_{max} = 40.92KN.m$.



Figure(III.33). Diagramme des sollicitations du consol (type 1) à l'E.L.S.

✓ **Calcul du ferraillage :**

- **Armatures longitudinales :**

b = 30 cm; h = 35 cm; d = 32.5 cm; c =2.5 cm. (fissuration peu nuisible).

	M_u KN.m	A cm²	A' cm²	$A_{adopté}$ cm²	
M_{max}	56.70	6.60	0	**5 Φ 14(appui)**	**3 Φ 14(travée)**
				7.70	4.62

Tableau(III.26).ferraillage (armatures longitudinales) du consol

Selon RPA 99 v2003 :

$0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\% \rightarrow 0.5\% \leq 0.7 \leq 4\%$ zone courante

$0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\% \rightarrow 0.5\% \leq 1 \leq 6\%$ zone de recouvrement

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{87.23\times10^3}{300\times375} = 0.77\ \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[0{,}2\frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}\ ;\ 5\text{MPa}\right] = 3.33\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.77\ \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa}$$

- **Vérification de compression dans la bielle de béton :**

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right)b_0.a$$

$$a = \text{Min}\ [b-e-2\ ;\ 0.9d] = \text{Min}\ \ [25.5\text{cm}; 33.75\text{cm}] = 25.5\ \text{cm}$$

$$V_u = 87.23\ \text{KN} \leq 0{,}4\left(\frac{25\text{x}1000}{1.5}\right)\times0{,}30\times0{,}255 = 510\ \text{KN} \qquad \textbf{(c.v)}$$

- **Vérification au voisinage de l'appui :**

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times87.23\times10^3}{300\times255} = 2.28 < 0{,}8\times\frac{25}{1{,}15} = 17{,}39 \qquad \textbf{(c.v)}$$

- **Vérification des Armatures longitudinal**

$$A = 12.32\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15 \times 87.23 \times 10^3}{400} = 2.5\,cm^2 \text{.....(c.v).}$$

- **Armatures transversales :**

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 1.14cm\,;\ \varphi_l = 14\,mm;\ \frac{b_0}{10} = 3\,cm\right]$$

On choisit :

$$\varphi_t = 8\,mm < 1.14\,cm$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0{,}5\,cm^2$$

Donc on adoptera : At $= n_t.a_t = 4$ T 8 = 2.01 cm².

- **Vérification du R.P.A 99 V 2003 :**

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

Zone nodale : $S_t \leq \overline{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 10\,cm;\ 12\,\varphi_t = 16.8cm\right]$

Zone courant : $S_t \leq \overline{S_t} = \frac{h}{2} = 20cm.$

$$\begin{cases} \overline{S}_t = 10\,cm & \text{(zone nodale)} \\ \overline{S}_t = 20cm & \text{(zone courante)} \end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes : $\begin{cases} S_t = 10\,cm & \text{(zone nodale)} \\ S_t = 15\,cm & \text{(zone courante)} \end{cases}$

On a $A_t = 1\ cm^2$.

$$S_t = 7\,cm \Rightarrow A_t = 2.01\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0{,}9\,cm^2$$
$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 2.01\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003 \times (15) \times (30) = 1.35cm^2$$

$S_t \leq \overline{S}_t$ Pour les deux zones

Et on procédera à la vérification des paramètres suivants :

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k)}{0.9.\,f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$ [1], avec k = 1 (flexion simple) et : $\alpha = 90°$

Zone nodale : $\frac{2.01\times10^{2}}{300\times100}=0{,}006\geq\frac{1.15(0.77-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=3.15.10^{-3}$

Zone courante : $\frac{2.01\times10^{2}}{300\times150}=0{,}004\geq\frac{1.15(0.77-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=3.15.10^{-3}$

$$A_t\geq A_{\min}=\frac{0.4.b_0.S_t}{f_e}\quad[1]$$

Zone nodale : $A_t=2.01\,cm^2\geq A_{min}=\frac{0{,}4\times300\times100}{400}=0{,}30\,cm^2$

Zone courante : $A_t=2.01\,cm^2\geq A_{min}=\frac{0.4\times300\times100}{400}=0.45\,cm^2$

- ✓ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il faut vérifier que :

$$\boldsymbol{\sigma_b\leq\overline{\sigma}_b\ et\ \sigma_s\leq\overline{\sigma}_s}$$

On vérifie que :

$$\sigma_b\leq\overline{\sigma}_b$$

Avec : $\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ et $\overline{\sigma}_b=0.6.F_{c28}=0.6\times25=15\,MPa$

	A (cm^2)	**M_{ser} (KN.m)**	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	$\sigma_b\leq\overline{\sigma}_b$
M_{max}	7.7	40.92	10.2	15	c.v

Tableau(III.27).Vérification à l'E.L.S du consol.

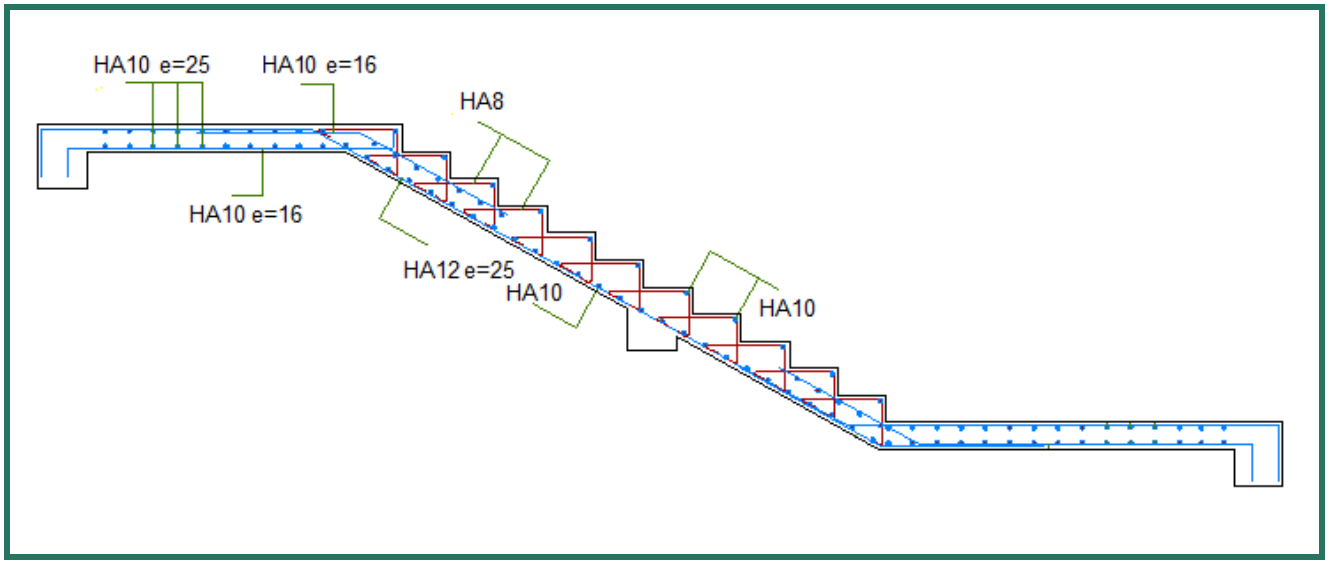
- ✓ **Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes :

- $\frac{h}{L}=\frac{0{,}40}{1.3}=0{,}3\geq\frac{1}{16}=0{,}0625$ …… (c.v)
- $\frac{h}{L}=0.3\geq\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}=0{,}03$ …….. (c.v)
- $\frac{A}{b_0.d}=0{,}009\leq\frac{3.6}{f_e}=0.009$ …….. (c.v)

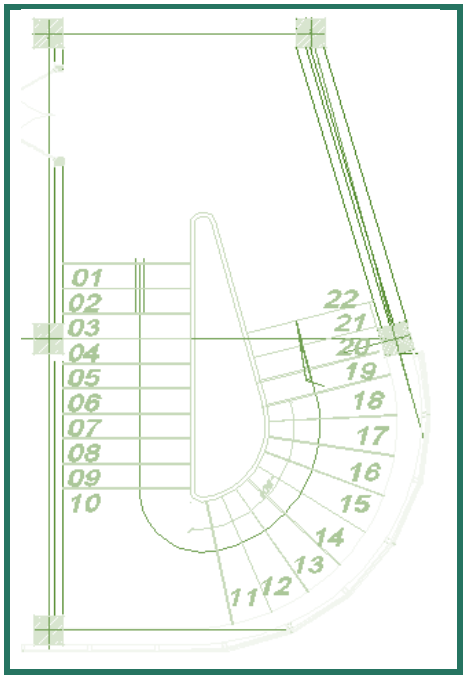
Conclusion : donc la condition de la flèche est vérifiée

III.3.2.12.Plan de ferraillage d'escalier '' type 1'' :



Figure(III.34). Plan de ferraillage d'escalier (type 1).

III.3.3.Type " 2 " d'escaliers :



Figure(III.35). Coupe de 2eme type d'escalier.

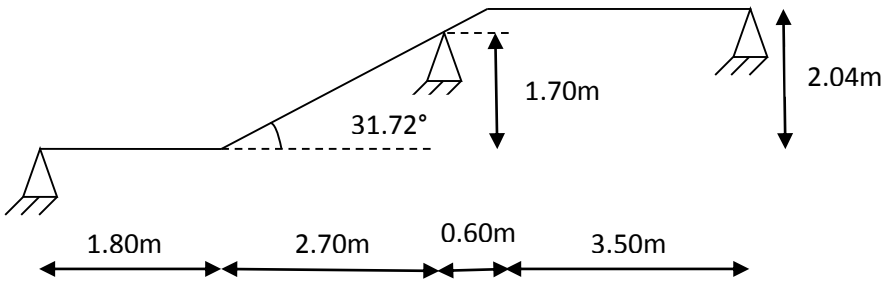
III.3.3.1.Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de **BLONDEL**, Ce type d'escalier porte deux paliers et une paillasse.

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

n : nombre de contres marches.

(n-1) : nombre de marches.



Figure(III.36). Modélisation d'escalier.

On adopte : n = 12, $h = \frac{H}{n} = \frac{204}{12} = 17{,}00\,cm$, et $g = \frac{L}{n-1} = \frac{330}{11} = 30.00\,cm$

On choisit : **h = 17 cm et g = 30 cm**

Vérification de la formule de BLONDEL :

$$59\,cm \le g + 2h = 64\,cm \le 66\,cm$$

- ✓ **Angle d'inclinaison "α" :**

$$tg\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{204}{330} = 0.629 \Rightarrow \alpha = 31.72°$$

✓ **Longueur de la paillasse « L_0 » :**

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{270}{\cos 31.72} = 320\,cm$$

L_{total} = 180+320= 500 cm

III.3.3.2.Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier est calculé fonction de la longueur **L = 500cm**

$$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30} \Leftrightarrow 14.28\ cm \le e \le 16.66\ cm$$ On choisit e $_{palier}$ = e $_{paillasse}$ = 17cm.

III.3.3.3.Evaluation des charges et surcharges :

✓ **Charges permanentes du palier :**

	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.17	25	4.25
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**6.00**

Tableau(III.28). Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

✓ **Charges permanentes de la paillasse :**

N°	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
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	Poids propre de la paillasse	0.17 / cos α	25	4.99
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.12
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**8.85**

Tableau(III.29). Evaluation des charges permanentes du paillasse de l'escalier

✓ **Surcharge d'exploitation :**

- Q = 2.5 KN/m^2

III.3.3.4.Détermination des efforts :

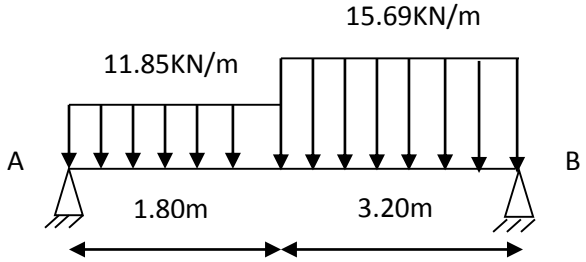
A l'E.L.U : P_u =1.35 G + 1.5 Q
A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser}(KN/m^2)
Palier	6.00	2.5	11.85	8.50
Paillasse	8.85	2.5	15.69	11.35

Tableau(III.30). Combinaison des charges pour l'escalier

➢ **A l'E.L.U :**

✓ **Schéma statique**



Figure(III.37). Schéma statique de l'escalier (type 2) à l'E.L.U.

Le calcul se fait par un mètre de largeur

Les résultants d'équations d'équilibres donnent :

- R_A = 33.56 KN
- R_B = 38.00 KN

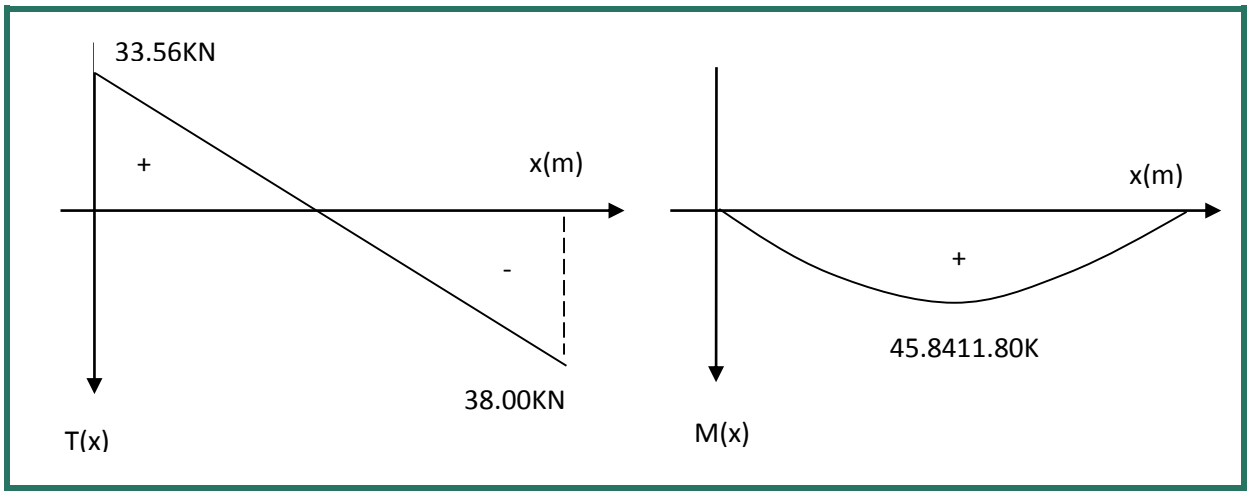
✓ **Effort tranchant :**

T_{max} = 38 KN

✓ **Moment fléchissant :**

M_{max} = 45.84 KN.m

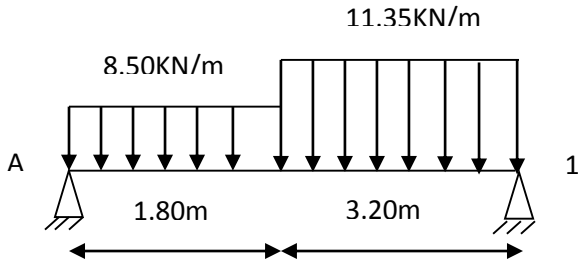
✓ **Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELU**



Figure(III.38). Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 2) à l'E.L.U.

➢ **A l'E.L.S :**

✓ **Schéma statique**



Figure(III.39). Schéma statique de l'escalier (type 2) à l'E.L.S.

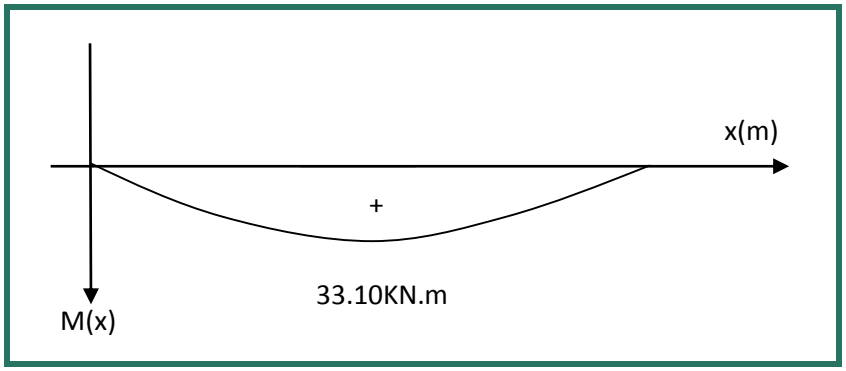
Les équations d'équilibres donnent :

- $\mathbf{R_A}$ = 24.17 KN
- $\mathbf{R_B}$ = 27.45 KN

✓ **Moment fléchissant :**

$$\mathbf{M_{max} = 33.10KN.m.}$$

✓ **Diagrammes de moment fléchissant à L'ELS**



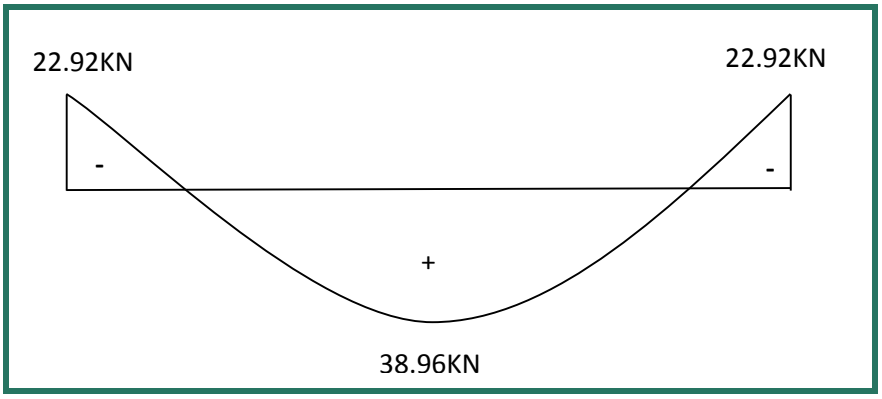
Figure(III.40). Diagramme de moments fléchissant de l'escalier (type 2) à l'E.L.S.

III.3.3.5.Ferraillage des escaliers :

Remarque :

Pour le ferraillage de tous les escaliers, on prend le cas le plus sollicité, les appuis sont considérée semi encastrée.

- Moment en travée : $M_t = 0{,}85\ M_{max} = 0{,}85 \times 45.84 = 38.96\ (KN.m)$
- Moment sur appuis : $M_a = 0{,}50\ M_{max} = 0{,}50 \times 45.84 = 22.92\ (KN.m)$



Figure(III.41). Diagramme des moments.

✓ **Les armatures principales :**

Béton	$f_{c\,28}$ = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	$f_{t\,28}$ = 2.1 MPa
	b = 100 cm	h = 17 cm	c = 2.5cm	e = 2.5cm
Acier	FeE400	Fe = 400 MPa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau(III.31). Les données de calcul.

	M_u KN.m	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²	$A_{adopté}$ cm²
En travée	38.96	8.30	0	1.70	**7 Φ 16**
					14.07
En appuis	22.92	4.70	0	1.70	**7 Φ12**
					07.92

Tableau(III.32).1. Les armatures principales

✓ **Condition de non fragilité :**

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

- **En travées**: $A = 14.07\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.7\,cm^2$ …….. **(c.v)**
- **En appuis:** $A = 07.92 cm^2 \geq A_{min} = 1.7 cm^2$ ……. ……. **(c.v)**

✓ **Les armatures de répartition :**

- **En travées :** $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{14.07}{4} = 3.51\,cm^2$ on adopte : **6Φ 10 = 4.71 cm².**
- **En appuis :** $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 cm^2$ on adopte : **6Φ 8 = 3.02 cm².**

✓ **Vérification de l'espacement :**

Pour les armatures longitudinales :

- **En travées:** $S_t = 16cm < Min[3h = 66cm; 33\,cm] = 33\,cm$….. **(c.v)**
- **Sur appuis :** $S_t = 16cm < Min[3h = 66cm; 33\,cm] = 33\,cm$ **(c.v)**

Pour les armatures de répartitions :

- **En travées:** $S_t = 20cm < Min[4h = 60\,cm; 45\,cm] = 45\,cm$….. **(c.v)**
- **Sur appuis:** $S_t = 20cm < Min[4h = 60cm; 45\,cm] = 45\,cm$….**(c.v)**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07\frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{38 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0{,}26\,MPa$$ Donc $\tau_u = 0.26MPa \leq \bar{\tau}_u = 1.16\,MPa$ **(c.v)**

✓ **Vérification à l'E.L.S :**

- Moment en travée : $M_t = 0{,}85 M_{max} = 0{,}85 \times 33.10 = 28.13(KN.m)$
- Moment sur appuis : $M_a = 0{,}50 M_{max} = 0{,}50 \times 33.10 = 16.55 KN.m)$

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la Condition :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\, f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,\text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	M_{ser}*(KN.m)*	A_s *(cm^2)*	$\overline{\sigma}_b$ *(MPa)*	σ_b *MPa)*	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	28.13	14.07	15	7.5	Vérifiée
Appui	16.55	7.92	15	5.3	Vérifiée

Tableau(III.33).Vérification à l'E.L.S

✓ **Vérification de la flèche :**

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{17}{500} = 0{,}03 \geq \frac{28.13}{20 \times 33.10} = 0.042$ …… **(c.n.v)**
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{14.07}{100 \times 14.5} = 0.009 \leq \frac{2}{400} = 0.005$ …… **(c.n.v)**

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = 0.96\,cm \prec \overline{f}_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1.00(cm)$$

Conclusion : donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.3.3.6.Calcul du consol :

La longueur de consol : **L = 1.50 m**

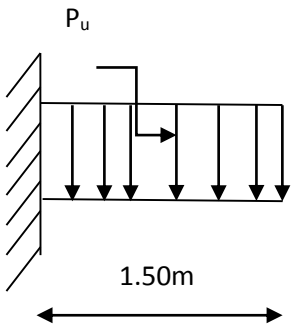
On adopte **(b x h) = (30 x 40) cm^2**

✓ **Vérification des prescriptions du RPA 99 :**

b = 30cm ≥ 20cm…… **(c.v)**

h = 30 cm ≥ 30 cm…….. **(c.v)**

h / b = 1cm < 4 cm…….. **(c.v)**



Figure(III.42).le consol.

✓ **Charges et surcharges :**

Poids propre de la poutre : 25 x 0.3x 0.4 = 3 KN/ml.

P_u= 1.35 (3) + 81.52 = 85.57 KN/ml.

P_{ser} = (3) +58.78 = 61.78 KN/ml.

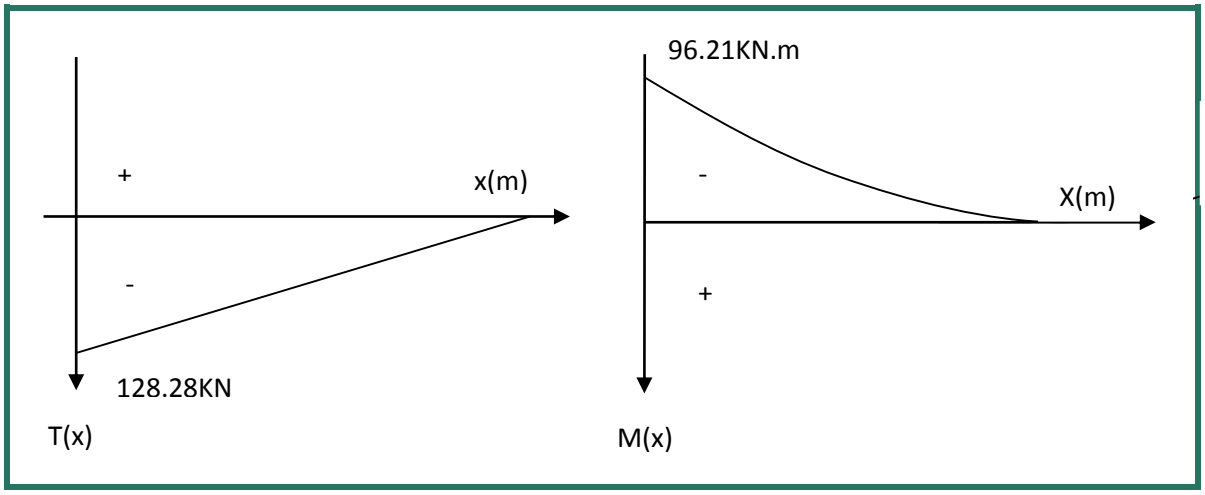
✓ **Calcul des efforts :**

➢ **A l'E.L.U :**

$T^{max} = Pl$ = 85.52x1.50 = 128.28 KN.

Donc : $T^{max} = 128.28\ KN$

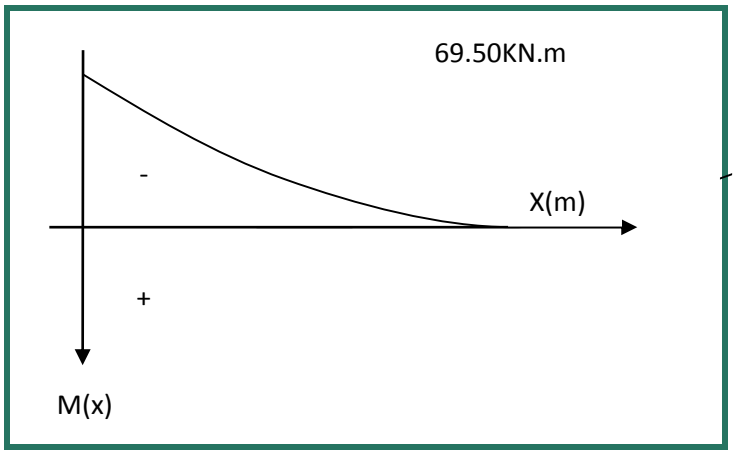
$M_{max} = \frac{pl^2}{2}$ = 85.52x(1.50)^2/2 = 96.21 KN.m



Figure(III.43). Diagramme des sollicitations du consol (type 2) à l'E.L.U

➢ **A l'E.L.S**

$M_{max} = 69.50 KN.m$



Figure(III.44). Diagramme des sollicitations du consol (type 2) à l'E.L.S.

✓ **Calcul du ferraillage :**

- **Armatures longitudinales :**

b = 30 cm; h = 40 cm; d = 37.5 cm; c =2.5 cm. (fissuration peu nuisible).

	M_u KN.m	A cm²	A' cm²	$A_{adopté}$ cm²	
M_{max}	96.21	8.10	0	**6 Φ 14(appui)**	**3 Φ 14(travée)**
				9.24	4.62

Tableau(III.34).ferraillage (armatures longitudinales) du consol

✓ **Selon RPA 99 v2003**

$0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\% \rightarrow 0.5\% \leq 1.1 \leq 4\%$ zone courante

$0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\% \rightarrow 0.5\% \leq 1.1 \leq 6\%$ zone de recouvrement.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{128.28 \times 10^3}{300 \times 375} = 1.14\,MPa$$

$$\bar{\tau}_u = Min\left[0{,}2\frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa\,;\,5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 1.14\,MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\,MPa$$

✓ **Vérification de compression dans la bielle de béton :**

$$V_u \leq 0..4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right)b_0.a$$

$$a = Min\,[b - e - 2\,;\,0.9d] = Min\;\;[25.5cm; 33.75cm] = 25.5\,cm$$

$$V_u = 128.28\,KN \leq 0{,}4\left(\frac{25x1000}{1.5}\right) \times 0{,}30 \times 0{,}255 = 510\,KN \quad \text{…….. } \textbf{(c.v)}$$

✓ **Vérification au voisinage de l'appui :**

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2 \times 128.28 \times 10^3}{300 \times 255} = 3.35 < 0{,}8 \times \frac{25}{1{,}15} = 17{,}39 \text{ …….....…. . } \textbf{(c.v)}$$

✓ **Vérification des Armatures longitudinal :**

$$A = 13.82\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s.V_u}{f_e} = \frac{1{,}15 \times 128.28 \times 10^3}{400} = 3.68\,cm^2 \text{.....(c.v)}$$

✓ **Armatures transversales :**

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 1.14\,\text{cm};\ \varphi_l = 14\,\text{mm};\frac{b_0}{10} = 3\,\text{cm}\right]$$

On choisit :

$$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 0{,}14\,\text{cm}$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0{,}5\,\text{cm}^2$$

Donc on adoptera : At =$n_t.a_t$=4 T 8 = 2.01 cm².

✓ **Vérification du R.P.A 99 V 2003 :**

$A_{t\,min} = 0.003.\ S_t\ .b$

Zone nodale : $S_t \le \overline{S}_t = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 10\,\text{cm};12\varphi_t = 16.8\text{cm}\right]$

Zone courant : $S_t \le \overline{S_t} = \frac{h}{2} = 20cm.$

$$\begin{cases}\overline{S}_t = 10\,\text{cm} & \text{(zone nodale)}\\ \overline{S}_t = 20\,\text{cm} & \text{(zone courante)}\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes : $\begin{cases}S_t = 7\,\text{cm} & \text{(zone nodale)}\\ S_t = 10\,\text{cm} & \text{(zone courante)}\end{cases}$

On a A_t = 1 cm².

$$S_t = 7\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0{,}63\text{cm}^2$$

$$S_t = 10\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003\times(10)\times(30) = 0{,}90\text{cm}^2$$

$S_t \le \overline{S}_t$ Pour les deux zones

Et on procédera à la vérification des paramètres suivants :

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \ge \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k)}{0.9.\,f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$ [1], avec k = 1 (flexion simple) et : α = 90°

Zone nodale : $\frac{2.01\times10^2}{300\times70} = 0{,}009 \ge \frac{1.15(1.14 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 5.63.10^{-3}$

Zone courante : $\frac{2.01\times10^2}{300\times100} = 0{,}006 \ge \frac{1.15(1.14 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 5.63.10^{-3}$

$$A_t \ge A_{\min} = \frac{0.4.b_0.S_t}{f_e}$$

Zone nodale : $A_t = 2.01\,cm^2 \geq A_{min} = \dfrac{0{,}4 \times 300 \times 70}{400} = 0{,}21\,cm^2$

Zone courante : $A_t = 2.01\,cm^2 \geq A_{min} = \dfrac{0.4 \times 300 \times 100}{400} = 0.30\,cm^2$

- ✓ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \; et \; \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

On vérifie que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec : $\sigma_b = \dfrac{M_{ser}}{I}.y$ et $\bar{\sigma}_b = 0.6.F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,MPa$

	A (cm²)	**M_{ser} (KN.m)**	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
M_{max}	9.24	69.50	9.7	15	c.v

Tableau(III.35).Vérification à l'E.L.S de poutre palière

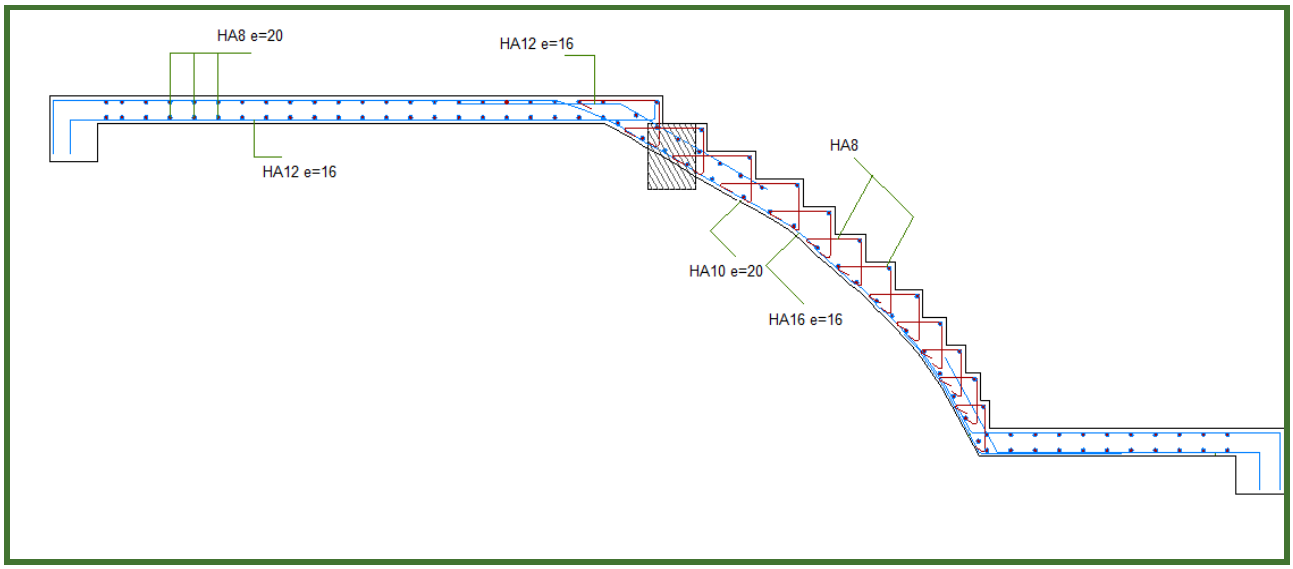
- ✓ **Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes :

- $\dfrac{h}{L} = \dfrac{0{,}40}{1.50} = 0{,}26 \geq \dfrac{1}{16} = 0{,}0625$ …… (c.v)
- $\dfrac{h}{L} = 0.26 \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0} = 0{,}03$ …….. (c.v)
- $\dfrac{A}{b_0.d} = 0{,}009 \leq \dfrac{3.6}{f_e} = 0.009$ …….. (c.v)

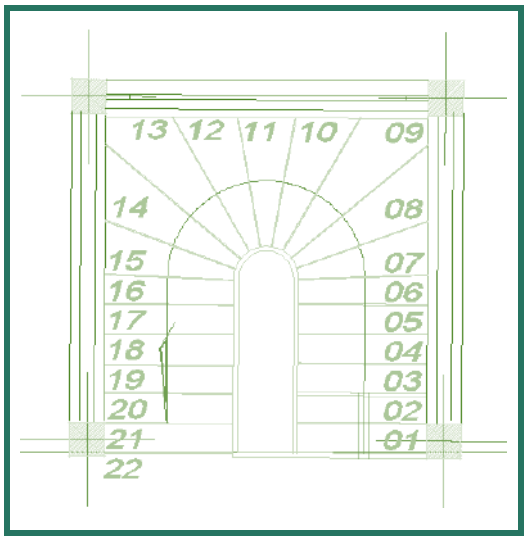
Conclusion : donc la condition de la flèche est vérifiée

III.3.3.7.Plan de ferraillage d'escalier '' type 2'' :



Figure(III.45). Plan de ferraillage d'escalier (type 2).

III.3.4.Type " 3 " d'escaliers :



Figure(III.46). Coupe de 3eme type d'escalier.

III.3.4.1.Dimensionnement :

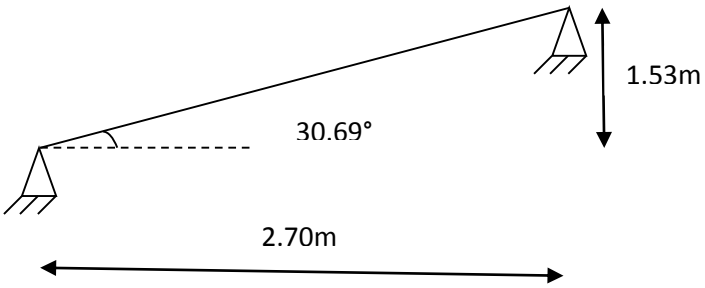
Pour le dimensionnement des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de **BLONDEL :**

$$59\,\text{cm} \le g + 2h \le 66\,\text{cm}$$

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

n : nombre de contres marches.

(n-1) : nombre de marches.



Figure(III.47). Modélisation d'escaliers (type 3)

On adopte : n = **22**, $h = \frac{H}{n} = \frac{374}{22} = 17{,}00\,cm$, et $g = \frac{L}{n-1} = \frac{630}{21} = 30.00\,\text{cm}$

On choisit : **h=17 cm** et **g = 30 cm.**

- ✓ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

$$59\,\text{cm} \le g + 2h = 64\,\text{cm} \le 66\,\text{cm}.$$

- ✓ **Angle d'inclinaison "α" :**

$$\text{tg}\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{374}{630} = 0.59 \Rightarrow \alpha = 30.69°.$$

- ✓ **Longueur de la paillasse « L_0 » :**

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{270}{\cos 30.69} = 314\,\text{cm}.$$

L_{tota}= 314 cm.

III.3.4.2.Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse est calculé fonction de la longueur **L = 314cm**

$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30} \Leftrightarrow 8.97\ cm \le e \le 10.46\ cm$ On choisit e= 15cm.

III.3.4.3.Evaluation des charges et surcharges :

✓ **Charges permanentes de la paillasse :**

N°	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
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	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	4.36
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.12
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**8.22**

Tableau(III.36). Evaluation des charges permanentes du paillasse de l'escalier (type 3)

✓ **Surcharge d'exploitation :**

Q = 2.5 KN/m²

III.3.4.4.Détermination des efforts :

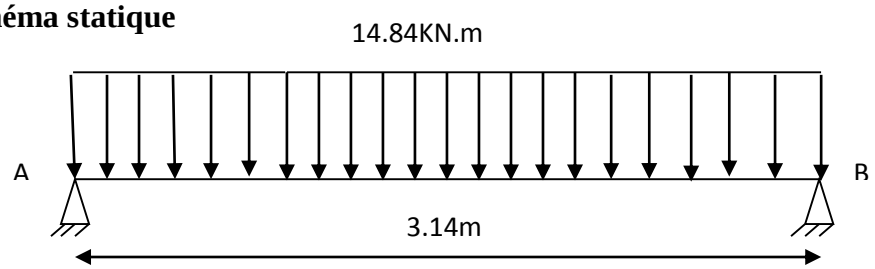
- A l'E.L.U : P_u =1.35 G + 1.5 Q
- A l'E.L.S : P_u = G + Q

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Paillasse	8.22	2.5	14.84	10.72

Tableau(III.37). Combinaison des charges pour l'escalier (type 3)

➢ **A l'E.L.U :**

✓ **Schéma statique**



Figure(III.48). Schéma statique de l'escalier (type 3) à l'E.L.U.

Le calcul se fait par **un mètre** de largeur
Les résultants d'équations d'équilibres donnent :

- $\mathbf{R_A}$ = 23.31 KN
- $\mathbf{R_B}$ = 23.61 KN

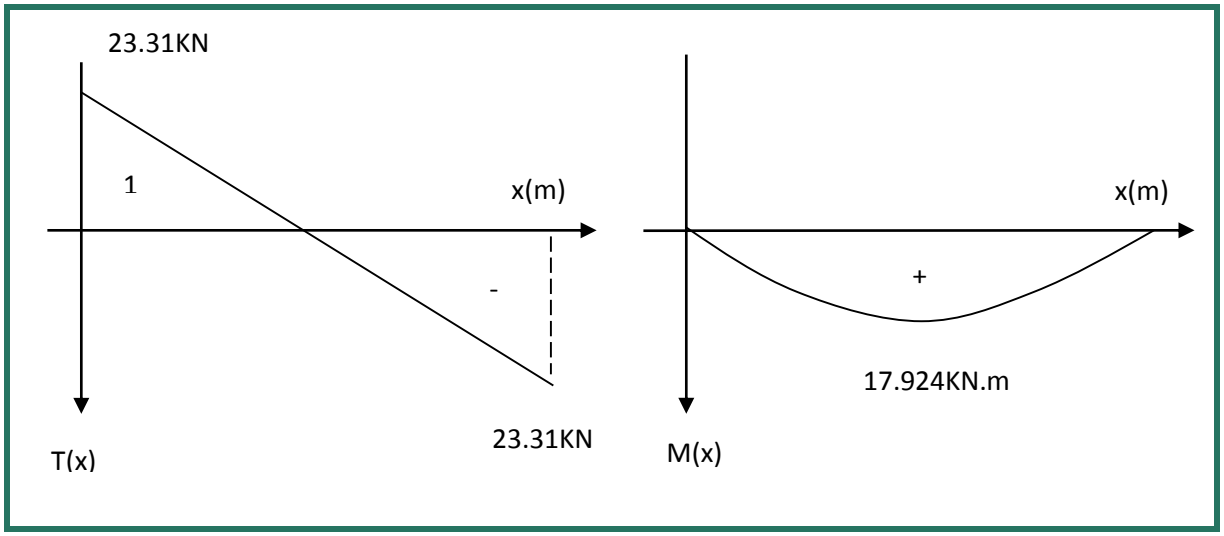
✓ **Effort tranchant :**

$$\mathbf{T_{max} = 23.31\ KN}$$

✓ **Moment fléchissant :**

$$\mathbf{M_{max} = 17.92\ KN.m}$$

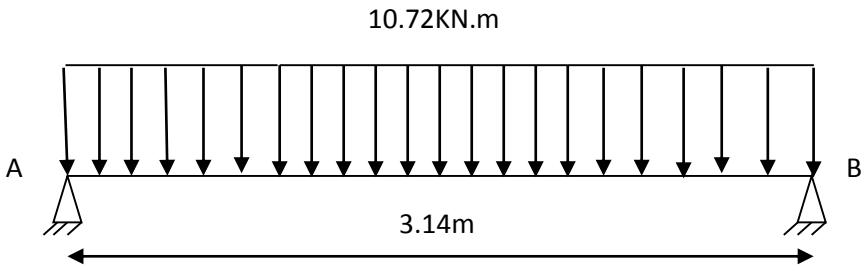
✓ **Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELU**



Figure(III.49). Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 3) à l'E.L.U

➢ **A l'E.L.S :**

✓ **Schéma statique :**



Figure(III.50). Schéma statique de l'escalier (type 3) à l'E.L.S.

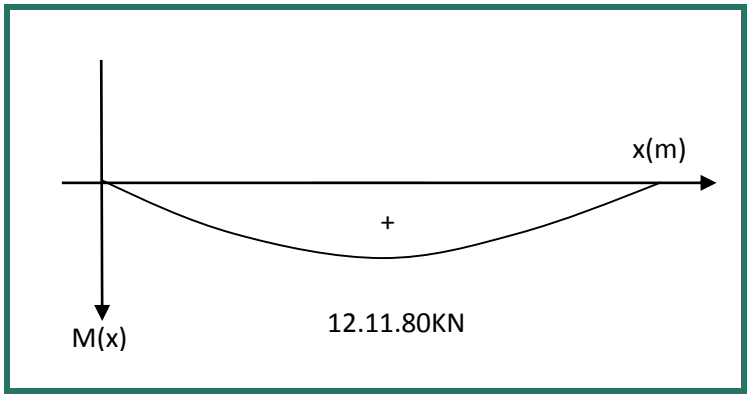
Les équations d'équilibres donnent :

- $\mathbf{R_A}$ = 16.83 KN
- $\mathbf{R_B}$ = 16.83 KN

✓ **Moment fléchissant :**

$$\mathbf{M_{max} = 12.94\ KN.m}$$

✓ **Diagrammes de moment fléchissant à L'ELS :**



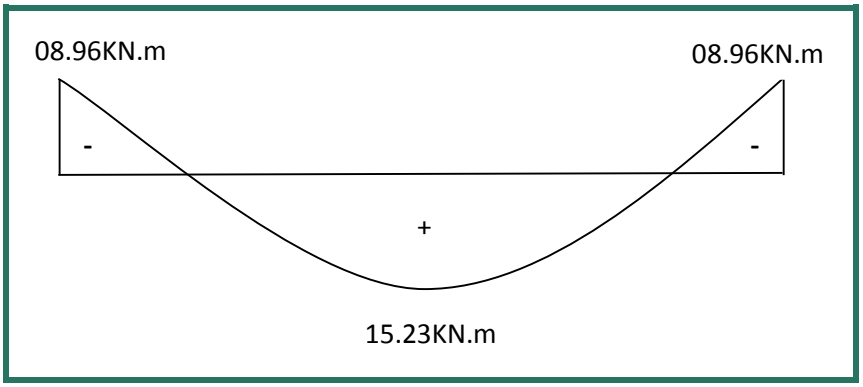
Figure(III.51). Diagramme de moments fléchissant de l'escalier (type 3) à l'E.L.S

III.3.4.5.Ferraillage des escaliers :

Remarque :

Pour le ferraillage de tous les escaliers, on prend le cas le plus sollicité, les appuis sont considérée semi encastrée.

- Moment en travée : $M_t = 0{,}85\,M_{max} = 0{,}85 \times 17.92 = 15.23(KN.m)$
- Moment sur appuis : $M_a = 0{,}50\,M_{max} = 0{,}50 \times 17.92 = 08.96(KN.m)$



Figure(III.52). Diagramme des moments.

✓ **Les armatures principales :**

Béton	$f_{c\,28}$ = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	$f_{t\,28}$ = 2.1 MPa
	b = 100 cm	h = 15 cm	c = 2.5cm	e = 2.5cm
Acier	FeE400	Fe = 400 MPa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau(III.38). Les données de calcul.

	M_u KN.m	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²	$A_{adopté}$ cm²
En travée	15.23	4.30	0	1.50	**6 Φ 12**
					6.79
En appuis	08.96	2.10	0	1.50	**6 Φ10**
					4.71

Tableau(III.39). Les armatures principales.

✓ **Condition de non fragilité :**

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

- **En travées**: $A = 6.79\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ …….. **(c.v)**
- **En appuis:** $A = 4.71 cm^2 \geq A_{min} = 1.50\,cm^2$ ……. **(c.v)**

✓ **Les armatures de répartition :**

- **En travées :** $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69\,cm^2$ on adopte : **6Φ 8 = 3.02 cm².**
- **En appuis :** $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17\,cm^2$ on adopte : **6Φ 8 = 3.02 cm².**

✓ **Vérification de l'espacement :**

Pour les armatures longitudinales :

- **En travées:** $S_t = 20cm < Min[3h = 66cm; 33\,cm] = 33\,cm$….. **(c.v)**
- **Sur appuis:** $S_t = 20cm < Min[3h = 66cm; 33\,cm] = 33\,cm$…. **(c.v)**

Pour les armatures de répartitions :

- **En travées:** $S_t = 20cm < Min[4h = 60\,cm; 45\,cm] = 45\,cm$ .. **(c.v)**
- **Sur appuis:** $S_t = 20cm < Min[4h = 60cm; 45\,cm] = 45\,cm$... **(c.v)**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0.07\frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{23.31 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.18\,MPa$$

Donc $\tau_u = 0.18MPa \leq \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$ **(c.v)**

✓ **Vérification à l'E.L.S :**

- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 12.94 = 11(KN.m)$
- Moment sur appuis : $M_a = 0,50 M_{max} = 0,50 \times 80.85 = 6.47KN.m)$

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la Condition :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\, f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,\text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	M_{ser}*(KN.m)*	A_s *(cm^2)*	$\overline{\sigma}_b$ *(MPa)*	σ_b *MPa)*	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	11	6.79	15	11.40	Vérifiée
Appui	6.47	4.71	15	1.7	Vérifiée

Tableau(III.40).Vérification à l'E.L.S.

✓ **Vérification de la flèche :**

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{15}{314} = 0{,}047 \geq \frac{68.72}{20 \times 80.85} = 0.042$ …… **(c.v)**
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{6.79}{100 \times 12.5} = 0.005 \leq \frac{2}{400} = 0.005$ …… **(c.v)**

Conclusion : donc la condition de la flèche est vérifiée

III.3.4.6.Calcul de la poutre brisée :

La longueur de la poutre brisée : **L = 3.50 m**

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ [5] $\Rightarrow$ $23.33\,\text{cm} \leq h \leq 35\,\text{cm}$

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 9\,\text{cm} \leq h \leq 21\,\text{cm}$

On adopte **(b x h) = (30 x 30) cm^2**

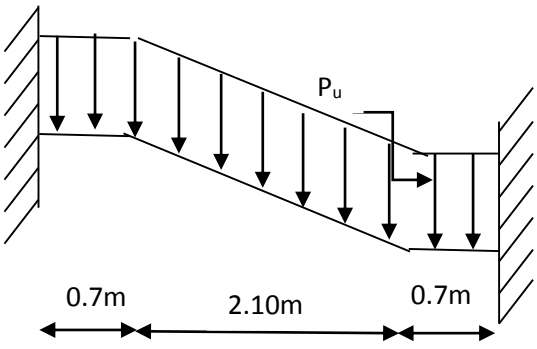


Figure (III.53). Poutre brisée

✓ **Vérification des prescriptions du RPA 99 :**

b = 30cm ≥ 20cm…… **(c.v)**

h = 30 cm ≥ 30 cm…….. **(c.v)**

h / b = 1cm < 4 cm…….. **(c.v)**

✓ **Charges et surcharges :**

Poids propre de la poutre : 25 x 0.3x 0.3 = 2.25 KN/ml.

P_u = 1.35 (2.25) + 23.31 = 26.34 KN/ml.

P_{ser} = 2.25 +16.83 = 19.08 KN/ml.

✓ **Calcul des efforts :**

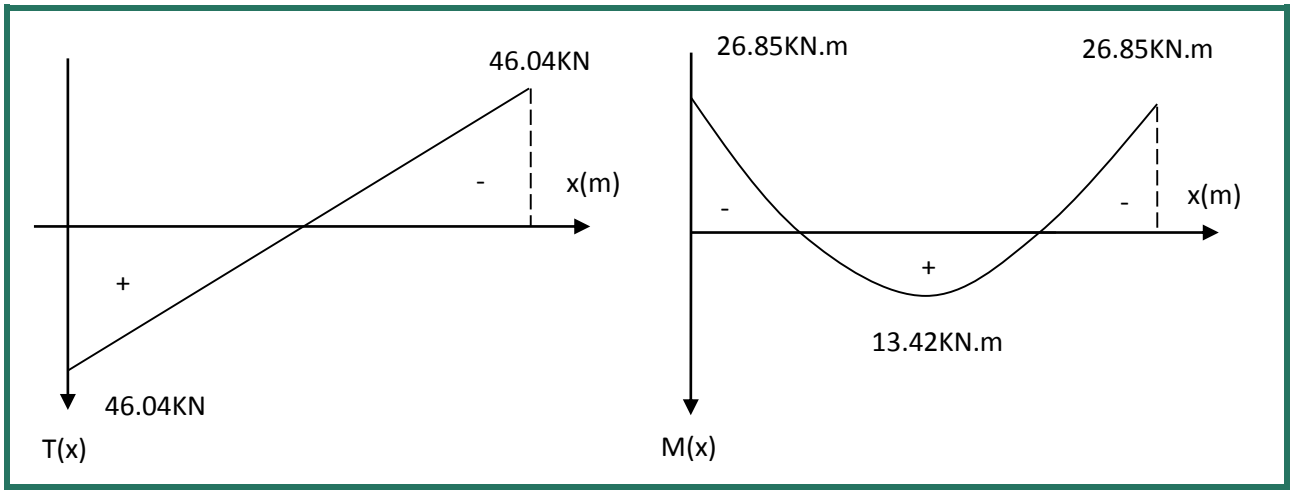
➢ **A l'E.L.U :**

$$R_A = R_B = \frac{p.l}{2} = 26.31x3.5/2 = 46.04 \text{ KN.}$$

Donc : $T^{max} = 46.04 \text{ KN}$

$$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} = 26.31x(3.1)^2/12 = 26.85 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = \frac{pl^2}{24} = 13.42(KN.m)$$

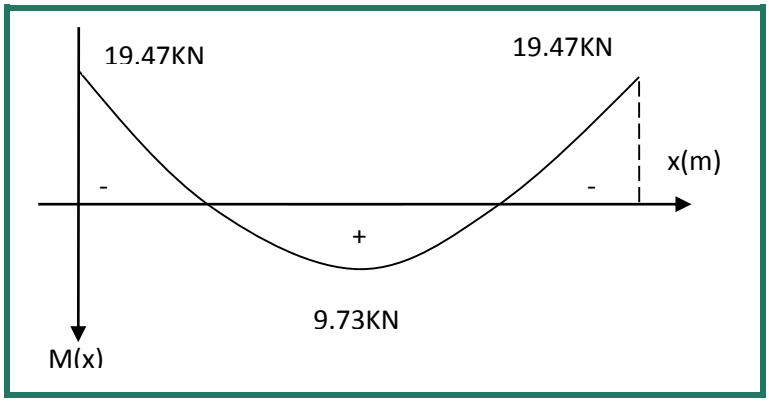


Figure(III.54). Diagramme des sollicitations de poutre brisée à l'E.L.U

➢ **A l'E.L.S**

$$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = 19.47KN.m$$

$$M_t^{max} = 9.73KN.m$$



Figure(III.55). Diagramme du moment de poutre brisée à l'E.L.U

✓ **Calcul du ferraillage :**

- **Armatures longitudinales :**

b = 30 cm ; h = 30 cm ; d = 27.5 cm ; c =2.5 cm. (fissuration peu nuisible).

	M_u KN.m	A cm²	A' cm²	$A_{adopté}$ cm²
En travée	13.42	1.4	0	**3 Φ 12**
				3.39
En appuis	26.85	2.90	0	**3 Φ14**
				4.62

Tableau(III.41).ferraillage (armatures longitudinales) de poutre brisée.

✓ **Selon RPA 99 v2003**

$0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\% \rightarrow 0.5\% \leq 0.8 \leq 4\%$ zone courante

$0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\% \rightarrow 0.5\% \leq 0.8 \leq 6\%$ zone de recouvrement

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{46.04\times10^3}{300\times275} = 0.55\,MPa$$

$$\bar{\tau}_u = Min\left[0.2\frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.55\,MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\,MPa$$

✓ **Vérification de compression dans la bielle de béton :**

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right)b_0.a$$

$$a = Min\,[b-e-2\,;0.9d] = Min\;\;[27.5cm\,;24.75\,cm] = 24.75\,cm$$

$$V_u = 46.04\,KN \leq 0{,}4\left(\frac{25x1000}{1.5}\right)\times0{,}30\times0{,}2475 = 495\,KN \text{ (c.v)}$$

✓ **Vérification au voisinage de l'appui :**

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times46.04\times10^3}{300\times247.5} = 1.24 < 0{,}8\times\frac{25}{1{,}15} = 17{,}39 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{.(c.v).}$$

$$A = 4.62\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s.V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times46.04\times10^3}{400} = 1.32\,cm^2\text{.....(c.v).}$$

- **Armatures transversales :**

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 0.85\,\text{cm};\ \varphi_l = 10\,\text{mm};\frac{b_0}{10} = 3\,\text{cm}\right]$$

On choisit :

$$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 0{,}85\,\text{cm}$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0{,}5\,\text{cm}^2$$

Donc on adoptera : At =$n_t.a_t$= **4 T 8 = 2.01cm².**

- ✓ **Vérification du R.P.A 99 V 2003 :**

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

Zone nodale : $S_t \le \overline{S}_t = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 7.5\,\text{cm};12\varphi_t = 9.6\,\text{cm}\right]$

Zone courant : $S_t \le \overline{S_t} = \frac{h}{2} = 15cm.$

$$\begin{cases}\overline{S}_t = 7.5\,\text{cm} & (\text{zone nodale})\\ \overline{S}_t = 15\,\text{cm} & (\text{zone courante})\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes : $\begin{cases}S_t = 7\,\text{cm} & (\text{zone nodale})\\ S_t = 15\,\text{cm} & (\text{zone courante})\end{cases}$

On a A_t = 2.01 cm².

$$S_t = 7\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 2.01\,\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0{,}63\,\text{cm}^2$$

$$S_t = 7\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 2.01\,\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003\times(15)\times(30) = 1{,}35\text{cm}^2$$

$S_t \le \overline{S}_t$ Pour les deux zones

Pour la zone **courante** $A < A_{min}$, donc on retiendra : **A_t = 4 T 8 = 2.01 cm².**

Et on procédera à la vérification des paramètres suivants :

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \ge \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k\right)}{0.9.\,f_e.\left(\cos\alpha + \sin\,\alpha\right)}$$ [1], avec k = 1 (flexion simple) et : α = 90°

Zone nodale : $\frac{2.01\times10^2}{300\times70} = 0{,}009 \ge \frac{1.15\left(0.55-0.3\times2.1\times1\right)}{0.9\times400\times\left(0+1\right)} = 1.67.10^{-3}$

Zone courante : $\frac{2.01\times10^2}{300\times150} = 0{,}004 \ge \frac{1.15\left(0.55-0.3\times2.1\times1\right)}{0.9\times400\times\left(0+1\right)} = 1.67.10^{-3}$

$$A_t \geq A_{min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$$

Zone nodale : $A_t = 2.01\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0,4 \times 300 \times 70}{400} = 0,21\,cm^2$

Zone courante : $A_t = 2.01\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{400} = 0.45\,cm^2$

Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il faut vérifier que :

$$\boldsymbol{\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \; et \; \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s}$$

On vérifie que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ et $\overline{\sigma}_b = 0.6.F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,MPa$

	A (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	3.39	9.73	3.2	15	c.v
sur appuis	4.62	19.47	5.8	15	c.v

Tableau(III.42).Vérification à l'E.L.S de poutre brisée

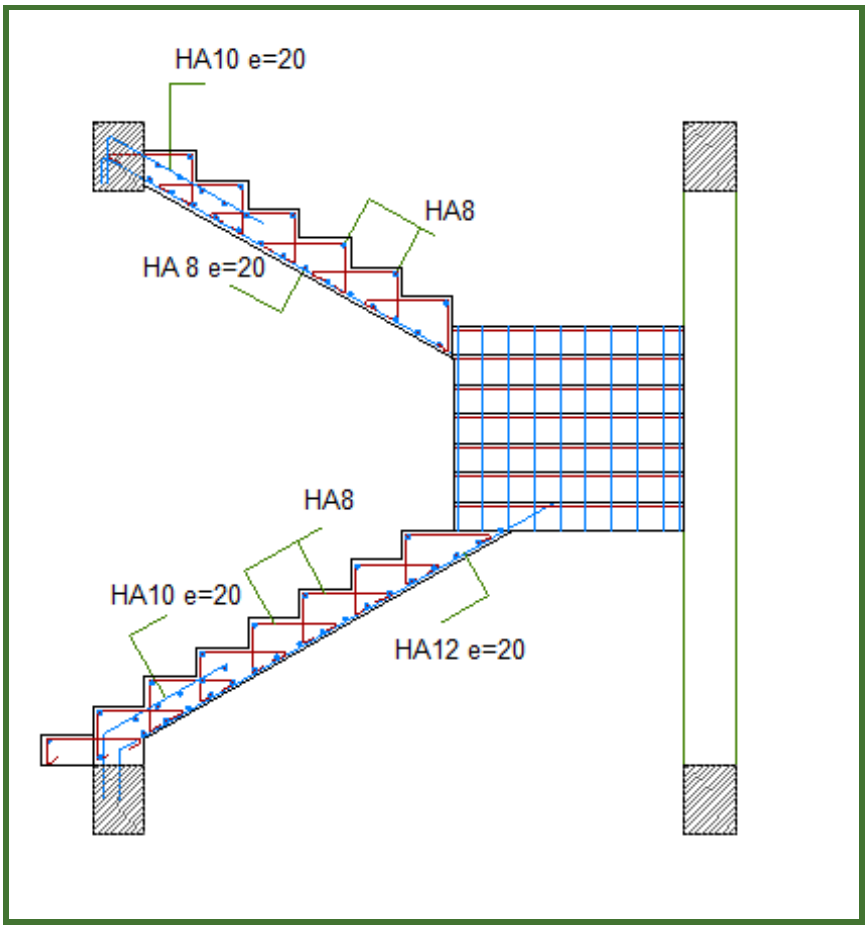
✓ **Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} = \frac{0,3}{3.1} = 0,09 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ …… **(c.v)**
- $\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0,3$ …….. **(c.v)**
- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{3.39}{30 \times 27.5} = 0,004 \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.009$ …… **(c.v)**

Conclusion : donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.3.4.7..Plan de ferraillage d'escalier '' type 3'' :



Figure(III.56). Plan de ferraillage d'escalier (type 3).

III.4. Calcul des dalles :

III.4.1. Introduction :

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue deux types de dalle pleine de formes régulière.

III.4.2. Méthode de calcul :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.4.2.1.Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$

✓ **Travail externe :**

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

Text = $P.\ f$ (cas d'une charge concentrée).

Text= $\iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec :

- P : Charge totale
- S : Surface de répartition de la charge.
- f : flèche du centre de gravité de S.

✓ **Travail interne :**

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

Tint= M. L .θ.

Avec :

- M : Moment de flexion.
- L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
- Θ : Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :$\sum \boldsymbol{Text} = \sum \boldsymbol{Tint}$

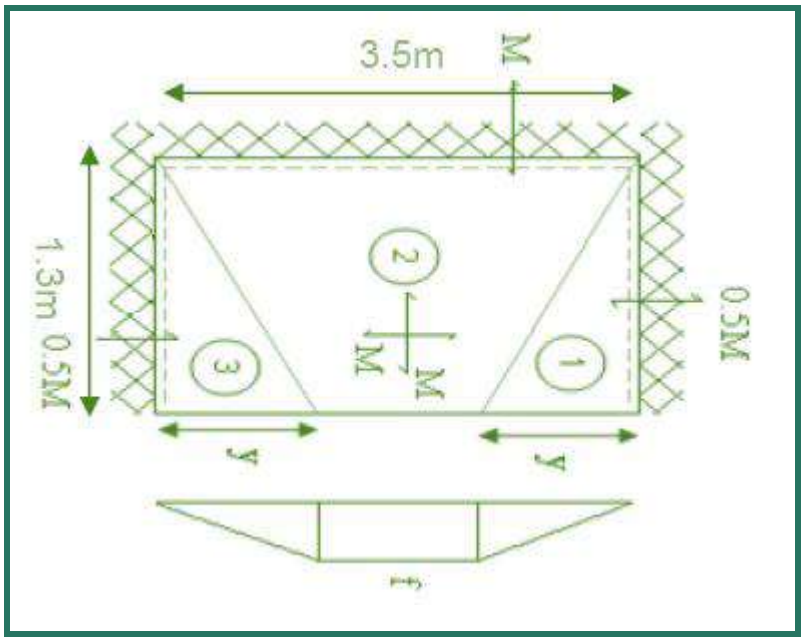
III.4.3. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P (KN/m)
ELU	6,88	3,50	14,538
ELS			10,380

Tableau(III.43). Les actions sur la dalle.

III.4.4. Calcul de la première dalle :



Figure(III.57). Les ruptures de la dalle.

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge qu
1	0,65 y	f/3	0,216.y.f.qu
2	(3,50-2y).1,3	f/2	0.65 (3.5-2y).f.qu
	1.3.y	f/3	0.432.y.f.qu
3	0,65 y	f/3	0,216.y.f.qu
		∑	f.qu. (2.275-0.436y)

Tableau(III.44). Travaille externe de la dalle.

Eléments		Moment de rupture M	Longueur L	Rotation θ	Travail interne = M.L.θ
1	+	M	1,30	f/y	1,30. M.f/y
	-	0,5M	1,30	f/y	0,65.M.f/y
2	+	M	2y	f/1,3	1,54. M.y.f
	-	M	3.50	f/1,3	2.69. M.f
3	+	M	1,30	f/y	1,30. M.f/y
	-	0,5M	1,30	f/y	0,65.M.f/y
				∑	M.f.(3.9/y +1,54y +2.69)

Tableau(III.45). Travaille interne de la dalle.

Travail externe = Travail interne

f.qu. (2.275-0.436y) = M.f.(3.9/y +1,54y +2.69)

$\frac{dq_u}{dy}$= 4.67 y^2+3.40 y-8.87=0 et 0 < y ≤ 1.75 m

⇒ **y=1.06 m**

Mult = 0,22 qult ; => Mult =0,22×14,583= 3.20 KN.m

Mser = 0,22 qser ; => Mser =0,22×10,380= 2.28 KN.m

✓ **En travée :**

M^tult = 3.20 KN.m

M^tser = 2.28 KN.m

✓ **Aux appuis :**

M^ault = 0,5×3.20 = 1.60 KN.m

M^aser = 0,5×2.28 = 1.14 KN.m

III.4.4.1.Calcul de ferraillage de la dalle pleine :

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml à l'état limite ultime.

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1,5	σbc = 14,2 MPa	e=2.5 cm
	ft28 = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	Fe=400MPa	γs = 1,15	$\overline{\sigma}$s = 348 MPa

Tableau(III.46). Les données.

	sens	Mu (KN.m)	A (cm²)	Amin (cm²)	Achoisi (cm²)	St1 (cm)	sens	Arep (cm²)	St2 (cm)
travée	y	3.20	0.76	1,50	5 **Φ**12 5.65	25	x	5 Φ 10 5.65	25
appuis	y	1.60	0.37	1,50	5 **Φ**12 5.65	25	x	5 **Φ**10 5.65	25

Tableau(III.47).ferraillage de la dalle pleine.

III.4.4.2. Vérifications nécessaires :

III.4.4.2.a. Vérification de l'espacement entre les aciers :

$$S_{tadm} \le Min\begin{cases}3h = 45cm\\ 33cm\end{cases} = 33cm$$

L'espacement réel = b/n = 100/4 = 25 cm ; on adopte : **esp = 25 cm.**

III.4.4.2.b. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \le \overline{\tau}_u = 0.07\frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa$$

$$T_U = \frac{q_u .L_X}{2} = \frac{14{,}53 \times 1{,}3}{2} = 9{,}44KN$$

$$\tau_u = \frac{9.44 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0{,}07\,MPa$$

Donc : $\tau_u = 0.07MPa \le \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$ **(c.v)**

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.4.2. c. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition :

$$\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$$

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

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

	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	2.28	5.65	0.6	15	C.V
appuis	1.14	5.65	0.3	15	C.V

Tableau(III.48).Vérification des contraintes à l'état limite de service

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

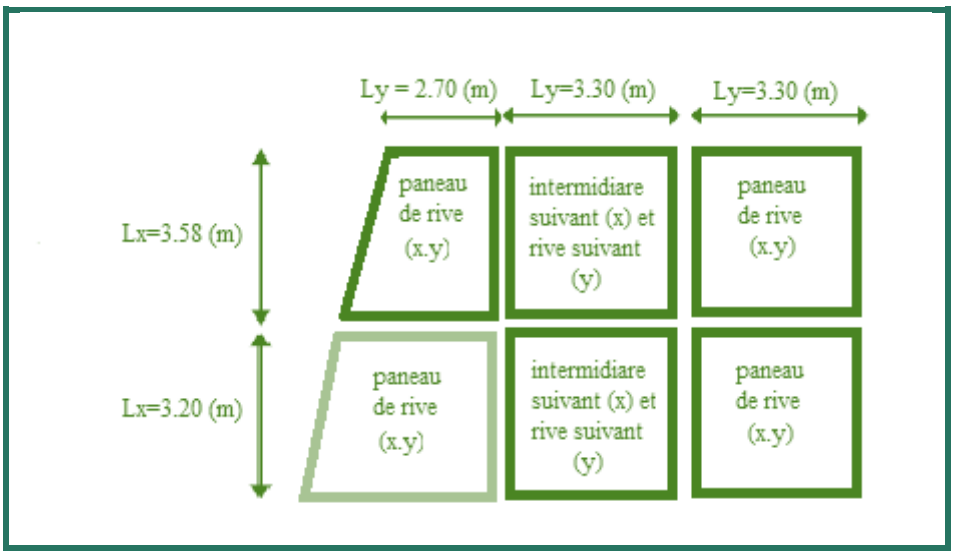
III.4.4.2. d. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} = 0{,}11 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0{,}11 \qquad \textbf{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0{,}004 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \qquad \textbf{(c.v)}$$

III.4.5.Calcul de la deuxième dalle :

Dans notre bâtiment étudié au niveau de sous-sol (cuisine principale), on a des dalles pleines continues de forme rectangulaire et trapézoïdale sont encastrée sur (04) cotés.



Figure(III.58). Vue en plan des dalles pleines au niveau de RDC

III.4.5.1.Évaluation des charges :

G *(KN/m²)*	Q *(KN/m²)*	qu *(KN/m²)*	qser *(KN/m²)*
6,58	**5,00**	**16,38**	**11,58**

Tableau(III.49).charges et surcharges de la dalle pleine.

III.4.5.2. Méthodes de calcul :

Il existe deux méthodes de calcul :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode des lignes de rupture.

✓ **La méthode forfaitaire**

➢ **Principe de calcul :**

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

✓ La surcharge d'exploitation (Q) ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien **5000(N/mm²)**.

$$Q = 5\ (KN/m^2) \leq \begin{cases} 2G = 16{,}26\ (KN/m^2) \\ 5000\ (N/mm^2) \end{cases} \quad \text{..... (C.V)}$$

✓ Le rapport entre les travées successives doit être compris entre (0.8 et 1.25)……. (C.V)

On a : $\frac{2.70}{3.30} = 0.82$ donc le rapport est vérifier

✓ la fissuration peu nuisible…… . (C.V)

Donc : la méthode forfaitaire est applicable.

III.4.5.3. Calcul de moment de fléchissant :

On prendre le cas la plus défavorable pour obtenir les sollicitations ; et on généralise sur l'autre modèle. Et on modifie la section de trapèze et le rend comme une section rectangulaire.

✓ **Exposée de la méthode :**

On a : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.30}{4.05} = 0.79$

Donc ce type des dalles travaillent suivant les 02 directions :

✓ **Moment en travée :**

- $M_x^t = 0{,}85\ M_x$: Panneau de rive.
- $M_y^t = 0{,}85\ M_y$: Panneau de rive.

✓ **Moment aux appuis :**

- $M_x^a = M_y^a$ = -0,3 M_x : Appui de rive.
- $M_x^a = M_y^a$ = -0,5 M_x : Appui intermédiaire.

A.N :

✓ **A.E.L.U**

u_x = 0,0573 ; u_y = 0,5786.

$M_x = u_x . P . L_x^2$ =15,395 KN.m

$M_y = u_y . M_y$= 08,91 KN.m

- $M_x^t = M_y^t = 0{,}85\ M_x = 0{,}85 \times 15{,}395 = 13{,}09$ KN. m.
- $M_x^a = M_y^a = -0{,}3\ Mx = -0{,}3 \times 15{,}39 = -4{,}62$ KN. m : Appui de rive.
- $M_x^a = M_y^a = -0{,}5Mx = -0{,}5 \times 15{,}39 = -7{,}69$ KN. m : Appui intermédiaire.

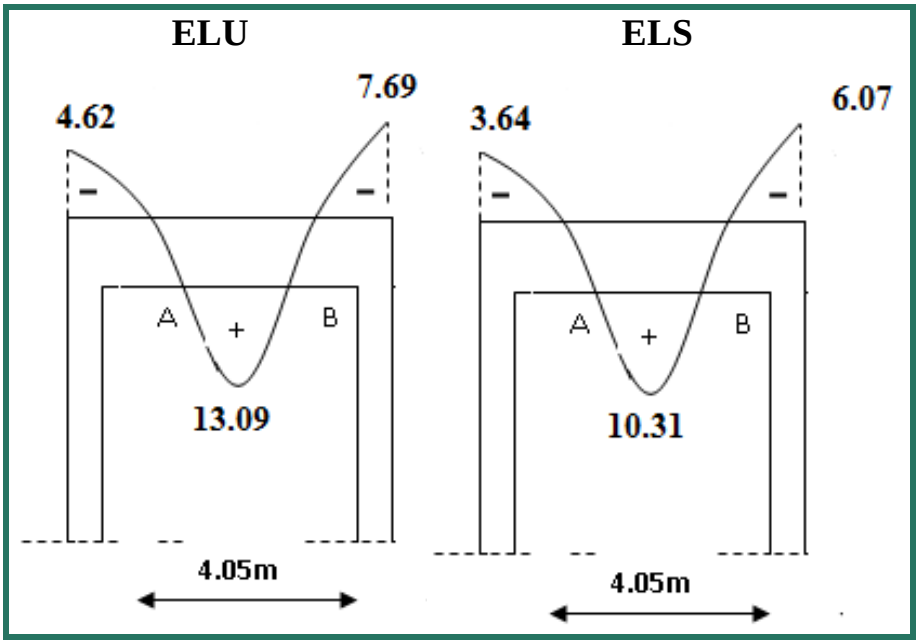
✓ **A.E.L.S**

u_x=0,0639 ; u_y=0,6978.

$M_x = u_x . P . L_x^2$ = 12,14 KN.m

$M_y = u_y . M_x$ = 08,47 KN.m.

- $M_x^t = M_y^t = 0{,}85\ M_x = 0{,}85 \times 12{,}14 = 10{,}31$ KN. m.
- $M_x^a = M_y^a = -0{,}3\ Mx = -0{,}3 \times 08{,}47 = -3.64$ KN. m : Appui de rive.
- $M_x^a = M_y^a = -0{,}5Mx = -0{,}5 \times 08{,}47 = -6.07$ KN. m : Appui intermédiaire.



Figure(III.59). Diagramme de moment à L'ELU & L'ELS

III.4.5.4. Les vérifications nécessaires :

$$M_{t+}\ \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1{,}25.M_x$$

- **E.L.U :**

$$13{,}09 + \frac{4.62 + 7.69}{2} = 19.24 \geq 1{,}25.(15.39) = 19.23\ (\text{KN.m}) \ldots\ldots (\mathbf{c.v})$$

- **E.L.S :**

$$10.32 + \frac{3.64 + 6.07}{2} = 15.18 \geq 1{,}25.(12.14) = 15.17\ (\text{KN.m}) \ldots\ldots (\mathbf{c.v})$$

III.4.5.5. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur sur la petite portée et La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1,5	σbc = 14,2 MPa	e=2.5 cm
	ft28 = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 20 cm	
Acier	FeE400	Fe=400MPa	γs = 1,15	$\overline{\sigma}$s = 348 MPa

Tableau(III.50). Les données.

Position	sens	M_u (kN.m)	A_{min} (cm^2)	A calculée (cm^2)	A adopte (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x	13.09	2,00	2.20	6T12=6.79	20
	y	8.91	2,00	1.71	6T12=6.79	20
Appuis	x	07.69	2,00	1.27	6T12=6.79	20
	y	07.69	2,00	1,27	6T12=6.79	20

Tableau(III.51). Ferraillage de la dalle pleine de la cuisine.

✓ **Condition de non fragilité :**

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = 02(cm^2)$

- **En travées :**
  Sens(x) : A=6.79 (cm^2) > 02,00(cm^2)…… **(c.v).**
  Sens(y) : A=6.79 (cm^2) > 02,00(cm^2)…… **(c.v).**
- **Aux appuis** :
  Sens(x) : A=6.79 (cm^2) > 02,00(cm^2)…… **(c.v).**
  Sens(y) : A=6.79 (cm^2) > 02,00(cm^2)…… **(c.v).**

✓ **Vérification de l'espacement :**

- **En travées :**
  Sens(x) : $S_t = 20cm < Min[3h = 60cm ; 33cm] = 33cm$ …… **(c.v).**
  Sens(y) : $S_t = 20cm < Min[3h = 60cm ; 33cm] = 33cm$ ……. **(c.v).**
- **Sur appuis** :
  Sens(x) : $S_t = 20cm < Min[3h = 60cm ; 33cm] = 33cm$ …… **(c.v).**
  Sens(y) : $S_t = 20cm < Min[3h = 60cm ; 33cm] = 33cm$ ……. **(c.v).**

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

Suivant x :

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = \frac{P.L_x.L_y}{2L_y + L_x} = 20.55KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{20.55 \times 10^3}{1000 \times 175} = 0{,}117\,MPa < \bar{\tau}_u = 1{,}16\,MPa$$ ….. (C.V).

Suivant y :

$$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \bar{\tau}_u = 1{,}16MPa$$

$$V_{uy} = \frac{P.L_x.L_y}{3L_y} = 22{,}11KN$$

$$\tau_u = \frac{22{,}11 \times 10^3}{1000 \times 165} = 0{,}134\,MPa < \bar{\tau}_u = 1{,}16\,MPa$$ ….. (C.V).

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

✓ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considéré comme peu nuisible donc vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\,MPa.$$

	Sens	**M_{ser}** (KN.m)	**A_s** (cm^2)	**σ_b** (MPA)	**$\overline{\sigma_b}$** (MPA)	**Vérification**
Travée	x-x	10.31	6.79	1.50	15	vérifié
	y-y	8.47	6.79	1.30		
Appuis	x-x	6.07	6.79	0.90	15	vérifié
	y-y	6.07	6.79	0.90		

Tableau(III.52).Vérification à l'E.L.S.

✓ **Vérification de la flèche :**

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

Suivant (Y) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow 405 = 0{,}04938 \geq 0{,}04451 \text{ …….. (C.V).}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 16{,}5} = 0{,}0027 \leq \frac{2}{400} = 0{,}005 \text{ ……. (C.V).}$$

Suivant (X) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{20}{330} = 0{,}0606 \geq 0{,}0399 \text{ ……..….. (C.V).}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 17{,}5} = 0{,}00328 \leq \frac{2}{400} = 0{,}005 \text{ ……..…. (C.V).}$$

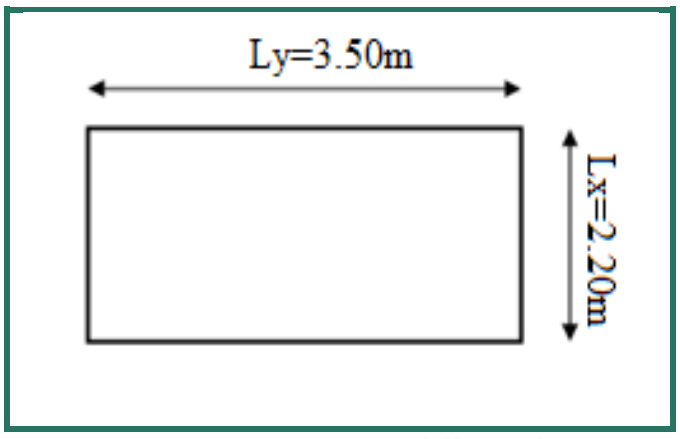
Donc la fléché est vérifié.

III.4.6. La dalle machine :

III.4.6.1.Introduction :

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

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



Figure(III.60).types de la dalle machine.

III.4.6.2.Prédimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.
Nous avons deux conditions à vérifier :

- ✓ **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_y}{45} \le e \le \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{350}{45} \le e \le \frac{350}{40} \Rightarrow 7.77(cm) \le e \le 8.75(cm)$$

- ✓ **Condition de l'E.N.A :**

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

III.4.6.3.Evaluation des charges permanentes et charges d'exploitation :

- ✓ **Charges permanentes G :**

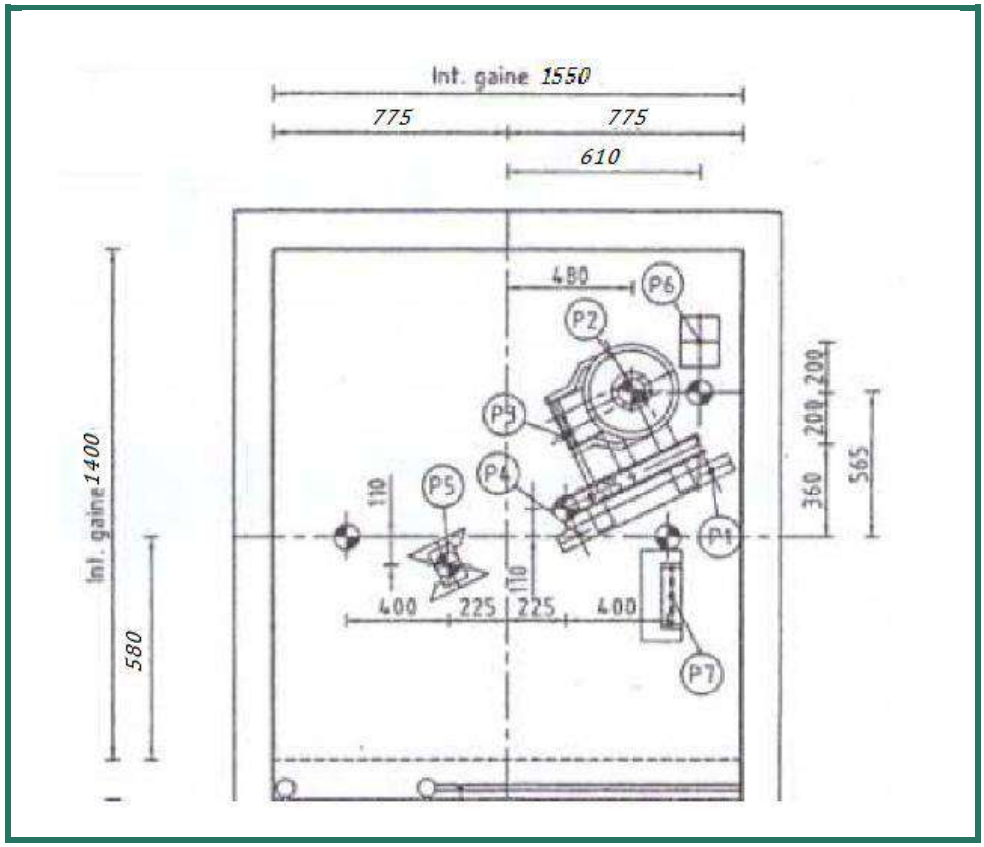
Les charges permanentes de la dalle machine données dans le tableau suivant :

N°	composants	Epaisseur **(m)**	Poids volumique **(kN/m³)**	Poids surfacique **(kN/m²)**
1	Gravier roulé	0.05	20	1.00
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	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Dalle pleine	0.25	25	6.25
8	Enduit en ciment	0.02	18	0,36
			Total	10.05

Tableau(III.53).charges permanentes de la dalle machine.

✓ **Poids de la machine supportée :**

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



Figure(III.61).Déférentes charges agissantes sur la dalle

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

Tableau(III.54). Poids de la machine supportée

$$q = \frac{\sum P_i}{S} = \frac{17300}{7.7} = 2246.75 Kg/m^2 = 22.47(KN/m^2)$$

$\mathbf{G_{total}}$ = 10.05 + 22.47 = 32.52 (KN/m²).

✓ **Charge d'exploitation Q :**

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de : **Q=5kN/m²**.

G (kN/m²)	**Q** (kN/m²)	$\mathbf{q_u}$ (kN/m²)	$\mathbf{q_{ser}}$ (kN/m²)
32.52	5	51.40	37.52

Tableau(III.55). Les actions sur la dalle.

III.4.6.4.Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- ✓ La méthode forfaitaire : la plus utilisé aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré et chargement répartie.
- ✓ La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

On choisit dans notre cas la méthode des lignes de rupture

III.4.6.5.Principe de calcul :

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.20}{3.50} = 0{,}62$. Donc la dalle travaille suivant les deux directions.

Travail extérieur = Travail intérieur.

Avec :

- $\mathbf{T_{ext}} = q.s.fcdg$
- $\mathbf{T_{int}} = \mathbf{M.L.\theta}$

✓ **Travail externe :**

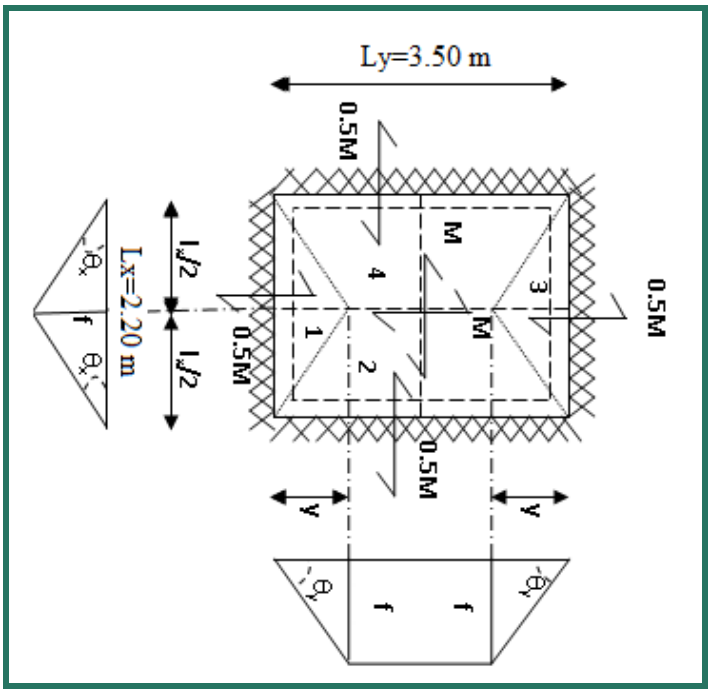
Avec : $T_{ext} = T_{ext}^1 + T_{ext}^2 + T_{ext}^3 + T_{ext}^4$

$\rightarrow \quad T_{ext} = q.f.Lx(\frac{L_y}{2} - \frac{y}{3})$.

✓ **Travail interne :**

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

$\rightarrow \quad T_{int} = 3M\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right)f$



Figure(III.62). Ligne de la rupture d'une dalle machine.

✓ **Principe du travail virtuel :**

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

$$q(y) = \frac{3M\left(\frac{L_x}{y} + \frac{2L_y}{L_x}\right)}{L_x\left(\frac{L_y}{2} - \frac{y}{3}\right)} \quad , \quad \text{avec: } L_x = 2{,}2(\text{m}), L_y = 3{,}50(\text{m})$$

$$q(y) = 3M\frac{\left(\frac{2{,}2}{y} + 2{,}33\right)}{3{,}85 - 0{,}73y} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(*)$$

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

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 1{,}70\,y^2 + 1{,}606\,y - 6{,}86 = 0$$

y = 1.59 m

On remplace " y "dans(*), on trouve : M=0.46q

$$M_t = 0{,}46 \times q = 0{,}46 \times (51{,}40) = 23{,}64\ (\text{KN.m})$$

$$M_a = 0{,}5 \times M_t = 0{,}5 \times (23{,}46) = 11{,}82\ (\text{KN.m})$$

III.4.6.6.Calcul du ferraillage :

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

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.20}{3.50} = 0,62$. Donc la dalle travaille suivant les **deux** directions.

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

		M_u (kN.m)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adopte} (cm²)
Sens x	**En travée**	19.65	2.74	0	2,5	6 HA12 = 6.79
	En appuis	09.23	1.11	0	2,5	6 HA12 = 6.79
Sens-y	**En travée**	23,64	3,14	0	2,5	6 HA12 = 6.79
	En appuis	11,82	1,56	0	2,5	6 HA12 = 6.79

Tableau(III.56).ferraillage de la dalle machine

- ✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5\,cm^2$$

On a : $A_{cal} > A_{min} \rightarrow$ donc la condition est vérifié.

- ✓ **Condition d'espacement :**

$S_t = 20\,cm \leq \overline{S}_t = Min[3h = 75\,cm\,,\,33\,cm] = 33\,cm$ …… **(c.v)**

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

Suivant (x) :

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = \frac{P.L_x.L_y}{2L_y + L_x} = 43{,}02KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{43{,}02 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0{,}187\,MPa < \overline{\tau}_u = 1{,}16\,MPa$$ …….... **(c.v).**

Suivant (y) :

$$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1.16MPa$$

$$V_{uy} = \frac{P.L_x.L_y}{3L_y} = 37{,}69KN$$

$$\tau_u = \frac{37{,}69 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0{,}171\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1{,}16\,\text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(c.v)}$$

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

- ✓ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considéré peu nuisible donc vérifier que :

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\,\text{MPa}.$$

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

		M_{ser} (kN.m)	A_s (cm²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Sens x	**En travée**	15.89	2.74	1.50	15	OUI
	Sur appuis	05.22	1.11	0.50	15	OUI
Sens-y	**En travée**	17.26	3,14	1.60	15	OUI
	Sur appuis	10.45	1,56	1.00	15	OUI

Tableau(III.57).Vérification à l'E.L.S.

- ✓ **Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{25}{220} = 0{,}1136 \geq 0{,}0425 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(c.v).}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{27} à \frac{1}{35} \rightarrow 0{,}11 \geq 0{,}028 \text{ à } 0{,}037 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(c.v).}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{04{,}52}{100 \times 22} = 0{,}0020 \leq \frac{2}{400} = 0{,}005 \ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(c.v).}$$

Donc la vérification de la flèche n'a pas nécessaire.

✓ **Vérification du poinçonnement :**

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

$$Q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement.

$Q_u(P_1)$= 84 KN ; γ_b = 1,5 ; f_{cj} = 25 MPa ; h = 25 cm

U_c = 2(u + v)

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

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

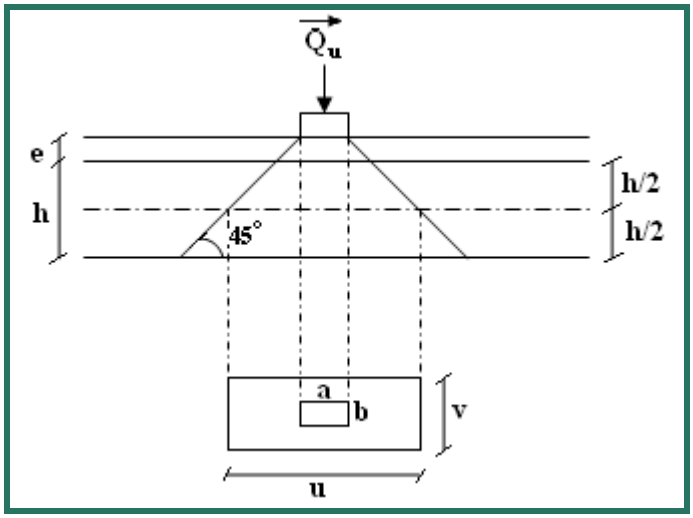
Uc = 2(a+b) + 8e + 4h

Avec :

e (revêtement)=02cm ; a=b=0.

→ U_c = 8e + 4h = 116 cm.

Qu = 84 KN < 0.045 × Uc × h × ($\frac{fc28}{\gamma b}$) = 2175 KN …… **(CV).**



Figure(III.63). Schéma de la vérification du poinçonnement.

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction :

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

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

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

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure :

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

- **Le centre de Masse (C_G).**
- **Le centre de Torsion (C_R).**

IV.2.1.Centre de masse :

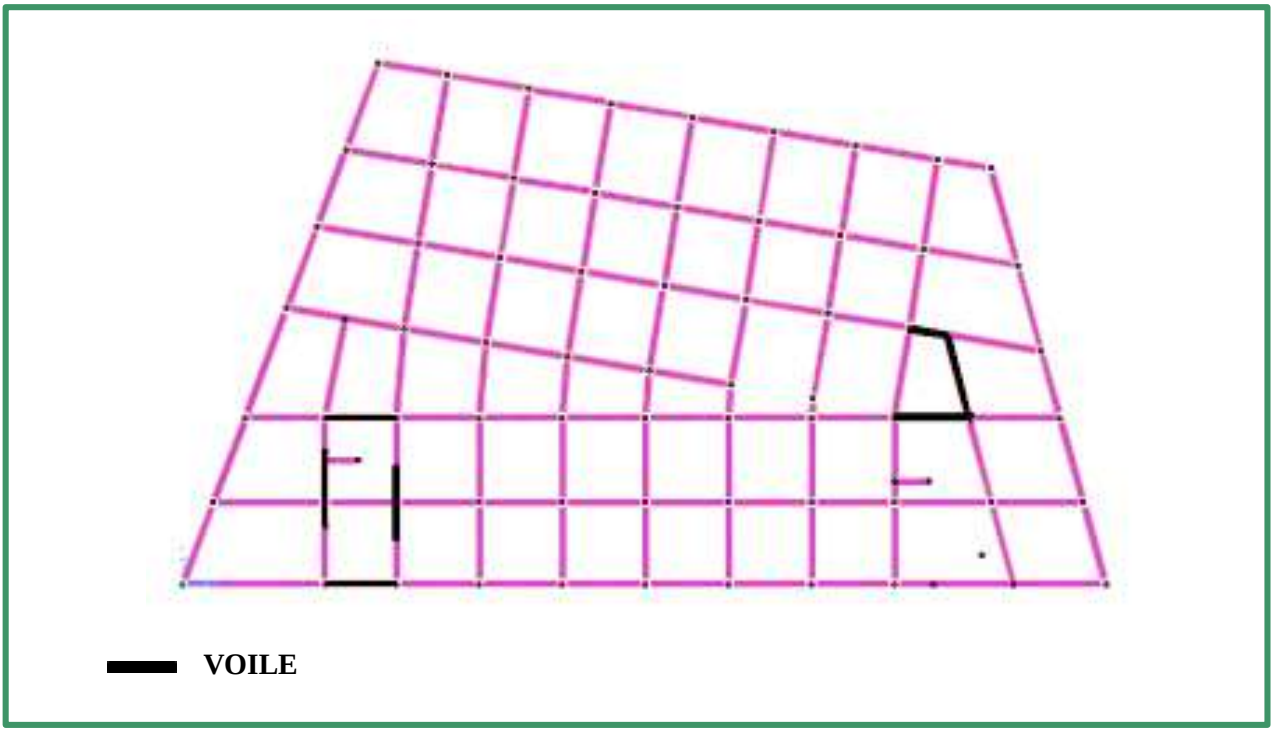
Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher,maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

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

$$\begin{cases} X_G = \dfrac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \\ Y_G = \dfrac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases}.$$

Ou :

- ✓ **Wi** : Le poids total de la masse concentrée de l'élément **(i)** du niveau considéré.
- ✓ **Xi** et **Yi** : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément **(i)** par rapport au repère global.
- ✓ $\mathbf{X_G}$ et $\mathbf{Y_G}$: Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.



Figure(IV.1). Disposition des voiles (vue en plan).

Lx= 40.00 m.

Ly= 23.73 m.

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

Etage	Niveau (m)	$\sum W_i (KN$	$X_G (m)$	$Y_G (m)$
SS	3.23	7895.46	19.98	10.31
RDC	6.97	6321.39	19.49	10.42
1er	10.71	4609.62	20.00	7.38
2ème	14.45	4559.49	19.92	7.37
3ème	18.19	4559.49	19.92	7.37
4ème	21.93	4573.51	19.89	7.34
5ème	25.67	4388.91	19.96	7.11

Tableau(IV.1). Calcul de centre de masse.

IV.2.2.Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

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

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, en tenant compte des éléments de contreventements : poteaux et voiles.

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

$$\begin{cases} XR = \dfrac{\sum \mathbf{I_{yi} * Xi}}{\sum \mathbf{I_{yi}}} \\ YR = \dfrac{\sum \mathbf{I_{xi} * Yi}}{\sum \mathbf{I_{xi}}} \end{cases}$$

Ou :

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

IV.2.2.1. Calcul des moments d'inertie des éléments résistants :

IV.2.2.1.a.les poteaux :

Un poteau est un élément vertical résistant dans la structure. Il est considéré comme un élément élancé, ses dimensions transversales sont négligeables par rapport à sa largeur.

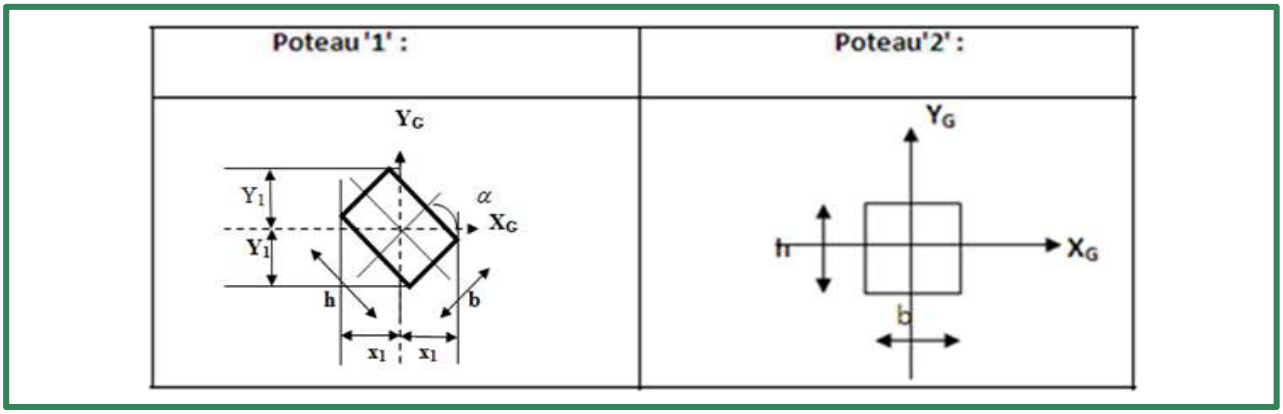
Donc, chaque poteau à une certaine rigidité :

$K_{x\,ou\,y} = \dfrac{12E.I_{x\,ou\,y}}{L^3}$, le poteau est supposé encastré aux extrémités.

- E : module de Young.
- $I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".
- L : longueur du poteau.

- ✓ **Moment d'inertie :** Comme on a deux types de poteaux, on utilise les formules du moment d'inertie, suivants :

  - Pour les poteaux : $I_X = \dfrac{bh^3}{12}$; $I_Y = \dfrac{hb^3}{12}$



Figure(IV.2).dimension des poteaux.

IV.2.2.1.b.les voiles :

Un voile est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en %. Il a un grand rôle d'élever la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

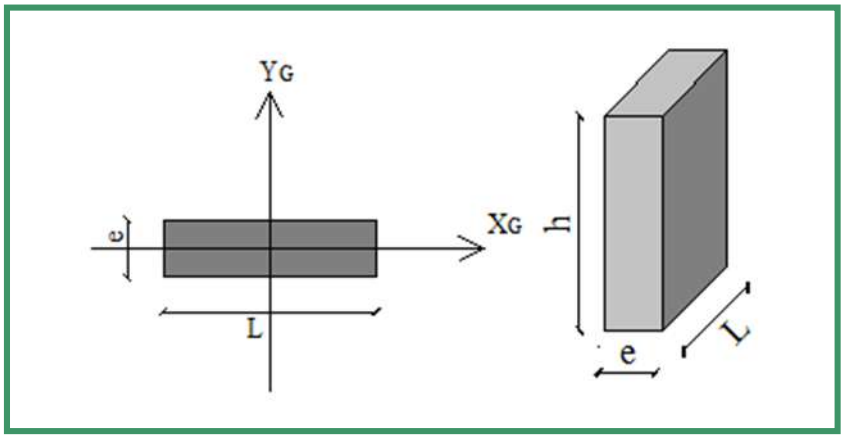
Le voile est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau. Comme le refend est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale a:

$$K_{xouy} = \frac{12 I_{xouy}}{h^3}$$

- $K_{x,y}$: la rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou " oy ".
- E: module de déformation longitudinale.
- h: hauteur de refend.
- $I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale du refend / à " ox " et / ou " oy ".

✓ **Moment d'inertie :**

- $I_{XG} = \frac{L.e^3}{12}$ par rapport à " X_G ".
- $I_{YG} = \frac{e.L^3}{12}$ par rapport à " Y_G ".



Figure(IV.3). dimension de voile.

Le centre de torsion pour chaque étage est résumé dans le tableau suivant :

Etage	$\sum Ix_i(m^4)$	$\sum Iy_i(m^4)$	$X_T(m)$	$Y_T(m)$
SS	7.2136	10.5895	19.22	10.84
RDC	1.2925	1.1001	19.93	8.99
1er	1.2122	1.0617	20.43	7.46
2ème	1.5669	1.0210	20.62	7.39
3ème	1.5669	1.0210	20.62	7.39
4ème	1.5669	1.0210	20.62	7.39
5ème	1.5191	1.0210	20.57	7.68

Tableau(IV.2). Calcul du centre de torsion.

IV.2.3.Excentricité :

IV.2.3.1. Excentricité statique :

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

$$\begin{cases} e_x = |X_G - X_t|. \\ e_y = |Y_G - Y_t|. \end{cases}$$

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle : (*Art.4.2.7*) [2]

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.

$$\begin{cases} Ex = 0,05.Lx \\ Ey = 0,05.Ly \end{cases}$$

IV.2.3.3.Calcul de l'excentricité :

Les valeurs de l'excentricité sont représentés dans le tableau suivant :

Etage	X_t (m)	Y_t (m)	X_G (m)	Y_G (m)	e_x (m)	e_y (m)
SS	19.22	10.84	19.98	10.31	0.76	0.53
RDC	19.93	8.99	19.49	10.42	0,44	1.43
1er	20.43	7.46	20.00	7.38	0,43	0,08
2ème	20.62	7.39	19.92	7.37	0,70	0,02
3ème	20.62	7.39	19.92	7.37	0,70	0,02
4ème	20.62	7.39	19.89	7.34	0,73	0,05
5ème	20.57	7.68	19.96	7.11	0.61	0.57

Tableau(IV.3). Calcul de l'excentricité.

Dimensions du bâtiment :

- Longueur du bâtiment = **40.00 m.**
- Largeur du bâtiment = **23.73 m.**

Excentricité admissible :

- Excentricité suivant Lx = **15 %**.Lx = **6.00 m.**
- Excentricité suivant Ly = **15 %**.Ly = **3.56 m.**

On constat qu'à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. ►► **[Art 3.5.1-a]** ◄◄ [**2**]**.**

Etage	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
SS	3.23	0.39	0.81	Ok
RDC	6.97	0.46	1.43	Ok
1er	10.71	0.43	0.08	Ok
2ème	14.45	0.70	0.02	Ok
3ème	18.19	0.70	0.02	Ok
4ème	21.93	0.73	0.05	Ok
5ème	25.67	0.61	0.57	Ok

Tableau(IV.4). Vérification d'excentricité.

IV.3.Etude dynamique :

IV.3.1.Introduction :

Lorsqu'une structure soumise à une sollicitation rapidement variable dans le temps et dans l'espace c'est-à-dire une sollicitation présentant un caractère dynamique, elle effectue une série d'oscillations forcées suivies par des oscillations libres et finissantes par s'amortir plus ou moins rapidement.

Le problème consiste à déterminer la réponse de la structure à une excitation donnée et son comportement à partir d'une modélisation adoptée.

IV.3.2.but de l'étude dynamique :

On se propose de déterminer les modes propres de vibration de la structure afin d'examiner son comportement dynamique et surtout les déplacements engendrés par les forces dues à l'action sismiques ; pour cela on utilise le logiciel **SAP.version.17.1.1** qui dispose de trois modèles mathématiques fondamentaux :

- ✓ Modèle des nœuds maîtres.
- ✓ Modèle des plaques.
- ✓ Modèle des consoles.

On va utiliser le modèle de nœud maitre qui consiste à concentrer la masse de chaque plancher au niveau de centre de gravité.

IV.3.3.choix de la méthode du calcul dynamique :

Selon le ***RPA99 version 2003 (Art 4.1.1*)**, ce calcul peut être mené suivant trois méthodes

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

IV.3.3.1.Classification des zones sismiques :

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

- ZONE **0** : sismicité négligeable.
- ZONE **I** : sismicité faible.
- ZONE **IIa** et **IIb** : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité forte.

Dans notre cas, quartier **AIN DHAB** dans la ville de **MEDEA** situé dans une zone de sismicité moyenne « **zone *IIb*»**.

IV.3.3.2.Classification de site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage .on est en présence d'un site meuble (**Catégorie 3**) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement denses ou d'argile moyennement raide.

IV.3.3.3.Classification de l'ouvrage :

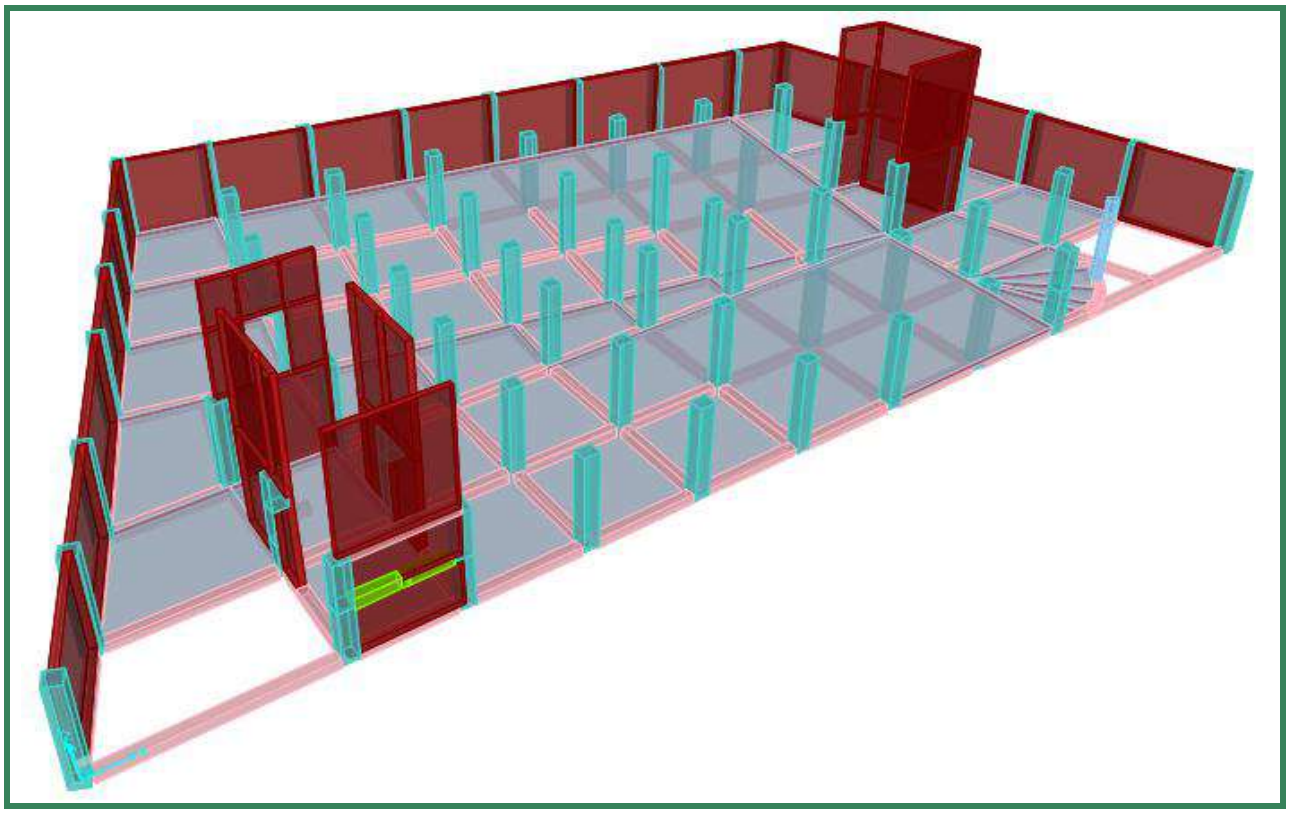
La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le **RPA99-V2003** pour pouvoir utiliser **la méthode statique équivalente** (**H=** 27.67m >10m) . (**Groupe D'usage 2** ; **ZONE *IIb***),

IV.3.4.Analyse de notre structure :

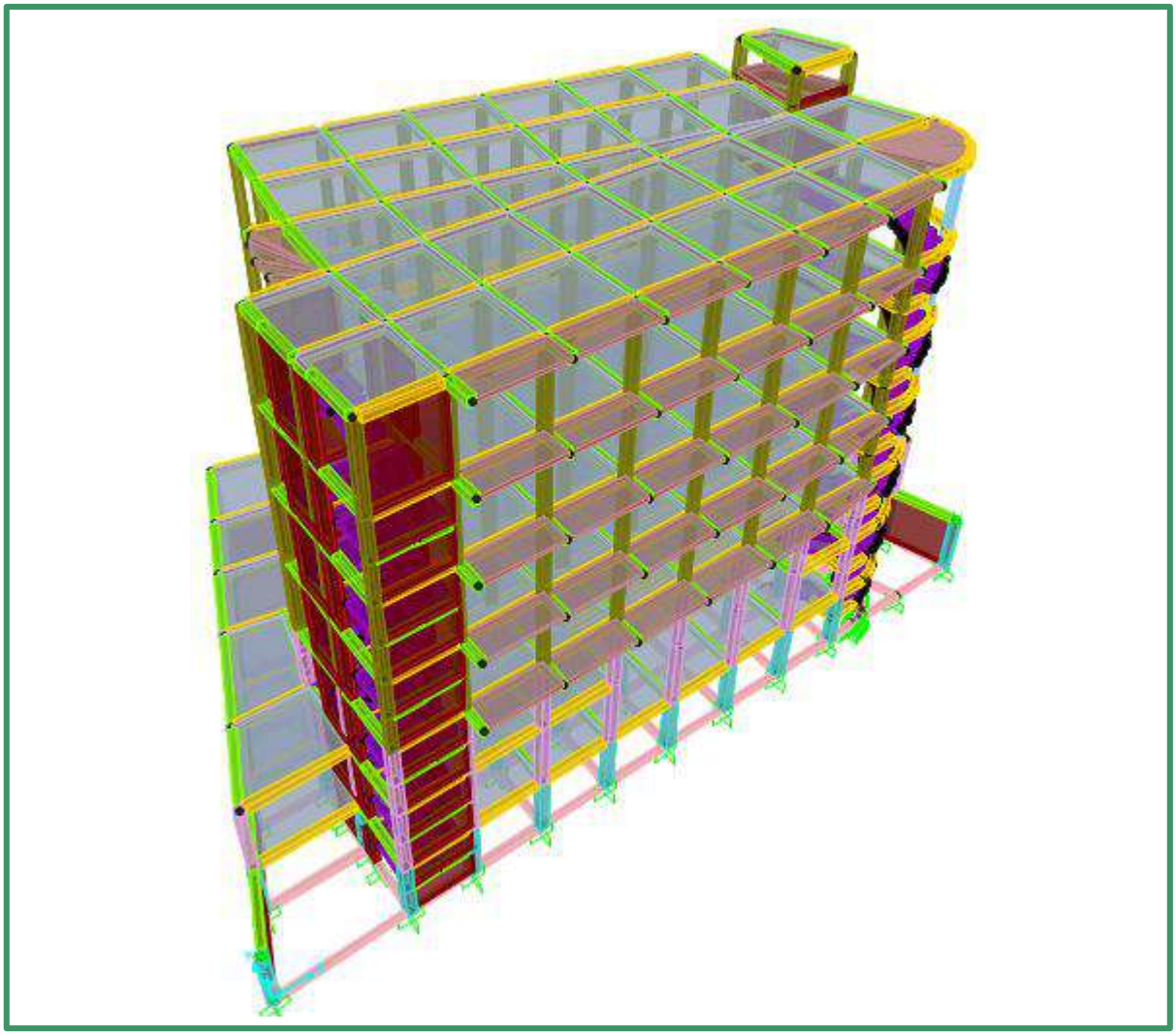
Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisi une variante pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le **RPA** et évitant également la torsion au niveau du premier mode.



Figure(IV.4). Disposition des voiles (vue en 3D).

IV.3.5.Modélisation de la structure étudiée :

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul appelé **SAP2000 (Version 17.1.1)**.



Figure(IV.5). Modélisation de la structure étudiée.

IV.3.6.Détermination du spectre de réponse :

Afin de déterminer notre spectre de réponse on fait référence à l'article **4.3.3** du **RPA** où l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R} & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 0.3 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3\ s \end{cases} \quad \textbf{Si}$$

Avec :

S_a : Le spectre de réponse.

T_1 ; T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$.

g : accélération de la pesanteur=10m/s^2

R : coefficient de comportement de la structure. (En fonction du système de contreventement)

Q : facteur de qualité donnée par la formule **Q = 1 + ∑ P_q**.

Dans notre cas ; les valeurs des coefficients sont :

IV.3.6.1.Coefficient d'accélération A : *[Modificatifs et compléments aux **RPA99**]*.

Zone	**groupe 1A**	**groupe 1B**	**groupe 2**	**groupe 3**
IIb	0,30	0,25	**0,20**	0,14

Tableau(IV.5) Coefficient d'accélération de zone IIb

IV.3.6.2.Facteur de correction d'amortissement η :

$$\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{matrix}\right\} \quad \text{site S 3.}$$

Et $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7\ \%$ **(*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2*).**

Avec remplissage dense → η = 0,882.

IV.3.6.3.critère Q :

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

	P_q			
	suivant x		suivant y	
Critère q	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1 Condition minimale sur les files de contreventement	0	-	0	-
2 Redondances en plan	0	-	0	-
3 Régularité en plan	-	0.05	-	0.05
4 Régularité en élévation	-	0.05	-	0.05
5 Contrôle de la qualité des matériaux	-	0.05	-	0.05
6 Contrôle de la qualité de l'exécution	0	-	0	-
∑	0.15		0.15	

Tableau(IV.6).calcul du facteur qualité

En récapitulant les résultats on trouve : **Qx =Qy = 1.15.**

IV.3.6.4.Justification du coefficient de comportement R :

(*R.P.A 99 VERSION 2003. tab 4.3*). [**2**]**.**

On prend dans un premier calcul **(R= 5)** ce qui correspond à un système de contreventement de structures mixte portiques avec des voiles en béton armé avec interaction, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (**SAP2000 V.17.1.1**)

Suivant X : selon le « ***RPA version2003*** » **[Art 3.5]**

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz Poteaux (%)	Nz Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx Poteaux (%)	Tx Voiles (%)
5eme étages	100	85.06	14.93	100	71.11	28.88
4eme étages	100	85.80	14.19	100	50.25	49.74
3eme étages	100	86.19	13.80	100	39.59	60.40
2eme étages	100	86.45	13.54	100	30.38	69.62
1er étage	100	88.19	11.81	100	32.80	67.19
RDC	100	88.64	11.35	100	33.62	66.37

Tableau(IV.7). Justification du coefficient R (Suivant X).

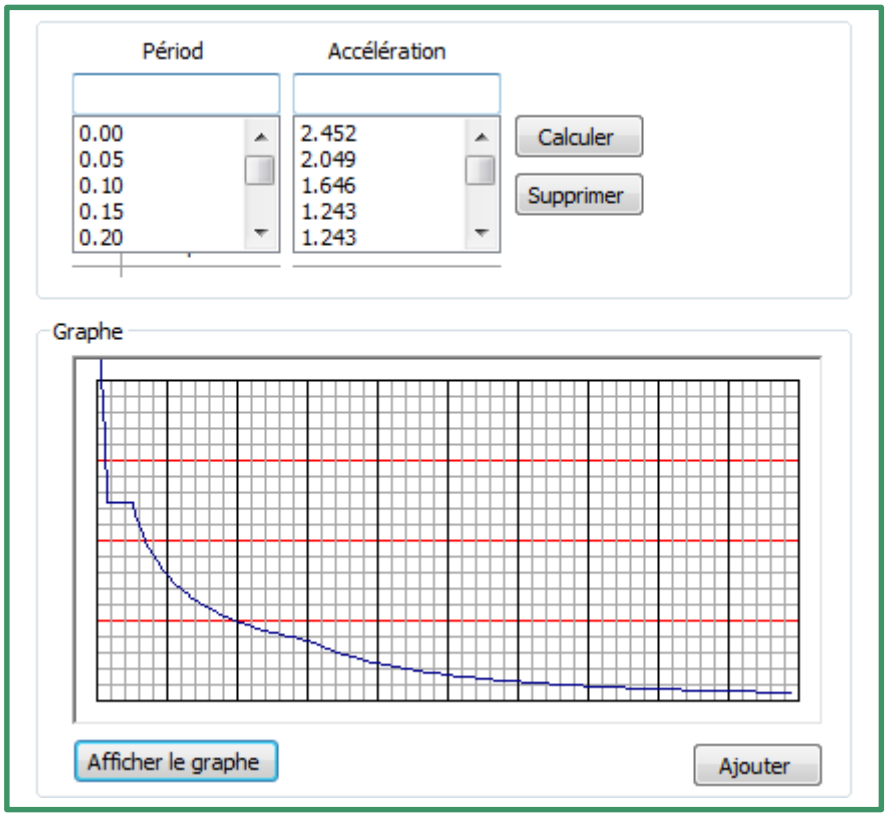
Suivant Y :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz Poteaux (%)	Nz Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx Poteaux (%)	Tx Voiles (%)
5eme étages	100	89.70	10.30	100	52.92	47.07
4eme étages	100	89.25	10.74	100	40.51	59.49
3eme étages	100	89.23	10.76	100	35.80	64.19
2eme étages	100	89.32	10.67	100	29.79	70.20
1er étage	100	90.14	9.85	100	32.69	67.30
RDC	100	90.42	9.57	100	29.79	70.20

Tableau(IV.8). Justification du coefficient R (Suivant Y).

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

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.



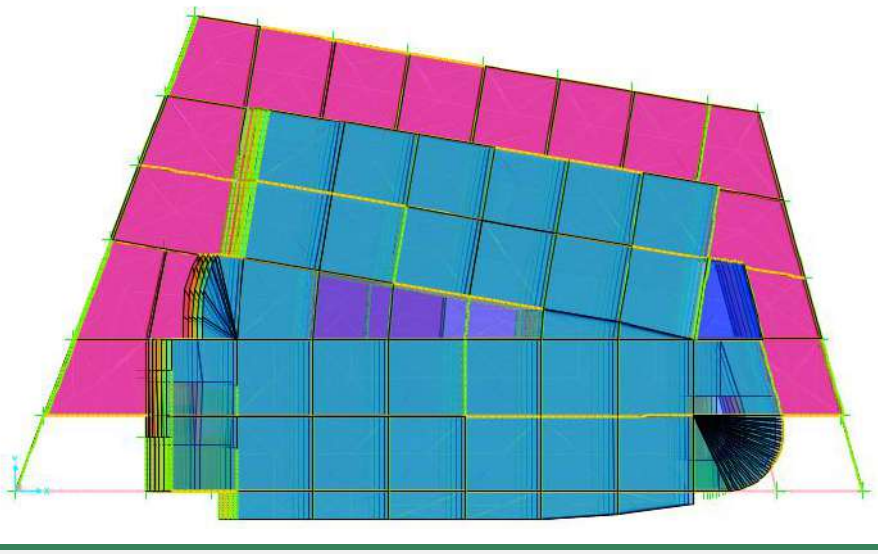
Figure(IV.6). Spectres de réponse.

IV.4.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

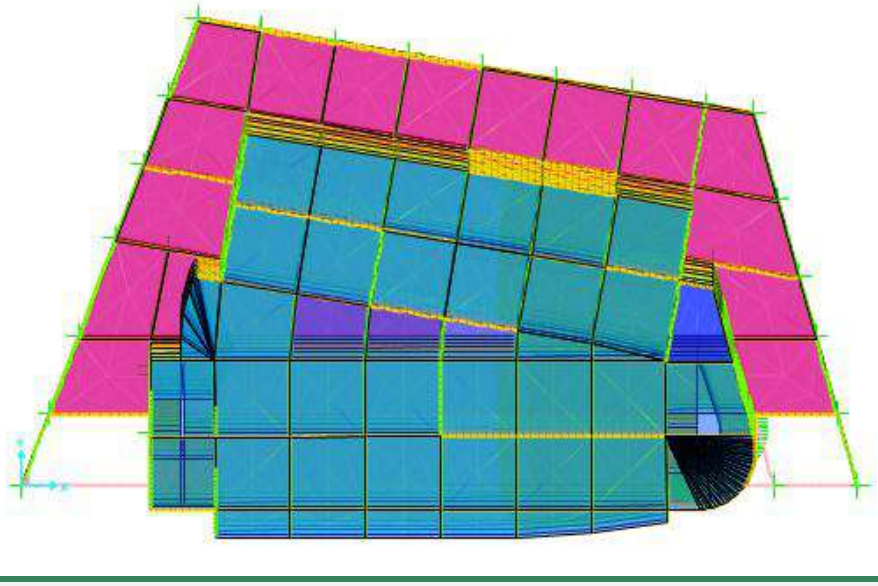
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), **le RPA99** exige les vérifications suivantes :

1- Vérification de comportement des trois premiers modes.
2- Vérification de participation massique.
3- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
4- Vérification de la stabilité au renversement.
5- Vérification de déplacement.
6- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
7- Vérification des sollicitations normales.
8- Vérification de l'effort normal réduit à la base.

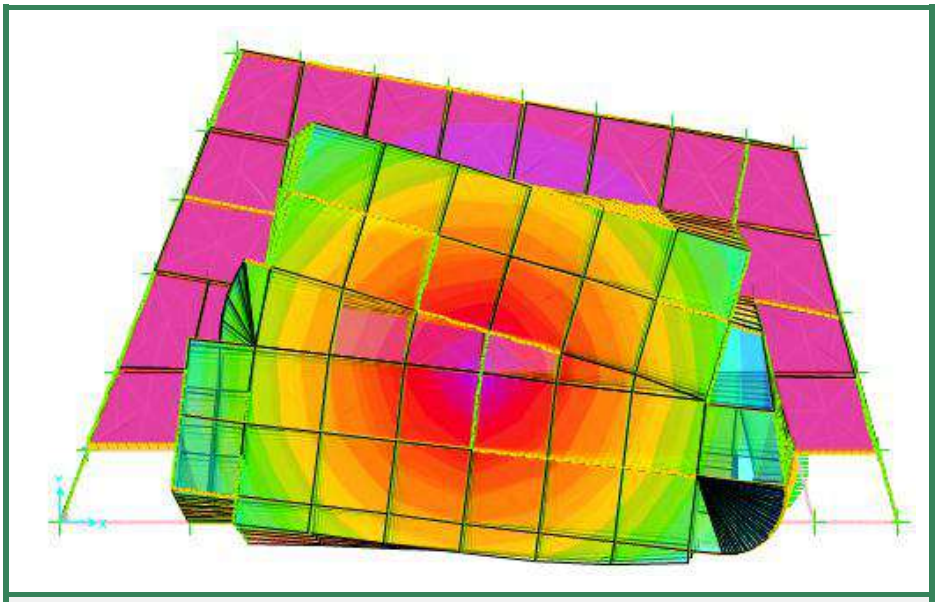
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes :



Mode 1



Mode 2



Mode 3

Figure(IV.7). Le comportement des trois premiers modes.

modes	Période	UX	UY	RZ
1	0.60	58.25%	0.00%	0.56%
2	0.53	0.00%	59.19%	0.01%
3	0.42	0.00%	0.00%	51.24%
4	0.16	15.25%	0.32%	0.02%
5	0.15	0.34%	14.87%	0.38%
6	0.11	0.14%	0.46%	17.14%
7	0.09	0.00%	0.01%	0.00%
8	0.08	0.00%	0.00%	0.04%

Tableau(IV.9). Le comportement des huit modes.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pur dans le sens (X) T1 = 0.60 sec	Translation pur dans le sens (Y) T2 = 0.53 sec	Rotation autour de (Z) T3 = 0.42 sec

Tableau(IV.10). Le comportement des trois premiers modes.

- ✓ **Constatation :**

1- Ce modèle dynamique présente une période fondamentale **T =0,60 s.**

2- Le 1er et 2éme modes sont des modes de translation suivant X et Y.

3- Le 3ème mode est un mode de rotation autour de l'axe Z.

- ✓ **Nombre de modes à considérer :**

Le nombre de modes à considérer et selon l'article **4.3.4 du RPA** est :

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 :

1- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure. (***Condition non vérifiée après 40 modes***)

2- 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.

3- Le minimum de modes à retenir est de trois **(03)** dans chaque direction considérée.

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 :

$$\mathbf{K \geq 3\sqrt{N}\ et\ } T_K \leq \mathbf{0{,}20\ sec}$$

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

N = 10 donc : $K \geq 3\sqrt{7} = 7{,}93$ on prend K =8.

T = 0,09 ≤ 0,20 sec…...**Condition vérifier.**

IV.4.2.vérification de participation massique :

D'après le **RPA99 version 2003 (ART 4.3.4) :** le nombre de modes propres de vibrations à retenir pour chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit **90%** au moins de la masse totale de la structure.

Les périodes et les coefficients de participation massiques obtenus pour chaque mode de vibration sont donnés dans le tableau suivant :

Mode " i "	Période " s "	Participation modale individuelle en (%)		Participation modale cumulée en (%)	
		Suivant " x "	Suivant" y "	Suivant " x "	Suivant " y "
1	0.60	58.25%	0.00%	58.25%	0.00%
2	0.53	0.00%	59.19%	58.25%	59.19%
3	0.42	0.00%	0.00%	58.25%	59.79%
4	0.16	15.25%	0.32%	73.50%	59.52%
5	0.15	0.34%	14.87%	73.84%	74.39%
6	0.11	0.14%	0.46%	73.98%	74.84%
7	0.09	0.00%	0.10%	73.98%	74.86%
8	0.09	0.00%	0.00%	73.98%	74.86%

Tableau(IV.11). Coefficient de participation massique.

✓ **Constatation :**

- La participation modale cumulée atteint les **90 %** de la masse totale à partir du **40ème** mode.
- L'existence de voile périphérique au niveau du sous-sol empêché la participation massique de la structure a dissipé rapidement dans les premiers modes.
- d'après le calcul cité précédemment et on voit bien que le **8éme** mode a une période inférieure à **0,20 sec.**

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

(*Art.4.2.6 : RPA 99 VERSION 2003*)

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

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

✓ **Calcul de la force sismique totale : (Art.4.2.3 : RPA 99 VERSION 2003).**

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

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

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

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

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

T_2 = 0,5 s (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7*).

(Avec site S_3)

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

ξ = 7 % (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2*).

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥ 0,7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions

Les valeurs de T calculé sont : $\begin{cases} T_X = 0{,}39s \\ T_Y = 0{,}51s \end{cases} \in [0{,}0{,}5s]$

Alors : $D_x = D_y = 2{,}5\boldsymbol{\eta}$

Donc $\begin{cases} D_X = 2,205 \\ D_Y = 2,205 \end{cases}$.

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

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta_1 W_{Qi} + \beta_2 W_{Qr}$

$\beta_1 = 0.2$ $\beta_2 = 0.4$ (***R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.5***).

W=41561.158 KN…..…. (**Résultat SAP2000**).

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
0,20	2,205	2,205	5,0	1,15	1,15	41561.158	4215,548	4215,548

Tableau(IV.12). Calcul de la force sismique.

	Vs (KN)	Vd (KN)	0,8×Vs	Vd > 0,8×Vs
X	4215,548	2355.098	3372.438	C.N.V
Y	4215,548	2597.654	3372.438	C.N.V

Tableau(IV.13). Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul**.**

Donc on a majore la force dynamique.

- ✓ **Calcul le coefficient de majoration :**

Suivant X : $\frac{0.8x4215.548}{2355.098} = 1.44.$

Suivant Y : $\frac{0.8x4215.548}{2597.654} = 1.30.$

Donc :

$\frac{Vdx}{Vsx} = \frac{2355.098x1.44}{4215.548}$ x 100 = 80%

$\frac{Vdy}{Vsy} = \frac{2597.654x1.30}{4215,548}$ x 100 = 80%

Pour les deux directions x et y la condition n'est pas vérifiée, donc il y a des modifications au niveau des paramètres de la réponse, (forces, déplacements, moments,...), pour cela on va majore la force dynamique **Vd** dans les deux directions.

IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement :

- ✓ Le moment de renversement est égal à :

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

Avec :

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

- ✓ Le moment de stabilité qui est égal à :

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

Avec :

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

IV.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : (*Art.4.2.5 : RPA 99 VERSION 2003*)

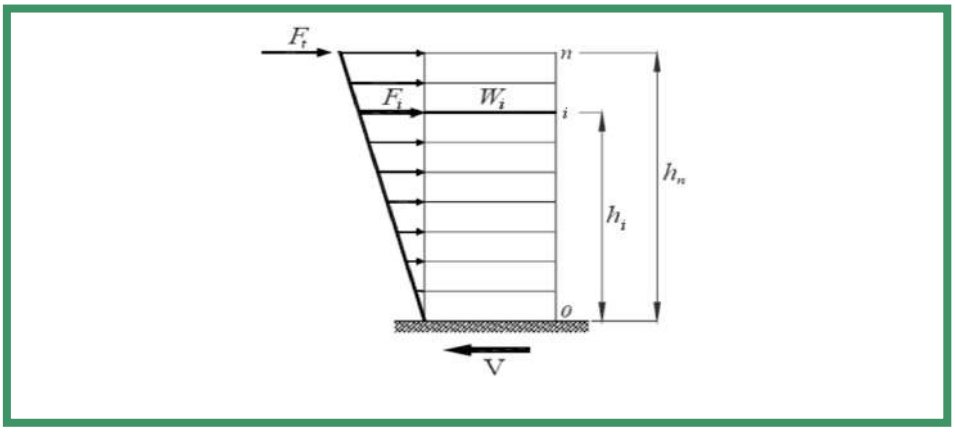
$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) .(V - F_t) \qquad F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\ s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\ s \end{cases}$$

On a :

- ✓ Tx = 0,39 s → F_t = 0
- ✓ Ty = 0,51 s → F_t = 0

Donc on a :

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

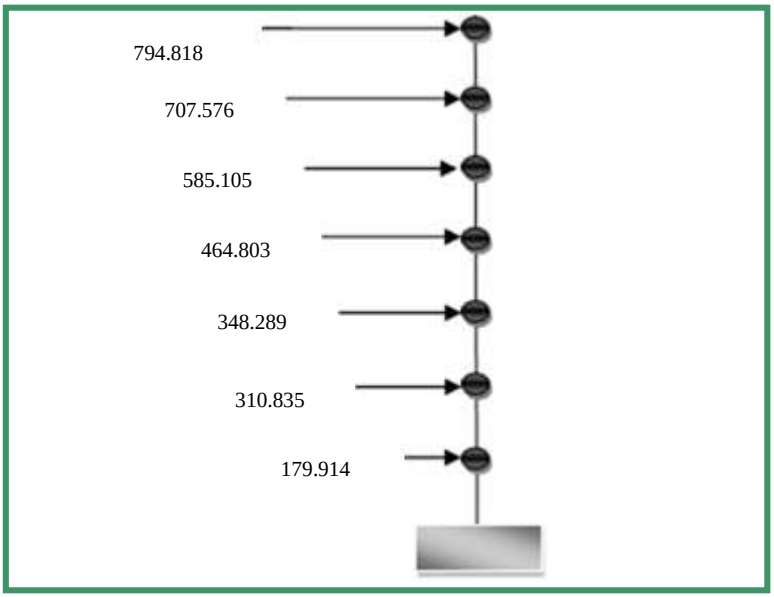


Figure(IV.8). Distribution des forces sismiques

✓ **V_X = 3391.34 KN**

Niveau (m)	W_i (KN)	W_ih_i (KN.m)	α_x	F_{ix} (KN)
+3.23	7895.46	25502.336	0.050	179.914
+6.97	6321.39	44060.088	0.092	310.835
+10.71	4609.62	49369.030	0.103	348.289
+14.45	4559.49	65884.631	0.137	464.803
+18.19	4559.49	82937.123	0.173	585.105
+21.93	4573.51	100297.074	0.209	707.576
+25.67	4388.91	112663.320	0.234	794.818
SOMME		480713.602	1	3391.34

Tableau(IV.14). Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

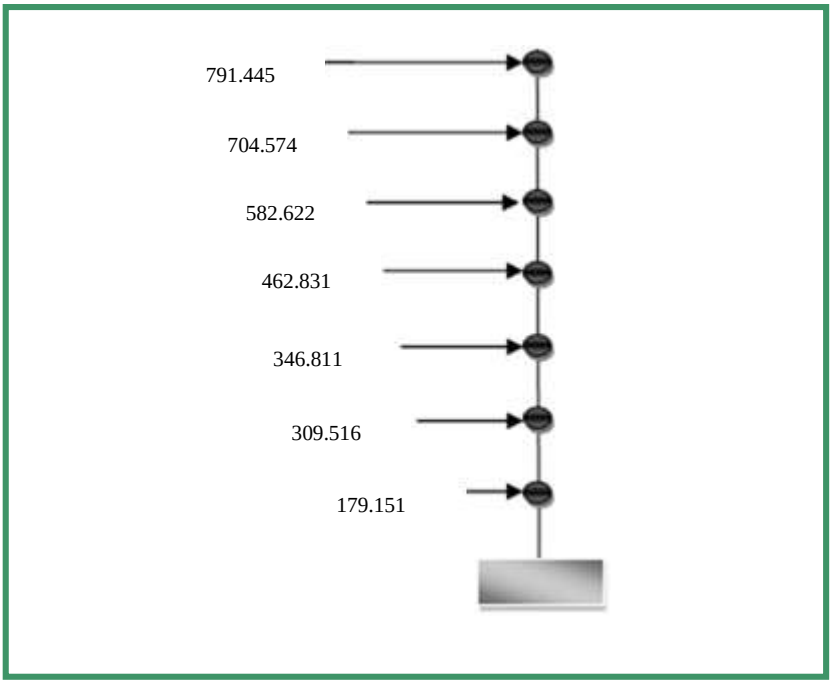


Figure(IV.9). Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

✓ **V_Y = 3376.95 KN**

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (KN)
+3.23	7895.46	25502.336	0.053	179.151
+6.97	6321.39	44060.088	0.092	309.516
+10.71	4609.62	49369.030	0.103	346.811
+14.45	4559.49	65884.631	0.137	462.831
+18.19	4559.49	82937.123	0.173	582.622
+21.93	4573.51	100297.074	0.209	704.574
25.67	4388.91	112663.320	0.234	791.445
SOMME		472832.467	1	3376.95

Tableau(IV.15) Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.



Figure(IV.10). Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.

IV.4.4.2.Moment de renversement :

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+3.23	179.914	179.151	581.122	578.656
+6.97	310.835	309.516	2166.522	2157.329
+10.71	348.289	346.811	3730.174	3714.345
+14.45	464.803	462.831	6716.407	6687.906
+18.19	585.105	582.622	10643.065	10597.902
+21.93	707.576	704.574	15517.150	15451.303
+25.67	794.818	791.445	20402.973	20316.394
∑Mo			59757.413	59503.836

Tableau(IV.16). Calcul du moment de renversement.

IV.4.4.3.Moment stabilisant :

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+3.23	7895.46	19.98	10.31	157751.291	81402.193
+6.97	6321.39	19.49	10.42	123203.891	65868.884
+10.71	4609.62	20	7.38	92192.400	34018.996
+14.45	4559.49	19.92	7.37	90825.041	33603.441
+18.19	4559.49	19.92	7.37	90825.041	33603.441
+21.93	4573.51	19.89	7.34	90967.114	33569.563
+25.67	4388.91	19.96	7.11	87602.644	31205.150
∑M_t				733367.421	313271.668

Tableau(IV.17). Calcul du moment stabilisant.

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ox} (KN.m)	M_{oy} (KN.m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
733367.421	313271.668	59757.413	59503.836	12.272	5.264	C.V

Tableau(IV.18).Vérification de stabilisation.

La structure est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis **le renversement.**

IV.4.5.Vérification des déplacements :

IV.4.5.1. Déplacement en tête du bâtiment :

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

- δek : déplacement théorique dû aux forces sismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

✓ **Déformation sous l'effet de la force Ed**

δ x. R = 2.02 x 5 = 10.3 cm < H/250 =2767/250 = 11.07 cm…….C.V.
δ y. R = 1.54 x 5 = 7.7 cm < H/250 =2767/250 = 11.07 cm…….C.V.

IV.4.5.2. Déplacements inter-étage :

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

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$ **(*Art.4.4.3: RPA 99 VERSION 2003*).**

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- **R** : coefficient de comportement.
- **he** : la hauteur de l'étage k.

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

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

Selon **(*Art.5.10 : RPA 99 VERSION 2003*)** : le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser :

$$\Delta \text{ k limite} = 0{,}01 \times h_e$$

Avec :

he : la hauteur de l'étage k.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+27.67	2.06	10.31			
+25.67	1.87	9.36	0.94	2.00	Oui
+21.93	1.53	7.67	1.69	3.74	Oui
+18.19	1.17	5.89	1.77	3.74	Oui
+14.45	0.81	4.08	1.81	3.74	Oui
+10.71	0.47	2.36	1.71	3.74	Oui
+6.97	0.18	0.93	1.43	3.74	Oui
+3.23	0,00	0,00	0.93	3.74	Oui
+0,00	0,00	0,00	0	3.23	Oui

Tableau(IV.19).Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+27.67	1.54	7.74			
+25.67	1.40	7.04	0.76	2.00	Oui
+21.93	1,16	5.80	1.08	3.74	Oui
+18.19	0.89	4.48	1.28	3.74	Oui
+14.45	0,62	3.13	1.34	3.74	Oui
+10.71	0,37	1,85	1.31	3.74	Oui
+6.97	0,15	0.76	1.24	3.74	Oui
+3.23	0,00	0,00	0.70	3.74	Oui
+0,00	0,00	0,00	0,0	3.23	Oui

Tableau(IV.20). Vérification des déplacements inter-étage sens Y.

IV.4.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : (*Art.5.9 : RPA 99 VERSION 2003*)

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

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0{,}10$$

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

Si **0,10<θ≤0,20**, Les effets **P-Δ** peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

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

Si **θ>0,20**, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

h_k (cm)	P_k (KN)	VK_x (KN)	Δ_{kx} (m)	θx	θ≤ 0,10
2.00	130.76	25.337	0.0094	0.013	C.V
3.74	4388.91	788.946	0.0169	0.025	C.V
3.74	4572.95	702.263	0.0177	0.031	C.V
3.74	4558.93	580.711	0.0181	0.038	C.V
3.74	4558.93	461.313	0.0171	0.045	C.V
3.74	4609.06	345.674	0.0143	0.051	C.V
3.74	6320.84	308.512	0.0093	0.051	C.V
3.23	7895.46	178.585	0	0	C.V

Tableau(IV.21). Vérification l'effet P-Δ sens X.

h_k (m)	P_k (KN)	VK_y (KN)	Δ_{ky} (m)	θ	**θ ≤ 0,10**
2.00	130.76	25.229	0.0076	0.0003	C.V
3.74	4388.91	785.598	0.0108	0.018	C.V
3.74	4572.95	699.283	0.0128	0.027	C.V
3.74	4558.93	578.247	0.0134	0.036	C.V
3.74	4558.93	459.355	0.0131	0.046	C.V
3.74	4609.06	344.207	0.0124	0.050	C.V
3.74	6320.84	307.203	0.007	0.067	C.V
3.23	7895.46	177.827	0	0	C.V

Tableau(IV.22). Vérification l'effet P-Δ sens Y.

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

IV.4.7.Vérification du cisaillement des éléments :

La contrainte de cisaillement du béton " τu " sera calculée par la formule donnée par le règlement " **CBA 93** " $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

Avec :

T_u : Effort tranchant

IV.4.7.1.Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$ pour les poutres :

- $\overline{\tau_u}$ = 3.33 MPa (Situation durable).
- $\overline{\tau_u}$ = 3.26 MPa (Situation accidentelle).

IV.4.7.2.Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$ pour les poteaux :

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

✓ **Selon le CBA93** :

Armatures droites (**α = 90°**)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

✓ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄**

Le **RPA** fixe la contrainte admissible par :

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

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

Avec :

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

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

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

Les résultats de calcul sont résumés au tableau suivant :

Elément	section	combinaison	T_u	τ_u	$\overline{\tau_u}$	vérification
Poutre principale	30x40	1.35G+1.5Q	103.741	0.92	3.33	**ok**
Poutre secondaire	30x35	G+Q +EDX	124.387	1.27	3.26	**ok**
poteaux	45x45	G+Q +EDX	84.292	0.44	1.875	**ok**
poteaux	40x40	G+Q+EDX	100.212	0.66	1.875	**ok**
poteaux	35x35	G+Q +EDX	96.855	1.17	1.875	**ok**

Tableau(IV23). Calcul du cisaillement des éléments.

IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base dans les poteaux :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . fc_{28}} \leq 0.30$$

N_d : L'effort normal de compression due au séisme

B_c : L'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton 25 MPa

AN:

$$\nu = \frac{1315.978.10^3}{430.430.25} = 0.28 \leq 0.30 \text{ C.V}$$

Donc l'effort axial normal réduit à la base est vérifié selon la condition de **RPA99version2003.**

IV.5.Conclusion général :

Cette étude dynamique à nous permet de mieux comprendre comment la structure réagir contre les forces horizontales et verticales de séisme, et à travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète un comportement parfait e une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux.

V.1.Introduction :

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

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

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

Avec :

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

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction :

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

❖ **Les sections :**
- Poutres principales : **(bxh)** = (30x40) cm^2
- Poutres secondaires : **(bxh)** = (30x35) cm^2

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

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ $_s$=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ $_s$=400 MPa

Tableau(V.1). Les données de calcul.

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

V.2.2.1. Armatures longitudinales : [1] ►► Art [7.5.2.1] ◄◄ :

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de **0,5%** en toute section.
- ❖ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4%** en Zone courante.
- **6%** en Zone nodale.

- ❖ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de **50ϕ** en **Zone IIb**.
- ❖ A Travée et appui ≥ A_{min} **CBA** et A_{min} **RPA**
- ❖ A Travée et appui ≤ A_{max} **RPA**

V.2.2.2. Armatures transversales : [1] ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

- ❖ La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t =0,003. S_t .b

$$\begin{cases} S_t \leq h/2 \text{ en} & \text{Zone courante} \\ S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

- b : largeur de la poutre.
- S_t : espacement maximum entre les armatures transversales.

❖ **Selon le CBA93 (A.7.1.2):**

La section des armatures longitudinales **(A.7.1.2)** est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

L'espacement des armatures transversales **(A.5.1.2)** est tel que :

$S_t \leq \min [0,9d ; 40cm]$

$$\frac{A_t . f_e}{b.S_t} \geq 0,4MPa$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S.(\tau_u - 0,3 f_{c28}.K)}{0,9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales **(A.6.4.2)** est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{b}{10}\right].$$

V.2.3. Les efforts :

Les efforts pris en compte dans le calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Poutre	M (KN.m)	M_{ult} (KN.m)	Situa	M_{ser} (KN.m)	T_{ult} (KN)
Terrasse	INTE	M_t	27,05	Dur	19,72	81,61
		M_a	-87,58	Acc	-41,74	
	RIVE	M_t	22,83	Dur	16,60	72,46
		M_a	-96,83	Acc	-51,85	
$4^{ème}$ $3^{ème}$ $2^{ème}$ $1^{ère}$ RDC	INTE	M_t	49,42	Dur	34,65	103,74
		M_a	-98,88	Acc	-47,70	
	RIVE	M_t	23,62	Dur	17,15	83,75
		M_a	-100,68	Acc	-54,67	

Tableau(V.2). Efforts internes maximum des poutres principales.

Niveau	Poutre	M (KN.m)	M_{ult} (KN.m)	Situa	M_{ser} (KN.m)	T_{ult} (KN)
Terrasse	INTE	M_t	4,62	Dur	3,33	20,13
		M_a	-17,39	Dur	-15,15	
	RIVE	M_t	15,87	Dur	11,56	35,05
		M_a	-49,02	Acc	-21,08	
$4^{ème}$ $3^{ème}$ $2^{ème}$ $1^{ère}$ RDC	INTE	M_t	24,04	Dur	16 ,78	121,37
		M_a	-74,37	Acc	-36,11	
	RIVE	M_t	20,84	Dur	14,93	129,39
		M_a	-47,74	Acc	-25,41	

Tableau(V.3).Efforts internes maximum des poutres secondaires.

V.2.4.Calcul des armatures longitudinales :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Etage	Poutre	M	M_u (KN.m)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{chois} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		Nombre des barres
							CB	RPA	
Terrasse	INTE	M_t	27,05	2,11	0	3,39	1,20	6,00	**3HA12**
		M_a	-87,58	7,32		8,01	1,20	6,00	**3HA14+ 3HA12**
	RIVE	M_t	22,83	1,84	0	3,39	1,20	6,00	**3HA12**
		M_a	-96,83	8,10		9,24	1,20	6,00	**6HA14**
4eme 3eme 2eme 1ere RDC	INTE	M_t	49,42	4,02	0	4,62	1,20	6,00	**3HA14**
		M_a	-98,88	8,31		9,24	1,20	6,00	**6HA14**
	RIVE	M_t	23,62	1,80	0	3,39	1,20	6,00	**3HA12**
		M_a	-100,68	8,53		9,24	1,20	6,00	**6HA14**

Tableau(V.4). Section des armatures longitudinales des poutres principales (porteuse).

Etage	Poutre	M	M_u (KN.m)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{chois} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		Nombre des barres
							CBA	RPA	
Terrasse	INTE	M_t	4,62	1,11	0	3,39	1,20	5.25	**3HA12**
		M_a	-17,39	1,62		4,62	1,20	5.25	**3HA14**
	RIVE	M_t	15,87	1,42	0	3,39	1,20	5.25	**3HA12**
		M_a	-49,02	4,63		5,75	1,20	5.25	**3HA14+ 1HA12**
4eme 3eme 2eme 1ere RDC	INTE	M_t	24,04	2,25	0	4,62	1,20	5.25	**3HA14**
		M_a	-74,37	7,20		8,01	1,20	5.25	**3HA14+ 3HA12**
	RIVE	M_t	20,84	1,90	0	3,39	1,20	5.25	**3HA12**
		M_a	-47,74	4,51		5,75	1,20	5.25	**3HA14+ 1HA12**

Tableau(V.5). Section des armatures longitudinales des poutres secondaires**.**

V.2.5.Vérification :

❖ **Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}.y}{I}$, $\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$.

y: est déterminé à partir de l'équation :

$by^2/2+15A'_s(y-c')-15A_s(d-y)=0$.

$I=b.y^3/3+15A'_s(y-c')^2+15A_s(d-y)^2$.

Si la fissuration est préjudiciable**,** on doit vérifier

- ✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
- ✓ $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

Avec : $\sigma_s = M_{ser}.15\frac{(d-y)}{I}$, $\overline{\sigma_s} \leq \min[\frac{2}{3}f_e;110\sqrt{\eta.f_{t28}}] = 202MPa$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Niv	Poutre	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Terrasse	INTE	Travée	19,72	3,39	4,00	15	C.V	-	-	-
		appuis	-41,74	8,01	6,10	15	C.V	-	-	-
	RIVE	Travée	16,60	3,39	2,00	15	C.V	23,8	202	C.V
		appuis	-51,85	9,24	7,30	15	C.V	171,9	202	C.V
4ème 3ème 2ème 1ère RDC	INTE	Travée	34,65	4,62	6,20	15	C.V	-	-	-
		appuis	-47,70	9,24	5,60	15	C.V	-	-	-
	RIVE	Travée	17,15	3,39	3,40	15	C.V	147,6	202	C.V
		appuis	-54,67	9,24	7,70	15	C.V	181,2	202	C.V

Tableau(V.6). Vérification des poutres principales à l'E.L.S.

Niv	Poutre	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Terrasse	INTE	Travée	3,33	3,39	0.50	15	C.V	-	-	-
		appuis	-15,15	4,62	3,40	15	C.V	-	-	-
	RIVE	Travée	11,56	3,39	1,80	15	C.V	20,9	202	C.V
		appuis	-21,08	5,75	4,40	15	C.V	127,3	202	C.V
$4^{ème}$ $3^{ème}$ $2^{ème}$ $1^{ère}$ RDC	INTE	Travée	16 ,78	4,62	3,80	15	C.V	-	-	-
		appuis	-36,11	8,01	6,70	15	C.V	-	-	-
	RIVE	Travée	14,93	3,39	3,80	15	C.V	149,2	202	C.V
		appuis	-25,41	5,75	5,30	15	C.V	153,4	202	C.V

Tableau(V.7).Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S.

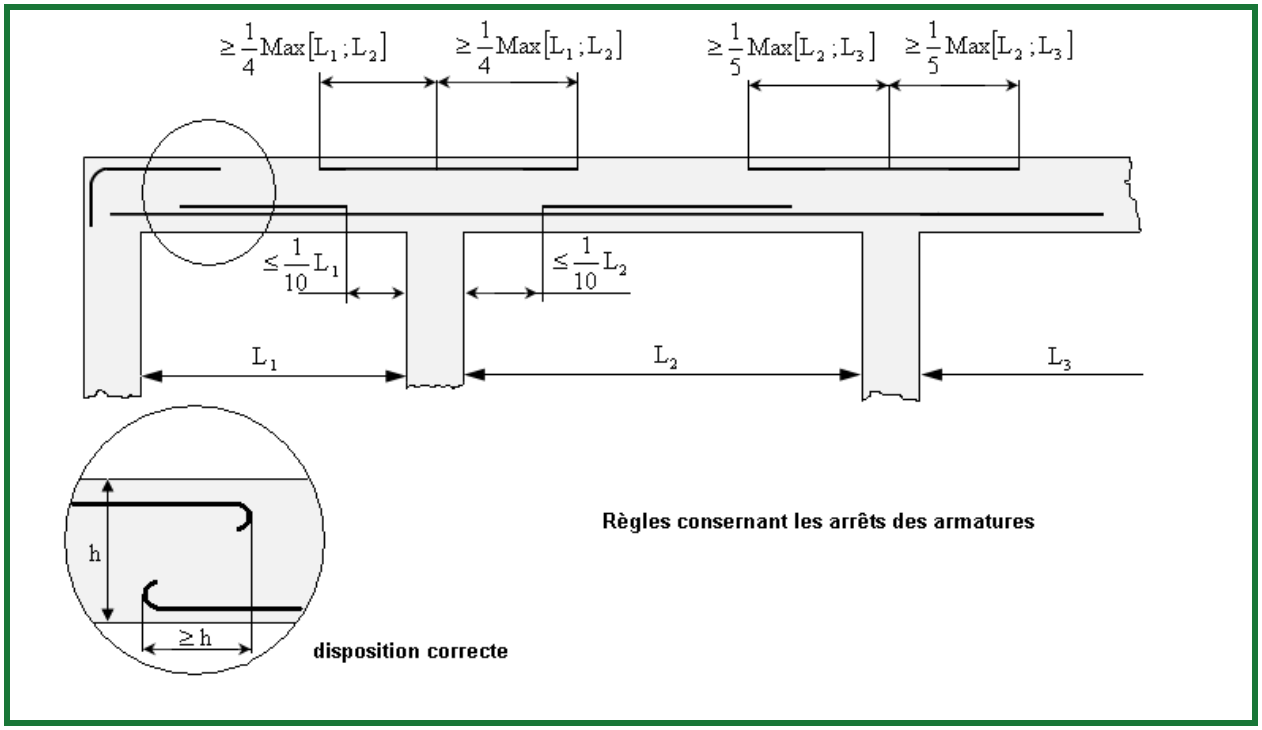
❖ **Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :**

Niv	poutre	Pos	A_{choisi} (cm^2)	A_{total} (cm^2)	A_{min} **CBA**= 1,20 cm^2	A_{min} **RPA** = 6,00cm^2	$A_{t\ max}$ **RPA**= 4,8 cm^2	$A_{a\ max}$ **RPA**= 7,2cm^2	**correction**
terrasse	INTE	Travée	3,39	8,01	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
		Appui	8,01	11,40	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14+ 3HA12**
	RIVE	Travée	3,39	8,01	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
		Appui	9,24	12,63	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA14**
étages	INTE	Travée	4,62	9,24	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14**
		Appui	9,24	13,86	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA14**
	RIVE	Travée	3,39	8.01	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
		Appui	9,24	12,63	C.V	C.V	C.V	C.V	**6HA14**

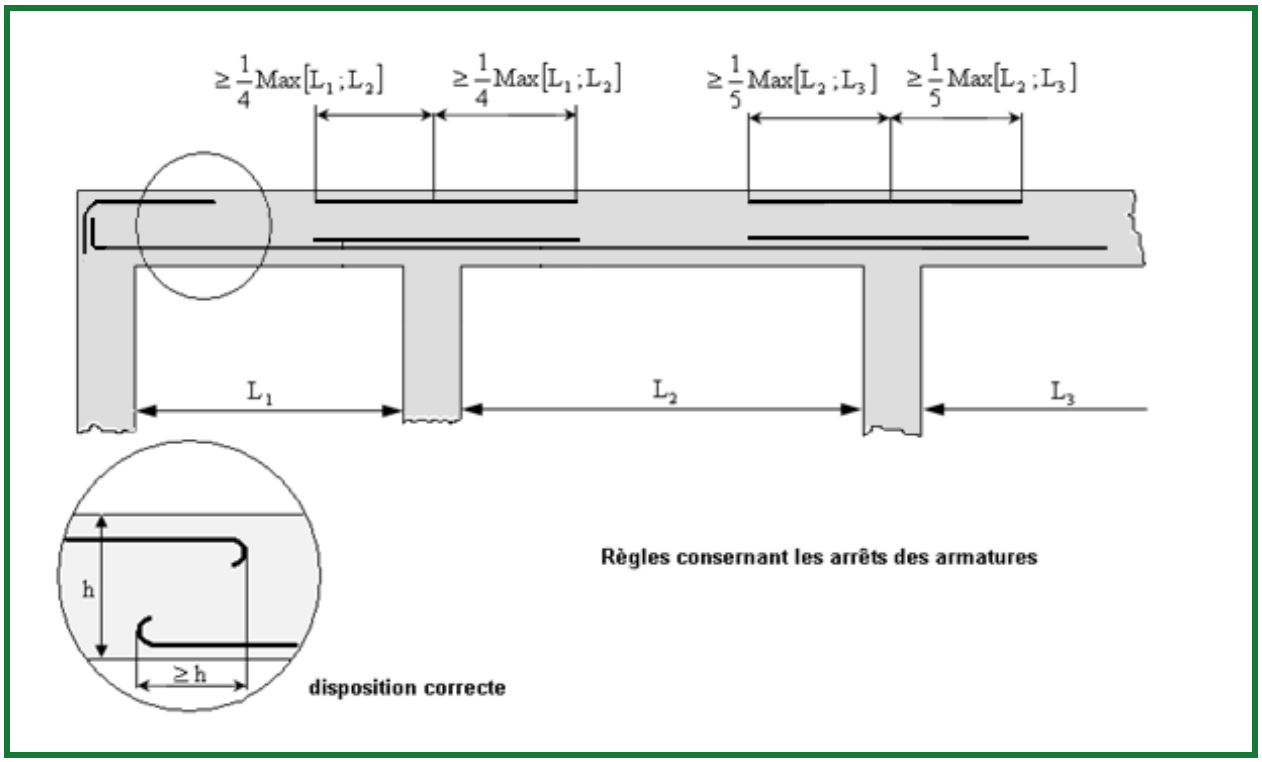
Tableau(V.8). Vérification des poutres principales selon les conditions **RPA** et **CBA**.

Niv	poutre	Pos	A_{chois} (cm^2)	A_{total} (cm^2)	A_{min} **CBA** = 1,20 cm^2	A_{min} **RPA** = 6,00cm^2	$A_{t\ max}$ **RPA** = 4,2 cm^2	$A_{a\ max}$ **RPA** =6,3cm^2	**correction**
terrasse	INTE	Travée	3,39	8,01	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
		Appui	4,62	8.01	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14**
	RIVE	Travée	3,39	8,01	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
		Appui	5,75	9,14	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14+ 1HA12**
étages	INTE	Travée	4,62	9,24	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14**
		Appui	8,01	12,63	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14+ 3HA12**
	RIVE	Travée	3,39	8.01	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA12**
		Appui	5,75	9,14	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14+ 1HA12**

Tableau(V.9). Vérification des poutres secondaires selon les conditions **RPA** et **CBA.**



Figure(V.1). Disposition des armatures pour les poutres porteuse.



Figure(V.2). Disposition des armatures pour les poutres non porteuse.

❖ **Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]**

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

poutre	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0,15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0,2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2,5MPa$	$\bar{\tau}_u = 3,33MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3,26MPa$	$\bar{\tau}_u = 4,34MPa$

Tableau(V.10). Calcul de $\bar{\tau}_u$.

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
terrasse	INTE	81,61	1,35G+1,5Q	0,72	3,33	C.V
	RIVE	72,46	1,35G+1,5Q	0,64	2,50	C.V
étages	INTE	103,74	1,35G+1,5Q	0,92	3,33	C.V
	RIVE	83,75	1,35G+1,5Q	0,74	2,50	C.V

Tableau(V.11). Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
terrasse	INTE	20,13	1,35G+1,5Q	0,20	3,33	C.V
	RIVE	35,05	1,35G+1,5Q	0,35	2,50	C.V
étages	INTE	121,37	1,35G+1,5Q	1,24	3,33	C.V
	RIVE	129,39	1,35G+1,5Q	1,32	2,50	C.V

Tableau(V.12). Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

V.2.6.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type haute adhérence de nuance **FeE400.**

D'après **CBA 93** :

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

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

	CBA 93		RPA 99 Ver 2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	S_t (cm)	A_t cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x40	33,75	2,01	10	20	1,80	10	15	**4Ø8**
30x35	29,25	2,01	8	17.5	1,57	10	15	**4Ø8**

Tableau(V.13). Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement.

V.2.7.Vérification de la flèche :

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

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

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0,75 \leq K \leq 0,85$), on prend **K = 0,75.**

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4,2}{fe}$
PP	0,077	0,062	**C.V**	0,077	0,075	**C.V**	0,0071	0,0105	**C.V**
PS	0,070	0,062	**C.V**	0,077	0,075	**C.V**	0,0082	0,0105	**C.V**

Tableau(V.14). Vérification de la flèche des poutres.

V.2.8.ETUDE THERMIQUE ;

V.2.8.1.Introduction ;

Lorsque la structure a une largeur dépasse le **25** mètre, qu'exigé par le **CBA93** dans les wilayas de nord d'Algérie (climat tempéré), et d'après le plan d'architecture on ne peut pas crée un joint séismique et divise le bloc, donc on est obligé de faire une étude thermique concerne quelque poutre de l'extérieure sur la façade, pour éviter le risque de dilatation provoqué par l'effet de température, cette étude se faire selon les conditions exigé par **CBA93-article**[$\boldsymbol{B}$ **5. 1**]

On déclare le module de déformation longitudinale différé égal à 10818.86 Mpa.

V.2.8.2.Calcule la variation de la température :

L'effet de température T égale a : T = α. Δt.dl.

Δt : variation de température de la zone concernée.

On calcule d'abord le Δt = 35-(-15) = 50 °c pour nord d'Algérie ; **CBA93**[$\boldsymbol{A.3.1.3.3}$]**.**

Et α ;

Si l < l max : α = 0

Si l max < l ≤ 1.25 l max : $\alpha = 4(\frac{l}{l\,max} - 1)$ (c'est notre cas)

SI l max > 1.25 l max : α = 1

AN : $\alpha = 4\,(\frac{26.95}{25} - 1) = 0.312$.

Et on le coefficient de dilatation de béton armé dl = 10^{-05}

Donc on aura : T = α. Δt = 0.312.65 = **15.6 °c.**

V.2.8.3.Le traitement du SAP2000 :

On injecter la valeur obtenue de T qu'est égale à **15,6 °c au** logiciel **SAP2000.version17.1.1** et le calcul sera faire sous les combinaisons suivants ;

ELU : 1.35G+1.5Q+0.8T

ELS : G+Q + 0.6T

Les résultats du calcul de l'étude thermique sont fait par logiciel du calcul SAP2000 version17.1.1 ils sont résumés au tableau suivante ;

Niveau	Position	M (kn/m)	P (kn)	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{chois} (cm^2)	A_{min} CBA= 1,20cm^2	A_{min} RPA= 6,00cm^2	$A_{t\ max}$ RPA= 4,8 cm^2	$A_{a\ max}$ RPA =7,2cm^2	correction
RIVE	**Appui**	-61.41	-240.36	9.70	10.65	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA16 +3HA14**
	Travée	26.14	-240.36	5.60	6.16	C.V	C.V	C.V	C.V	**4HA14**

Tableau(V.15). Vérification de poutres extérieures provoque par l'effet de température

V.2.8.4.Vérification de l'état limite de service ;

position	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)	**σb≤ [σb] σs≤ [σs]**
Appui	**G+Q+0.6T**	180.27	-44.60	5.98	60.90	78.60	15.00	201.63	**oui**
Travée	**G+Q+0.6T**	180.27	19.09	2.9	5.20	40.30	15.00	201.63	**oui**

Tableau(V.16). Vérification de poutres extérieures à l'ELS.

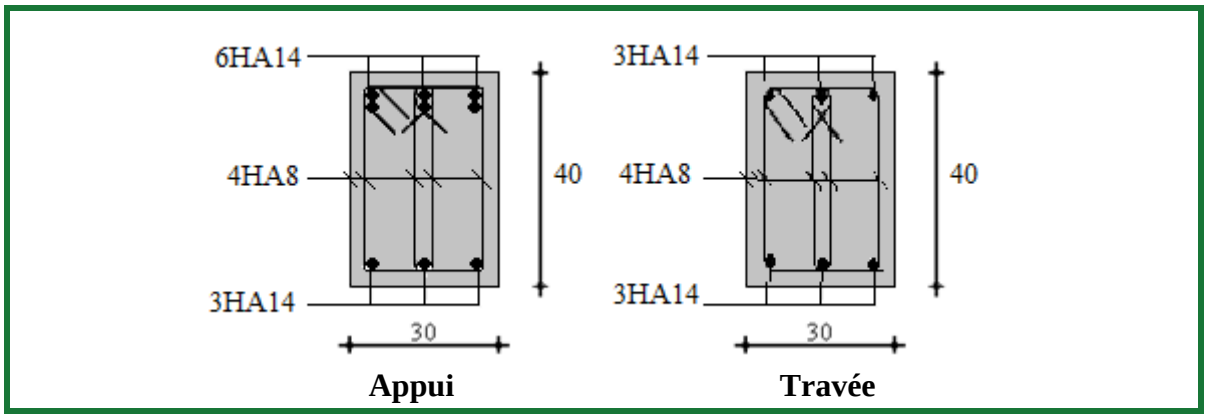
NB : d'après la vérification de l'état limite du service on voit que la quantité des armatures choisi par la proposition est satisfaite et vérifier largement au l'effet de la température.

V.2.8.5.conclusion :

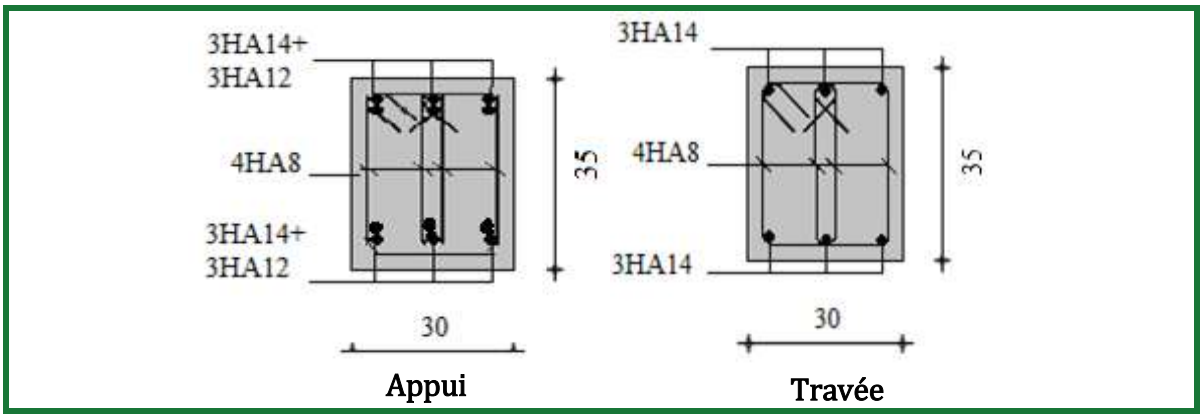
D'après les dernières vérifications, on valide le dernier choix :

Aux Appui : **3HA16 +3HA14.**

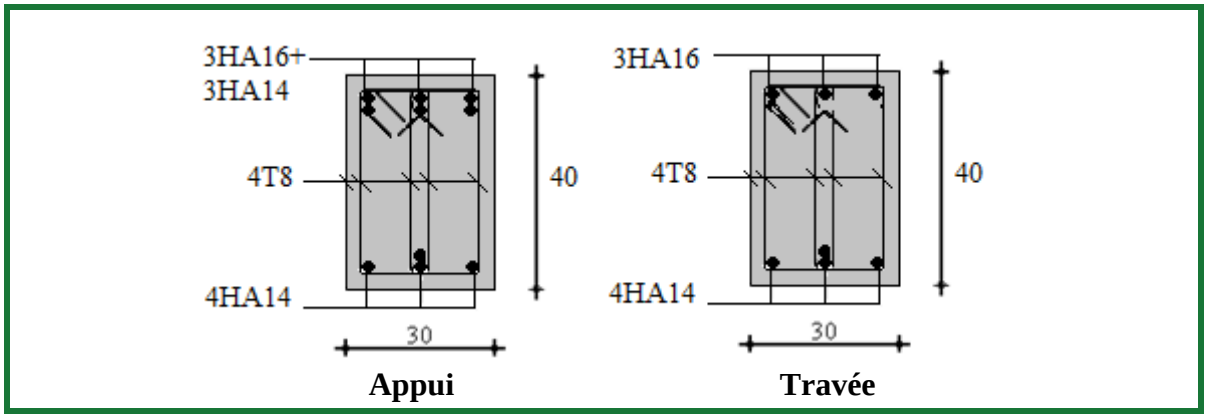
Aux travées : **4HA14.**



Figure(V.3). Ferraillages des poutres principales.



Figure(V.4). Ferraillages des poutres secondaires.



Figure(V.5). Ferraillages des poutres principales extérieures provoquées par l'effet thermique.

V.3.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales ;

V.3.1.1. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

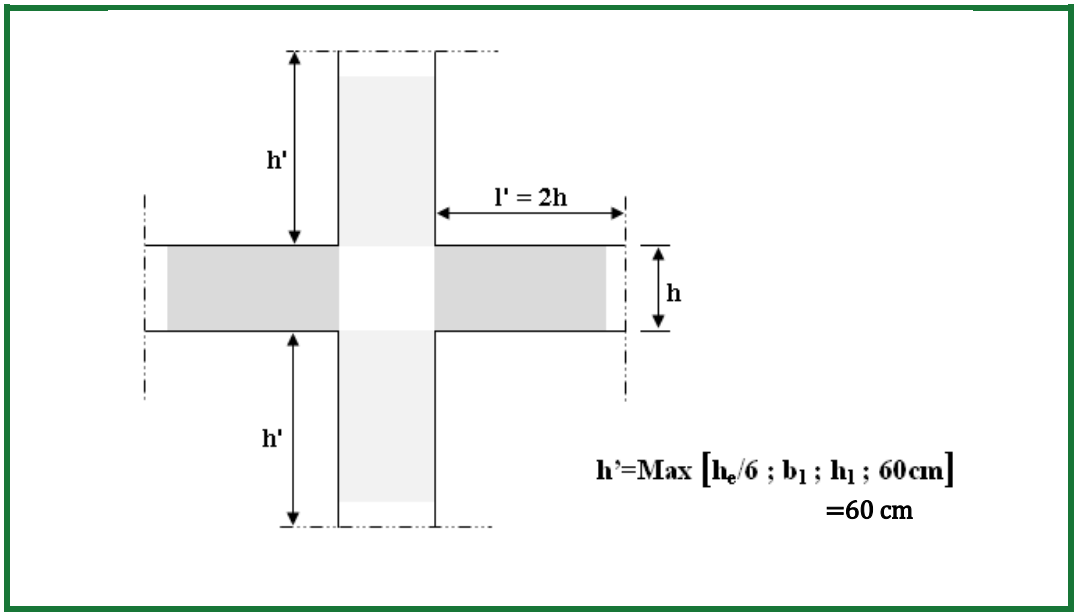
$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ \ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0{,}1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\%\ \ \text{B : section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

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

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

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



Figure(V.6). Définition de la zone nodale dans les poteaux.

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone **IIb** par :
- $0{,}8\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 4\%$: En zone courante
- $0{,}8\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de **12 mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone **IIb.**
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : **25cm** en zone **IIb**.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure précédente.
- **he :** la hauteur d'étage.

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄**

- ❖ G +Q ± E
- ❖ 0,8G ± E

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

- ❖ M_{max} et son N_{corr}.
- ❖ N_{max} et son M_{corr}.
- ❖ N_{min} et son M_{corr}.

V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 :

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

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

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

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

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

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

Avec :

- $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{Mu\text{G}}{Mu}$

✓ MuG : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
✓ L_f : longueur de flambement.
✓ h : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

❖ **e_a** : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

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

❖ on doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\ (15 \text{ et} \frac{20*e1}{h})$$

V.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Les calculs des armatures a l'ELU de résistance sont résumé au tableau suivant ;

Section	Sollicitation	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ax cm²	Ay cm²	Amin (cm²)	A choisi (cm²)	N° barres
pot35	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	15.05	2.94	4.76	5.6	5.6	11.03	12.32	8HA14
pot35	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdY	34.10	1.19	13.98	5.6	5.6	11.03		
pot35	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	61.45	-3.66	-8.33	5.6	5.6	11.03		
pot35	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	1.2	-1.97	4.70	5.6	5.6	11.03	12.32	8HA14
pot35	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdY	12.00	34.92	3.94	5.6	5.6	11.03		
pot35	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	34.73	12.89	-15.69	5.6	5.6	11.03		
pot35	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-26.33	0.30	12.15	5.6	5.6	11.03	12.32	8HA14
pot35	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdY	53.19	27.75	31.31	5.6	5.6	11.03		
pot35	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	187.09	-0.64	17.78	5.6	5.6	11.03		
pot35	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-43.7	1.74	6.06	5.6	5.6	11.03	12.32	8HA14
pot35	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdY	104.69	28.98	27.97	5.6	5.6	11.03		
pot35	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	398.36	1.38	15.72	5.6	5.6	11.03		
pot35	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	612.47	1.38	14.79	5.6	5.6	11.03	12.32	8HA14
pot35	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdY	159.63	30.98	25.30	5.6	5.6	11.03		
pot35	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-63.6	9.25	-0.56	5.6	5.6	11.03		
pot35	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-186.82	3.08	20.23	5.6	7.6	11.03	12.32	8HA14
pot35	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdY	219.35	29.58	20.16	5.6	5.6	11.03		
pot35	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	827.65	1.50	13.37	5.6	5.6	11.03		
pot40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-337.04	9.08	14.43	9.8	10.4	14.40	16.08	8HA16
pot40	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdX	345.80	8.19	77.52	6.4	6.4	14.40		
pot40	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1049.5	0.30	3.68	6.4	6.4	14.40		
pot40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-649.21	2.27	29.13	16.6	20.4	14.40	16.08	8HA16
pot40	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdX	15.43	10.55	81.83	6.4	11	14.40		
pot40	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1134.6	6.46	-5.97	6.4	6.4	14.40		
pot45	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-744.97	5.91	2.02	19.4	18.8	18.23	24.13	12HA16
pot45	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdY	384.50	24.93	-7.24	7.2	7.2	18.23		
pot45	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1333.7	8.25	-1.43	7.2	7.2	18.23		

Tableau(V.17). Détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU.

V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à **l'ELS**, sous les sollicitations **Mser, Nser.**

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

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.\nu_1}{I'_G} \qquad \sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Section	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)	
pot35	G+Q	32.49	5.65	-1.48	0.8	4.2	11.1	15.00	201.63	Les états limite de service sont satisfaits.
pot35	G+Q	37.08	4.89	0.66	0.8	2.7	10.5	15.00	201.63	
pot35	G+Q	44.83	-6.07	-2.66	1.5	10.1	19.6	15.00	201.63	
pot35	G+Q	9.81	-1.51	-6.52	0.2	1.0	3.1	15.00	201.63	
pot35	G+Q	22.49	11.04	3.33	1.3	12.5	17.3	15.00	201.63	
pot35	G+Q	25.47	-11.40	9.41	1.4	12.7	18.10	15.00	201.63	
pot35	G+Q	23.70	-8.76	-0.48	1.1	9.3	14.3	15.00	201.63	
pot35	G+Q	99.74	0.01	15.92	2.4	10.9	32.1	15.00	201.63	
pot35	G+Q	136.89	12.77	-0.46	2.3	2.7	31.8	15.00	201.63	
pot35	G+Q	71.55	-11.99	-0.80	1.8	8.6	23.8	15.00	201.63	
pot35	G+Q	196.17	-0.41	14.19	3.0	0.0	40.9	15.00	201.63	
pot35	G+Q	290.36	11.20	1.00	3.2	0.0	46.0	15.00	201.63	
pot35	G+Q	445.88	10.54	1.00	4.3	0.0	61.6	15.00	201.63	
pot35	G+Q	295.92	-0.39	12.48	3.4	0.0	48.3	15.00	201.63	
pot35	G+Q	94.48	-6.84	3.99	1.4	0.0	19.3	15.00	201.63	
pot35	G+Q	140.99	-5.14	-0.25	1.5	0.0	21.9	15.00	201.63	
pot35	G+Q	400.85	-0.62	9.28	3.8	0.0	55.1	15.00	201.63	
pot35	G+Q	602.17	9.52	1.09	5.2	0.0	76.1	15.00	201.63	
pot40	G+Q	237.17	8.96	0.58	1.9	0.0	27.5	15.00	201.63	
pot40	G+Q	515.24	4.09	9.89	3.5	0.0	51.1	15.00	201.63	
pot40	G+Q	763.40	2.62	0.22	4.3	0.0	64.3	15.00	201.63	
pot40	G+Q	261.88	5.29	0.90	1.8	0.0	26.2	15.00	201.63	
pot40	G+Q	78.05	-4.78	17.31	1.6	9.5	22.2	15.00	201.63	
pot40	G+Q	825.68	-4.40	4.72	4.8	0.0	72.6	15.00	201.63	
pot45	G+Q	332.26	1.15	1.92	1.5	0.0	22.1	15.00	201.63	
pot45	G+Q	768.20	22.79	-7.83	4.3	0.0	62.3	15.00	201.63	
pot45	G+Q	970.03	-1.06	5.92	4.3	0.0	64.6	15.00	201.63	

Tableau(V.18). Vérification des armatures à ELS des poteaux.

V.3.4.Détermination des armatures transversales :

V.3.4.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93 :

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

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

V.3.4.2. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

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

- **Selon le CBA93** :

Armatures droites **($\alpha = 90°$)**

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

- **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄**

Le **RPA** fixe la contrainte admissible par :

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

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

Avec :

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

$$\left.\begin{aligned}\lambda &= \frac{\ell_f}{i}\\ \mathrm{i} &= \sqrt{\frac{I}{B}}\end{aligned}\right\}$$ Pour une section carrée de côté ''a'' l'élancement a pour valeur :

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

V.3.4.3. Vérification des contraintes tangentielles :

Section	Situ.	V_u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]_{RPA}$ (MPa)	$[\tau_u]_{CBA}$ (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35x35	Acc	96,85	0,85	25,90	0,075	1,875	3,26	C.V
40x40	Acc	100.21	0.67	22.64	0.075	1.875	3.26	C.V
45x45	Acc	84,29	0,44	17,38	0,075	1,875	3,26	C.V

Tableau(V.19). Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

V.3.4.4. Calcul des armatures transversales :

❖ **Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.3] ◄◄ :**

- $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$
- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- $S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times K)}$ Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$
- $S_t \leq \text{Min}\,[0{,}9d, 40cm]$
- $\frac{A_t \times f_{et}}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄ :**

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

Avec :

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

$$\lambda_g = \frac{\ell f}{a}$$

$\rho = 2{,}5$ si $\lambda g \geq 5$.

$\rho = 3{,}75$ dans les cas contraires.

Le **RPA99 version 2003** fixe les espacements maximaux comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale : $S_t \leq$ Min $(10\emptyset_l, 15cm)$ en **zone I et II**
- ✓ Dans la zone courante : $S_t \leq 15\ \emptyset_l$ en **zone I et II**

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t \times b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0,3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0,8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

Section	V_u (KN)	A_t (mm²)	λ_g	ρ	Zone	$S_{t\ RPA}$	$S_{t\ CBA}$	$S_{t\ finale}$	Choix
35x35	96,85	2,01	7,48	2,5	Z.C	21	29.25	15 cm	4Ø8
					Z.N	14	29.25	10 cm	4Ø8
40x40	100.21	2.01	6.54	2,5	Z.C	24	33.75	15 cm	4Ø8
					Z.N	16	33.75	10 cm	4Ø8
45x45	84,29	2,01	5,02	2,5	Z.C	24	38.5	15 cm	4Ø8
					Z.N	16	38.5	10 cm	4Ø8

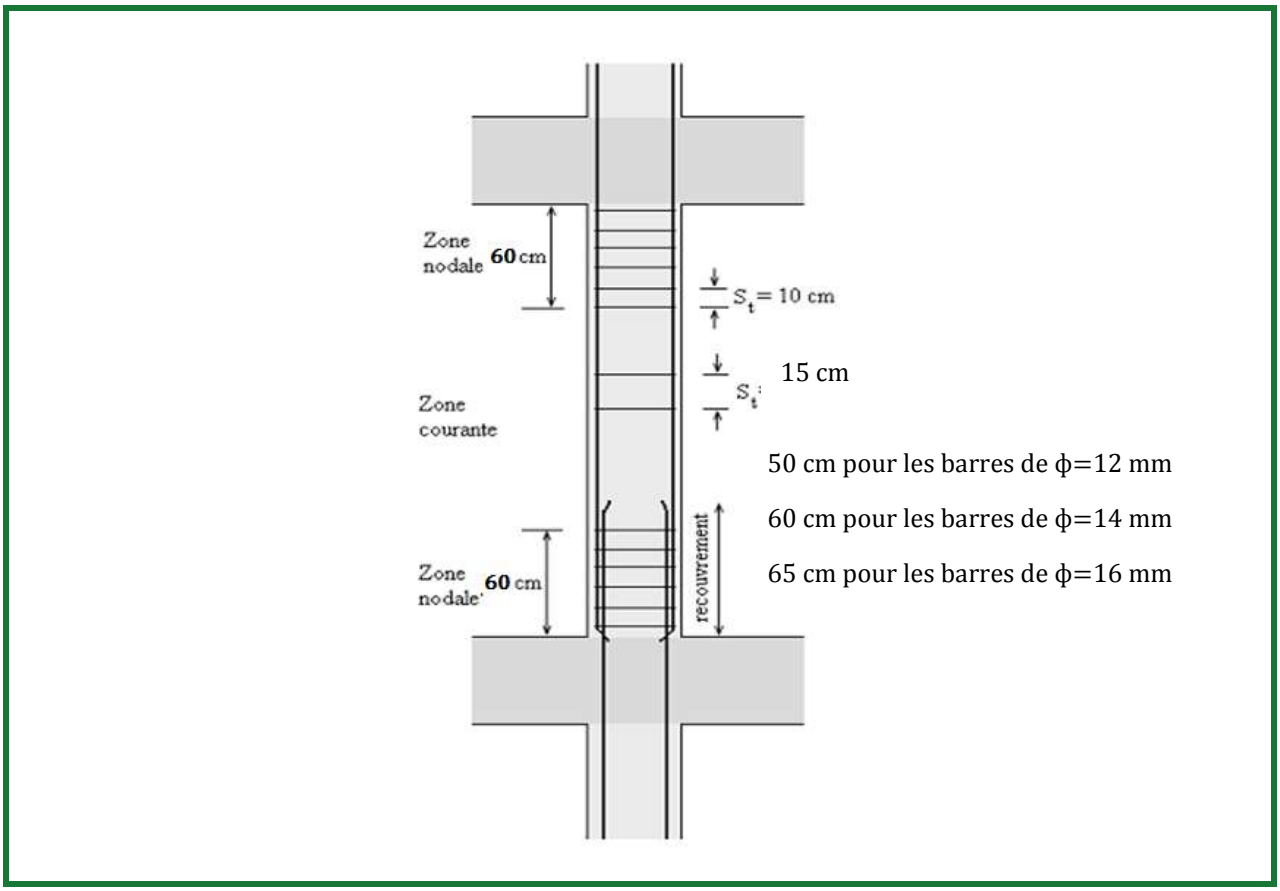
Tableau(V.20). Les armatures transversales et leurs espacements.

V.3.4.5. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :

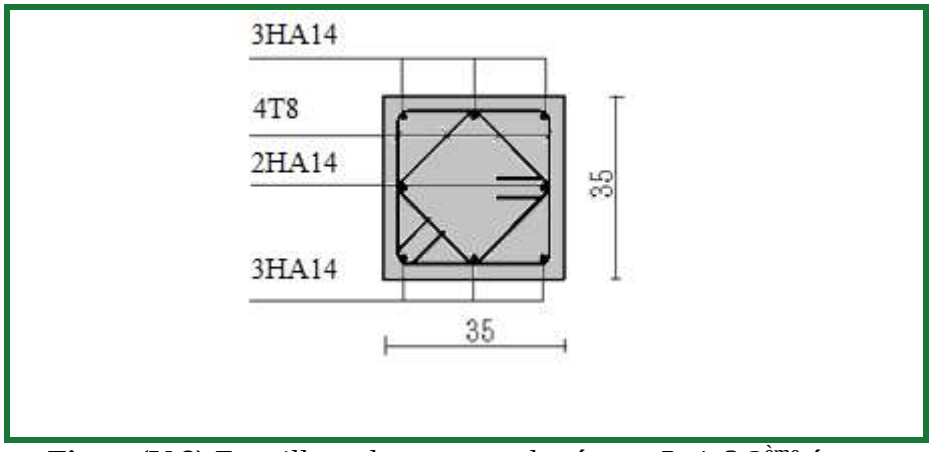
[1] ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄

Section	**Zone**	$\frac{A_t}{S_t \times b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t \times b} > 0,3\%$
35x35	Z.C	0,38	C.V
	Z.N	0,57	C.V
40x40	Z.C	0,33	C.V
	Z.N	0,50	C.V
45x45	Z.C	0.30	C.V
	Z.N	0.45	C.V

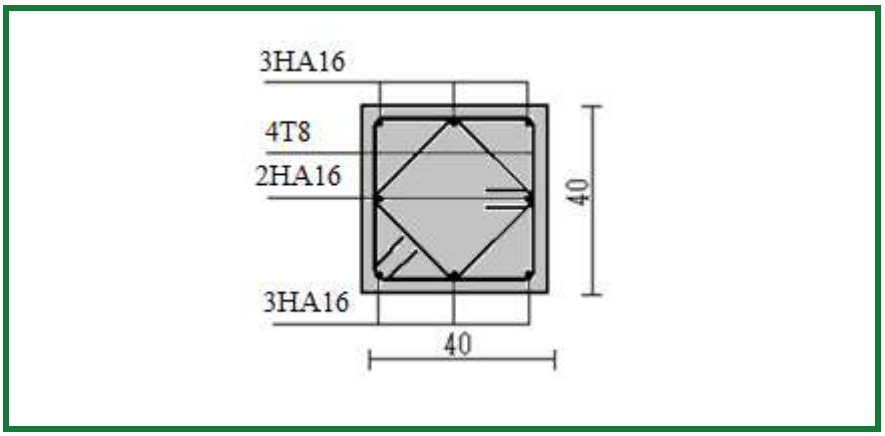
Tableau(V.21).Vérification de la quantité d'armatures transversales.



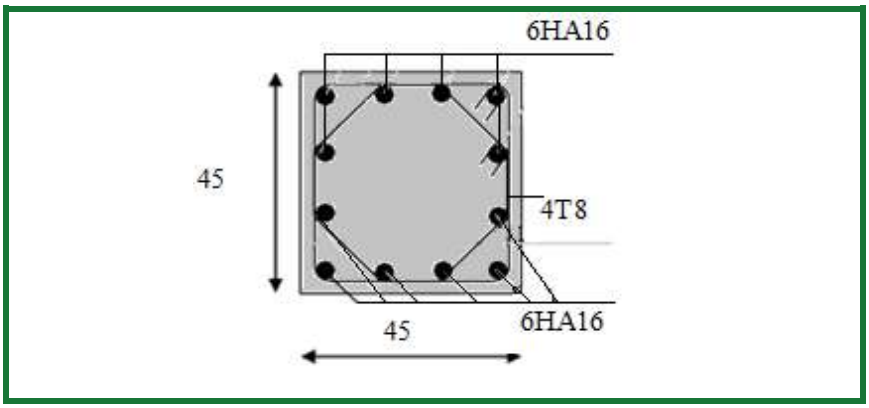
Figure(V.7). Disposition des armatures pour les poteaux.



Figure(V.8). Ferraillage des poteaux des étages 5, 4, 3,2ème étage.



Figure(V.9). Ferraillage des poteaux des étages RDC, 1ere, étage.



Figure(V.10). Ferraillage des poteaux sous-sol.

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1 Introduction :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement **CBA93**, et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA99 version(2003)** sous l'action des forces horizontales (**séisme**) ainsi que les forces dues aux charges verticales. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

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

On a un seul type de voiles dans notre structure **(les voiles pleins).** Le ferraillage des voiles est déterminé selon la combinaison des charges la plus défavorable.

V.4.2. Les voiles pleins :

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

Le ferraillage des refends se compose des trois types d'armatures suivantes :

- Les armatures verticales.
- Les armatures transversales.
- Les armatures horizontales.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.3.2. Les linteaux :

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

- Des aciers longitudinaux de flexion " $\mathbf{A_l}$ ".
- Des aciers transversaux "$\mathbf{A_t}$ ".

V.4.4. Recommandations règlementaires :

V.4.4.1. Recommandations réglementaires par RPA et CBA93 :

✓ **Armatures verticales :**

L'acier choisi est de type haut adhérence **FeE 400.**

- **Condition de non fragilité**

✓ **Selon le CBA 93:**

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

Avec :

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

✓ **Selon le RPA 99(V2003) : [Art 7.7.4.3].** [**2**].

$A_{ver} = 0{,}2\%\ B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0{,}15\%\ B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0{,}1\%\ B$ dans la section courante.

Avec :

- B: section du voile.
- a : épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.

❖ **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** ".

- **Selon le CBA 93 :**

Diamètre minimal : $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales :

$S_h \leq \min[0{,}9d; 40cm]$

$S_h \leq \frac{A_h \cdot f_{eh}}{0{,}4.a}$

$S_t \leq \frac{A_h .0{,}9. f_{eh}}{\gamma_s .a .\tau_b}$

$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

- τ_b **:** Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_b$ **:** Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h **:** section d'armatures horizontales.
- **d =** 0,9 h : hauteur utile.
-

- **Selon le RPA 99 V(2003): [Art 7.7.4.3]**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \min[1{,}5a; 30cm].$

❖ **Armatures transversales :**

Ce sont des armatures ronds lisses de **FeE 235** de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 et CBA 93) :

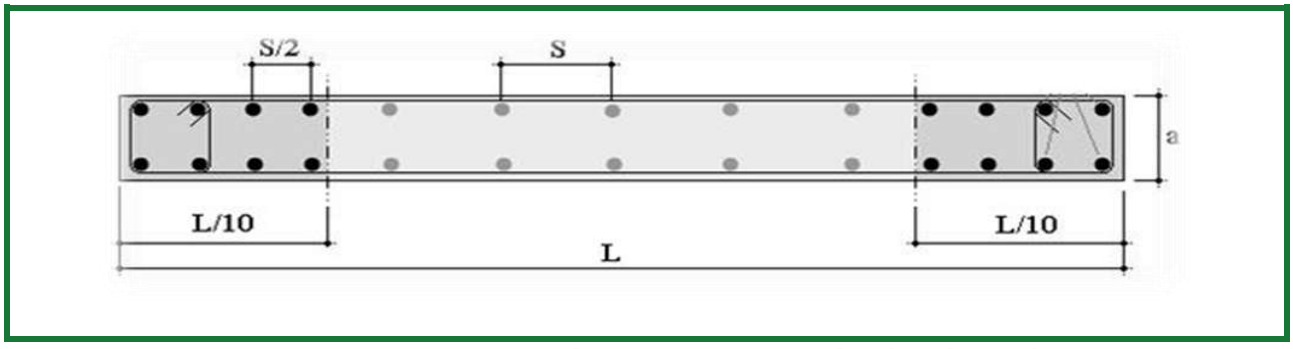
La longueur de recouvrement doit être égale :

- **40 Φ** : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- **20 Φ** : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1{,}5.a\,;\,30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de **135°**, ayant une longueur de **10 Φ**, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.



Figure(V.11). Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.5. Armatures verticales :

V.4.5.1. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ s=400 MPa

Tableau(V.22). Les données de calcul.

Les résultats du calcul des armatures à **l'ELU** de résistance sont démontrés dans le tableaux suivants :

- ✓ **Sens longitudinale X :**

Niv	L(m)	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	A_1 cm^2	A_2 cm^2	A_{min} (cm^2) CBA	A_{min} (cm^2) RPA	0.20%B (cm^2)	A_{totale} choisi (cm^2)
De 2éme a 5éme	18× 275	G+Q+EDX	1298.56	2069,63	11.70	11.70	4.95	7.42	2x9.90	2× (18HA12) = 40.72
Ss+RDC+1	18× 3275	G+Q+EDX	925.60	1018,25	11.70	11.70	4.95	7.42	2x9.90	2× (18HA12) = 40.72

Tableau(V.23). Le voile1 pleine (sens-X) **: (L=2.75m ; a =18 cm).**

Niv	L(m)	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	A_1 cm_2	A_2 cm_2	A_{min} (cm^2) CBA	A_{min} (cm^2) RPA	0.20%B (cm^2)	A_{totale} choisi (cm^2)
De 2éme a 5éme	18× 285	0.8G+ EDX	1018.95	2655,39	12.40	12.40	5.13	7.69	2x10.26	2× (19HA12) = 42.98
Ss+RDC+1	18× 285	0.8G+ EDX	637.63	1366.55	12.40	12.40	5.13	7.69	2x10.26	2× (19HA12) = 42.98

Tableau(V.24). Le voile 6 pleine (sens-X), (**L=2,85m ; a=18 cm).**

Niv	L(m)	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	A_1 cm_2	A_2 cm_2	A_{min} (cm^2) CBA	A_{min} (cm^2) RPA	0.20%B (cm^2)	A_{totale} choisi (cm^2)
De 2éme a 5éme	18× 125	G+Q+EDX	754.29	641.39	5.70	5.70	2.25	3.37	2x4.50	2× (9HA12) = 20.36
Ss+RDC+1	18× 125	0.8G+ EDX	335.67	330.98	5.70	5.70	2.25	3.37	2x4.50	2× (9HA12) = 20.36

Tableau(V.25). Le voile 8 pleine (sens-X), (**L=1,25 m ; a=18 cm).**

Niv	L(m)	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	A_1 cm_2	A_2 cm_2	A_{min} (cm^2) CBA	A_{min} (cm^2) RPA	0.20%B (cm^2)	A_{totale} choisi (cm^2)
De 2éme a 5éme	18× 335	G+Q+EDY	1459.59	3040.14	13.7	13.7	6.03	9.04	2x12.06	2× (23HA12) = 52.02
Ss+RDC+1	18× 335	0.8G+ EDX	701.67	2030.98	13.7	13.7	6.03	9.04	2x12.06	2× (23HA12) = 52.02

Tableau(V.26). Le voile 7 pleine incliné (sens X et Y), **(L=3.35 m ; a=18 cm).**

✓ **Sens longitudinale Y :**

Niv	L(m)	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	A_1 cm_2	A_2 cm_2	A_{min} (cm^2) CBA	A_{min} (cm^2) RPA	0.20%B (cm^2)	A_{totale} choisi (cm^2)
De 2éme a 5éme	18× 130	G+Q+EDY	1147.59	727.75	5.90	5.90	2.34	3.51	2x4.68	2× (9HA12) = 20.36
Ss+RDC+1	18× 130	0.8G+ EDY	701.67	385.22	5.90	5.90	2.34	3.51	2x4.68	2× (9HA12) = 20.36

Tableau(V.27). Le voile 3 pleine (sens-Y), **(L= 1,30 m ; a=18 cm).**

Niv	L(m)	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	A_1 cm_2	A_2 cm_2	A_{min} (cm^2) CBA	A_{min} (cm^2) RPA	0.20% B (cm^2)	A_{totale} choisi (cm^2)
De 2éme a 5éme	18× 80	G+Q+EDY	1031.31	271.21	3.9	3.9	1.44	2.16	2x2.88	2× (6HA12) = 13.58
Ss+RDC+1	18× 80	G+Q+EDY	376.42	190.22	3.9	3.9	1.44	2.16	2x2.88	2× (6HA12) = 13.58

Tableau(V.28). Le voile pleine 4 (sens-Y), (**L=0,80. M ; a = 0.18 cm)**

Niv	L(m)	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	A_1 cm_2	A_2 cm_2	A_{min} (cm^2) CBA	A_{min} (cm^2) RPA	0.20%B (cm^2)	A_{totale} choisi (cm^2)
De 2éme a 5éme	18× 200	0.8G+ EDY	823.05	1153.29	8.70	8.70	3.60	5.40	2x7.20	2× (13HA12) = 28.14
Ss+RDC+1	18× 200	G+Q+EDY	440.22	525.45	8.70	8.70	3.60	5.40	2x7.20	2× (13HA12) = 28.14

Tableau(V.29). Le voile 2 pleine (sens-Y), **(L=2,00 M ; a = 0.18 cm).**

Niv	L(m)	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	A_1 cm_2	A_2 cm_2	A_{min} (cm^2) CBA	A_{min} (cm^2) RPA	0.20%B (cm^2)	A_{totale} choisi (cm^2)
De 2éme a 5éme	18× 75	0.8G+ EDY	1038.71	369.75	6.70	6.70	1.35	2.02	2x2.70	**2× (6HA12) = 13.58**
Ss+RDC+1	18× 75	G+Q+EDY	440.22	89.86	6.70	6.70	1.35	2.02	2x2.70	**2× (6HA12) = 13.58**

Tableau(V.30). Le trumeau 5 (sens-X), **(L=0,75 m ; a = 0.18 cm).**

V.4.5.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Combinaison = G+Q ; **$[\sigma_b] = 15$ MPA ; $[\sigma_s] = 202$ MPA**

Nom du voile	L (m)	N(Kn)	M (kn)	A1 (cm2)	A2 (cm2)	σ_b Mpa	$\sigma_{s\prime}$ Mpa	σ_s Mpa	σb≤ [σb] σs≤ [σs]
Voile 1 / sens X	2.75	989.68	13.92	20.36	20.36	1.80	27.30	0.00	**oui**
Voile 2 / sens X	2.85	1026.14	- 41.00	21.49	21.49	1.90	28.50	0.00	**oui**
Voile 3 / sens X	1.25	392.69	-52.46	10.18	10.18	2.40	34.80	0.00	**oui**
Voile incliné (x-y)	3.35	1088.94	-133.60	26.01	26.01	1.90	28.20	0.00	**oui**
Voile 1 / sens Y	1.30	517.54	-11.98	10.18	10.18	2.10	31.80	0.00	**oui**
Voile 2 / sens Y	0.80	304.99	5.21	6.79	6.79	2.10	30.60	0.00	**oui**
Voile 3 / sens Y	2.00	664.30	-13.12	14.70	14.70	1.70	25.60	0.00	**oui**
Trumeau	0.75	416.47	-44.96	6.79	6.79	4.6	66.90	0.00	**oui**

Tableau(V.31). Vérification des contraintes à l'état limite de service.

V.4.5.3. L'espacement :

D'après le **RPA 99 version 2003**, on à l'espacement admissible :

$$S_v \leq \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\ \text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 1{,}5\text{x}18\ \text{cm} = 27\ \text{cm} \\ = 30\ \text{cm} \end{cases}$$

Avec :

- **L :** la largeur du voile.
- **a :** l'épaisseur du voile.

Les espacements adoptés pour chaque voile sont indiquées dans les tableaux précédents.

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants :

S_t = 20 *cm* …. (en zone courante).
S_t = 10 *cm* …..(en zone d'extrémité du voile).

❖ **Les armatures transversales :**

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre L'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures Verticales.

✓ **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

En addition aux spécifications du paragraphe **7.3 (RPA99 version 2003**), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2x\ Fc28 = 5\ MPA.$$

$$\text{Ou} \quad ; \quad \overline{\tau_b} = \frac{\overline{V}}{b_0.d} V_u \ ; \qquad \text{Avec} \ ; \quad V = 1.4x V_u .$$

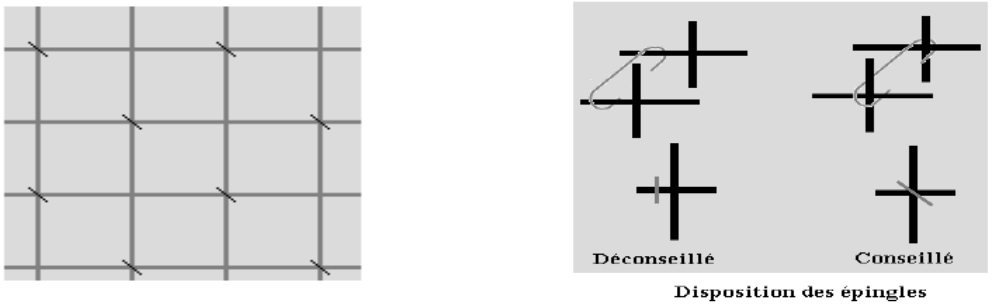
Vu : l'effort tranchant à la base du voile.
bo : épaisseur du voile.
D : hauteur utile =0,9h.
h : hauteur totale de la section brute.

✓ **Sens longitudinale X et Y :**

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

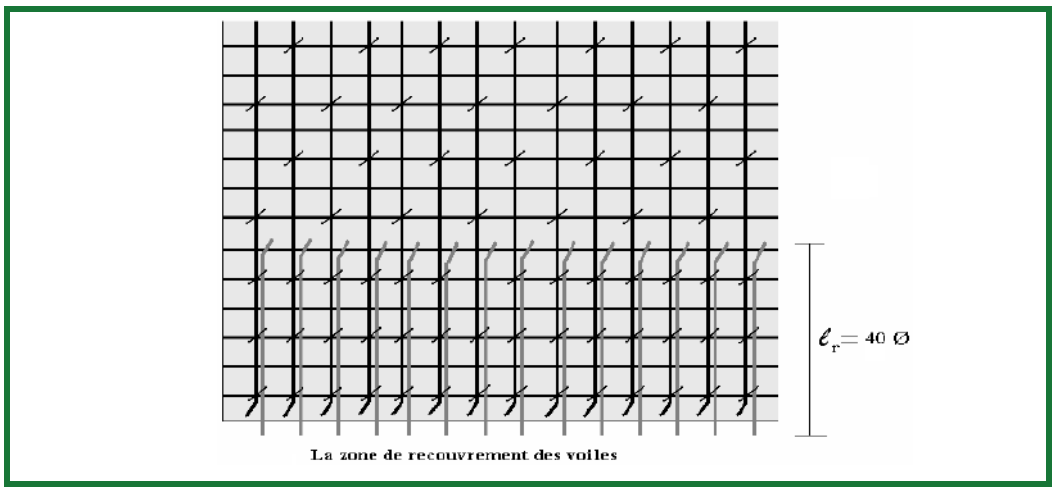
sens	L	Vu	V	sit	τ_b	τ_b RPA	$\tau_b \leq [\tau_b]$
Suivant X	2.75	549.73	769.622	ACC	1.55	5.00	C.V
	2.85	650.39	910.546	ACC	1.77	5.00	C.V
	1.25	242.50	339.50	ACC	1.50	5.00	C.V
X-Y	3.35	984.97	1378.95	ACC	2.28	5.00	C.V
Suivant Y	1.30	302.48	423.47	ACC	1.80	5.00	C.V
	0.80	74.34	104.07	ACC	0.72	5.00	C.V
	2.00	368.69	516.16	ACC	1.43	5.00	C.V
Trumeau	1.45	454.17	635.83	ACC	2.43	5.00	C.V
	0.75	94.28	131.99	ACC	0.97	5.00	C.V

Tableau(V.32). Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins.



Figure(V.12). Les armatures transversales et les épingles.

Pour notre structure, toutes les longueurs de recouvrement sont : $l_r = 50.\phi = 60$ **cm.**



Figure(V.13). La zone de recouvrement des voiles.

V.4.6.Calcul des armatures horizontales et les espacements dans les voiles pleines et le trumeau :

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

✓ **Selon le CBA 93 :**

Diamètre minimal :

$$\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$$

Espacement des armatures horizontales :

$$S_h \leq \min[0.9d; 40cm].$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}.$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}.$$

✓ **Selon le RPA 99 version 2003 :**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a.$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}.$$

;

$$S_h \leq \min\ [1.5a; 30cm].$$

A_{min} **(RPA)** = 0.15 %.**B.**

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Sens	L (m)	S_h (cm)		ϕ_{max} (cm)	$A_{h\ min}$ (cm^2) RPA	$A_{h\ choisie}$ (cm^2)	$S_{h\ choisi}$ (cm)
		RPA	CBA				
X	2.75	30	40	1.80	7.42	2x (5T10) =7.8	20.00
X	2.85	30	40	1.80	7.69	2x (5T10) =7.8	20.00
X	1.25	30	40	1.80	3.37	2x (5T10) =7.8	20.00
X-Y	3.35	30	40	1.80	9.04	2x (5T10) =7.8	20.00
Y	1.30	30	40	1.80	3.51	2x (5T10) =7.8	20.00
Y	0.80	30	40	1.80	2.16	2x (5T10) =7.8	20.00
Y	2.00	30	40	1.80	5.40	2x (5T10) =7.8	20.00
TRM	0.75	30	40	1.80	2.02	2x (5T10) =7.8	20.00

Tableau(V.33). Calcul des armatures horizontales dans les voiles pleines et le trumeau.

V.4.7. Ferraillage des linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages **"linteaux".**

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux. Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur **(CBA 93, RPA 99).**

V.4.7.1. Recommandation des règlements :

❖ **Selon le CBA 93 :**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99 :**

✓ **Contrainte limite de cisaillement (RPA99 Art 7.7.2):**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28}$$

Où : $\tau_b = \dfrac{\overline{T}}{b_0.d}$ avec : $\overline{T} = 1{,}4.T_{calculée}$

- **b_0**: épaisseur du linteau.
- **d:** hauteur utile. d=0,9h.
- **T_u:** effort tranchant ultime.

❖ **Ferraillage des linteaux :**

✓**Premier cas : $\tau_b \leq 0{,}06\ f_{c28}$**

- **Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_t \geq \frac{M}{Z.f_e} \quad \text{Avec : } Z=h-2d'.$$

- **M** : moment du à l'effort tranchant : **($\overline{T}$ =1,4T)**
- **h** : hauteur totale du linteau.
- **d**: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux :**

- **Premier sous cas :** linteau long **(λ_g=l/h > 1)**

On a : $S_t \leq \dfrac{A_t.f_e.z}{\overline{T}}$

- S_t **:** Espacement entre les armatures transversales.
- **A_t** : section d'armatures transversales.
- **L** : portée du linteau.

$$Z = h - 2\ d'$$

- **Deuxième sous cas :** linteau courts **(λ_g=l/h ≤ 1)**

On doit avoir :

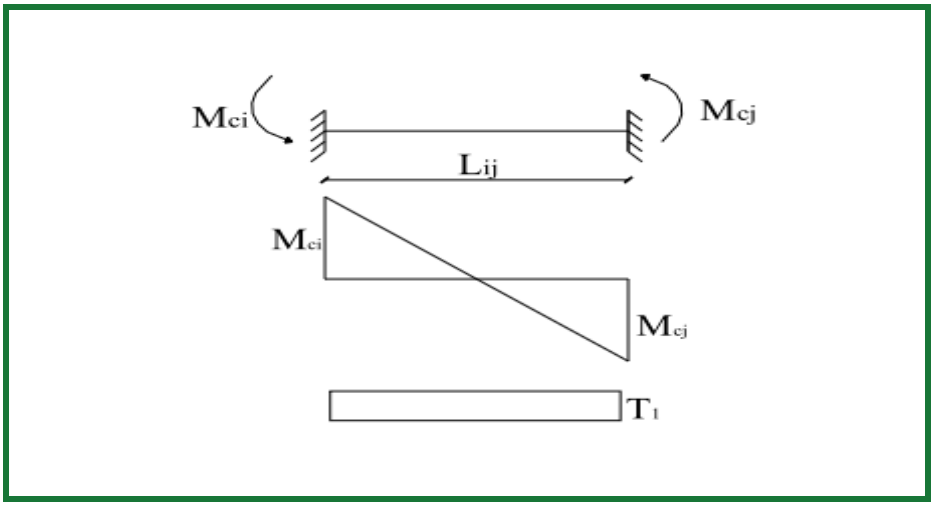
$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e . L}{T + A_t \cdot f_e}.$$

$$T = \min\left(T_1, T_2\right) ; \; T_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; T_2 = 2.T_u .$$

Avec :

M_{ci} , M_{cj}: Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", est calculés par :

$$M_c = A_l \cdot f_e . Z \quad \text{Avec :} \quad Z = h - 2d'$$



Figure(V.14). Moment et effort tranchant résistants dans le linteau.

✓ **Deuxième cas : $\tau_b > 0{,}06\ f_{c28}$**

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante **(armature de peau)** suivant les minimum réglementaires.

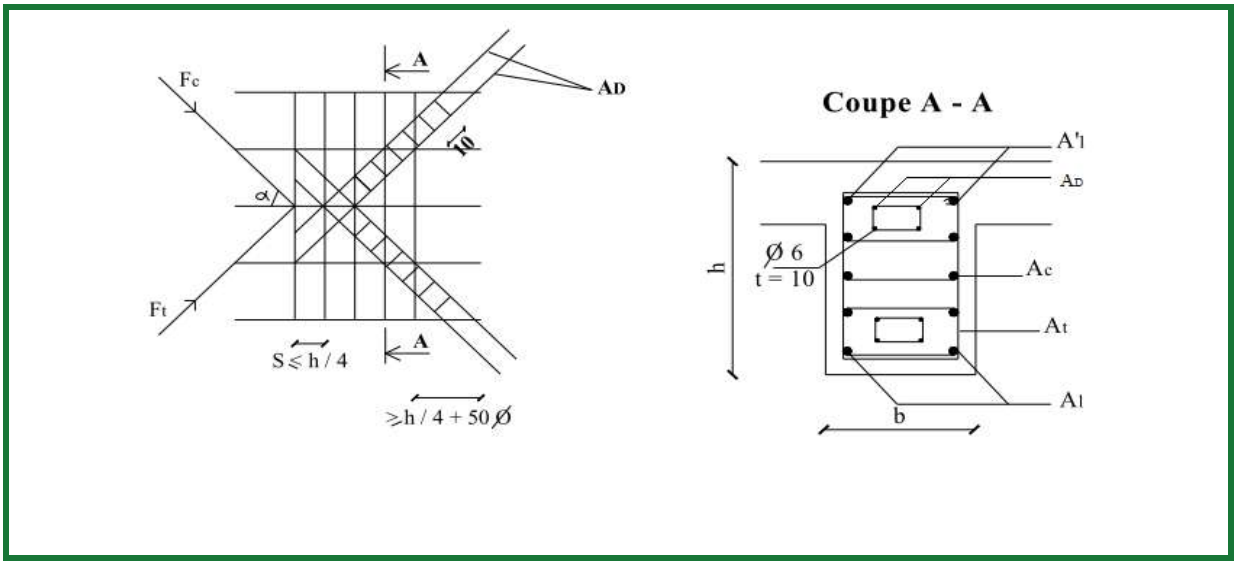
Les efforts **(M, T)** sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales **A_D** à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{T}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec : $tg\alpha = (h-2d)/l$

Et : T=Tu calcul **(sans majoration).**



Figure(V.15). Armatures de linteaux.

❖ **Ferraillage minimal :**

✓ **Selon le RPA 9, on a *:***

$A_l \geq 0{,}15\%\, b.h$

$A_c \geq 0{,}2\%\, b.h$.

$A_D = 0$ Si $\tau_b \leq 0{,}06\, f_{c28}$

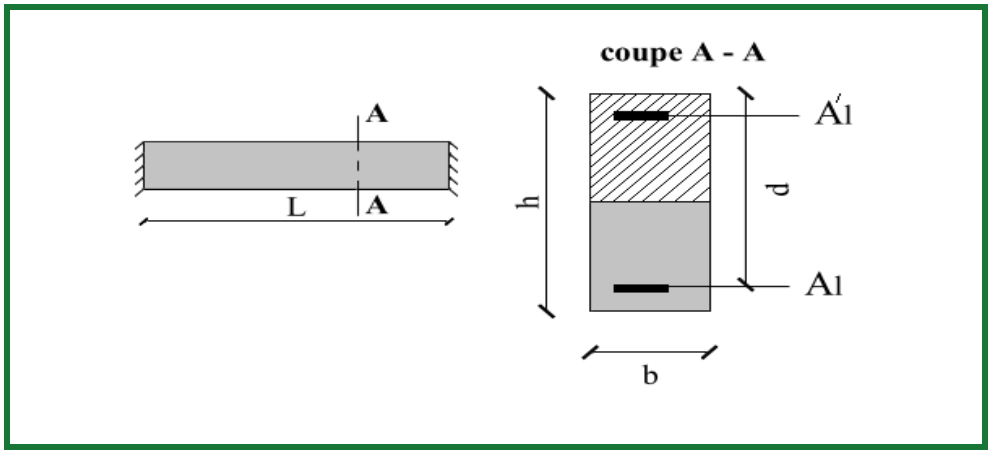
$A_D = 0{,}15\%\, b.h$ Si $\tau_b > 0{,}06\, f_{c28}$

$A_t \geq 0{,}15\%\, b.s$ Si $\tau_b \leq 0{,}025\, f_{c28}$

$A_t \geq 0{,}25\%\, b.s$ Si $\tau_b > 0{,}025\, f_{c28}$

V.4.7.2. Calcul du ferraillage longitudinal :

Caractéristiques du linteau **: b = 0,18 m** ; **h = 2,44m** ; **d = 2.39 m ; L = 1,20 m.**



Figure(V.16). Section du linteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	T (kN)	$\overline{\overline{T}}$ (kN)	τ_b (MPa)	0,06 f_{c28} (MPa)	0,025 f_{c28} (MPa)	$\tau_b \leq 0{,}06\ f_{c28}$	$\tau_b \leq 0{,}025\ f_{c28}$
X	616.38	862.93	2.18	1,50	0,625	Non	Non

Tableau(V.34). Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux**.**

Sens	Sec (cm^2)	T (KN)	A_D (cm^2)	A_{Dmin} (cm^2)		A_D (choisi) (cm^2)	A_{tDmin} (cm^2)	A_{tD} (choisi) (cm^2)	S (cm)	A_L et A_l' (cm^2)	A_C (cm^2)
				CBA	RPA						
X	18×244	616.38	8.59	1,88	6.58	**8HA12 =9,05**	0.68	**2HA8** =1.01	10	**4HA14 = 6.16**	**15HA10 = 11.78**

Tableau(V.35). Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux**.**

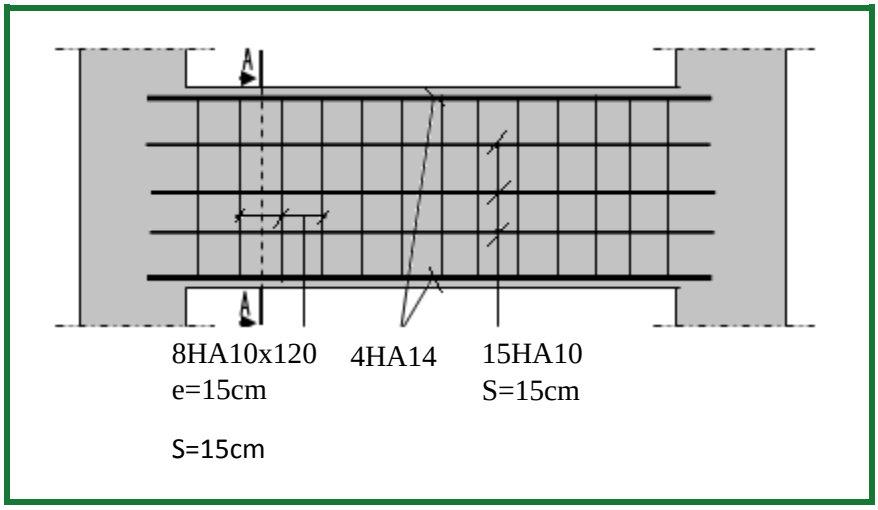
V.4.7.3. Armatures transversales :

Sens	T (KN)	$\overline{\overline{T}}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\overline{\tau}}_b$ RPA99 (MPa)	$\tau_b < \overline{\overline{\tau}}_b$
x	616.38	862.93	2.18	5	**C.V**

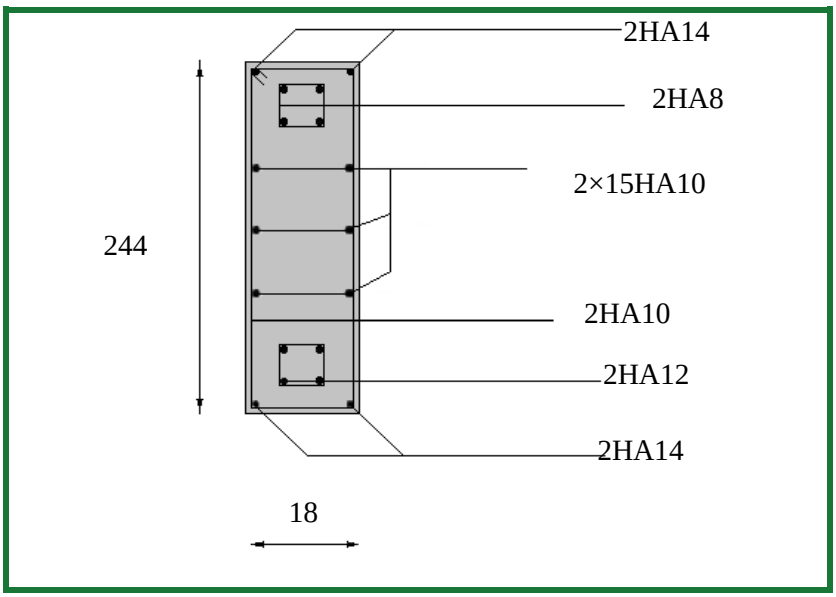
Tableau(V.36). Vérification des contraintes de cisaillement dans les linteaux**.**

Sens	$\overline{T}$ (KN)	A_t (cm^2)	A_{tmin} (cm^2)	S_t (cm) CBA93	S_t (cm) RPA	S_t (cm)	A_{choisi} (cm^2)
x	862.93	6.28	0.68	40	30	15	**8HA10**

Tableau(V.37). Armatures transversales et leurs espacements dans les linteaux**.**



Figure(V.17). Ferraillage du linteau.



Figure(V.18). Coupe A-A de linteau .

Chapitre VI : L'étude de l'infrastructure

VI.1. système des fondations :

VI.1.1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par dessous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes:

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.
- Jouer un rôle d'appui.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.1.2. Reconnaissance des lieux et du sol:

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne 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 géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Dans notre cas, d'après les informations recueilles au près du BET :

- La contrainte du sol : σ_s = 1,5 bars = 0.15 MPA.
- Profondeur d'ancrage : **D** = 2,0 m.
- Angle de frottement interne : φ = 18°.
- Poids volumique total humide: γ = 17.90 kN/m^3

VI.1.3. Choix du Type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1.5 bars, il y a de projeter à priori, Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

❖ **Type de fondation :** les types courants utilisé dans la construction, on distingue ;
- Semelles isolées.
- Semelle filante.
- Radier général.

VI.2. Stabilité du site:

✓ Les investigations géotechniques n'ont décèle aucun signe défavorable concernant la stabilité majeur du terrain.
✓ Aucun niveau d'eau n´a été repéré jusqu´à la profondeur atteinte.

VI.2.1. Recommandations:

Afin d'éviter les dommages des travaux ; le laboratoire d'essai géotechnique responsable a recommandé les mesures préventives suivantes :

- La mise en œuvre du béton juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois de ces fouilles.
- Eviter les eaux pluviales ou autres en tête de fouilles.
- Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.
- Procéder à un dallage périphérique autour de la construction.

VI.2.2. Efforts transmis par les fondations:

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.3. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- σ sol : Contrainte du sol.
- S : Surface de la fondation.
- N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

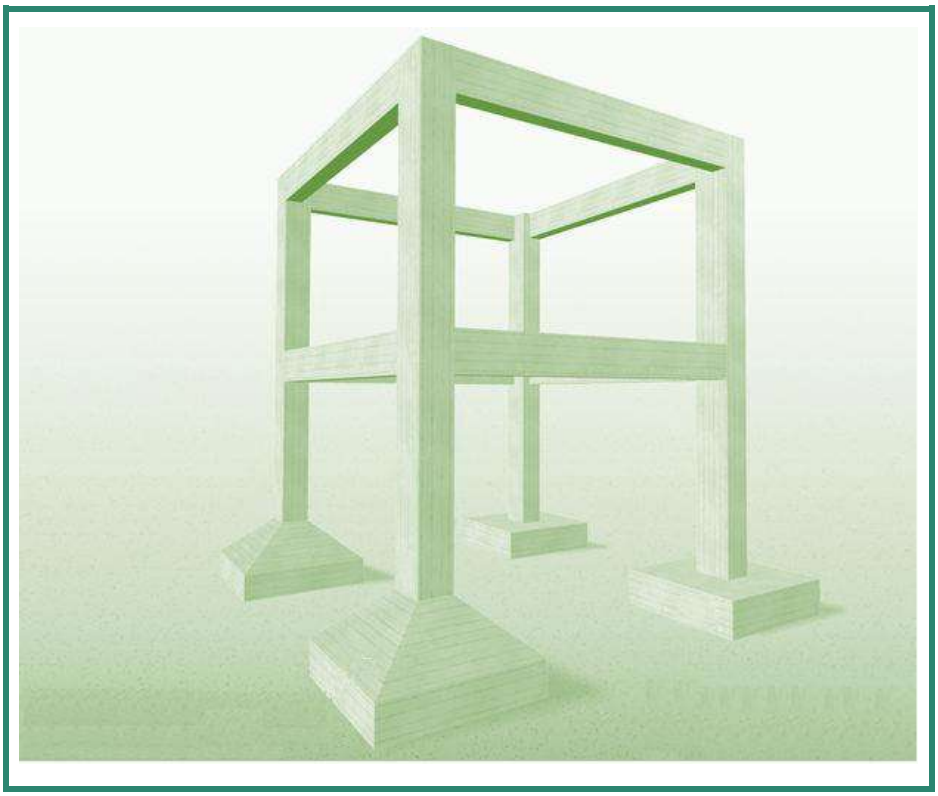
VI.3.1. Semelles isolées:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport :

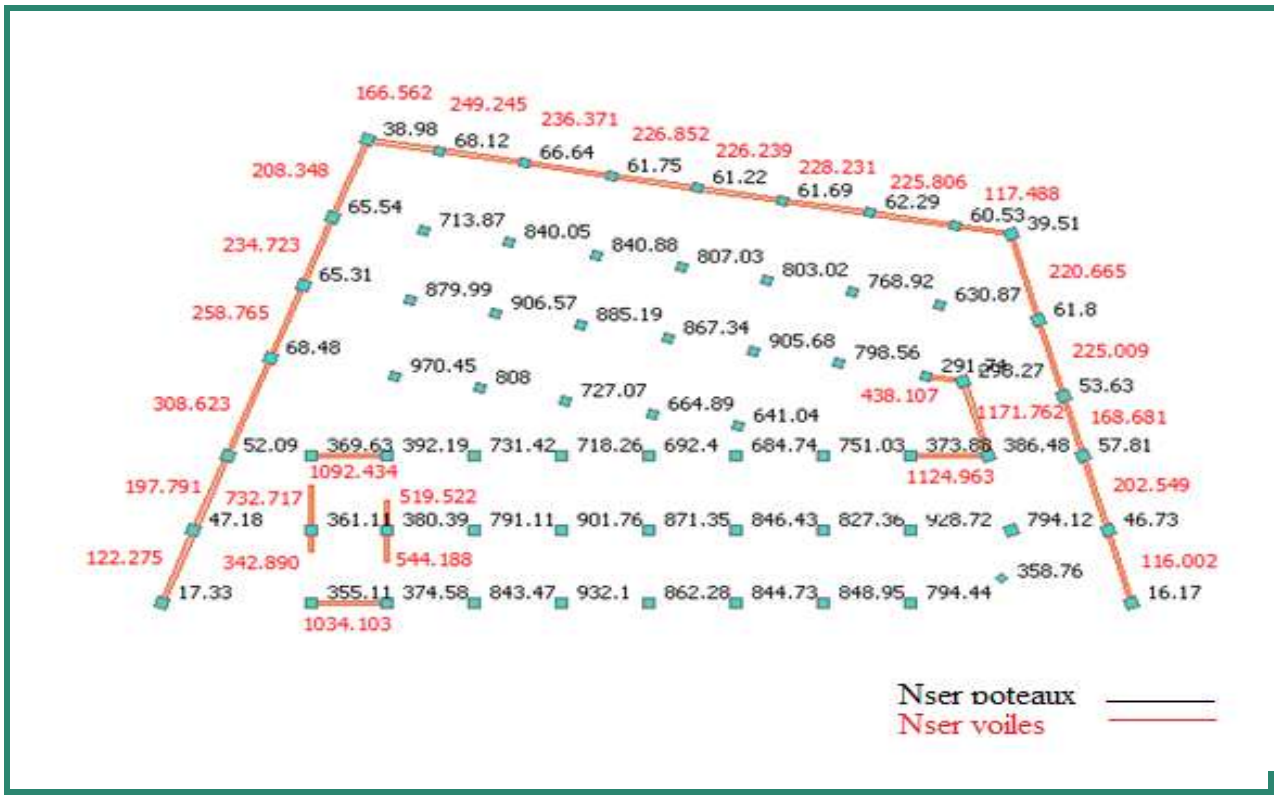
$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$; Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

- Surface est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$.

Avec : $A = \sqrt{S} = \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$ et σ sol = 1.5 bar = 0,15 MPa.



Figure(VI.1).Semelle isolée sous poteau.



Figure(VI.2).Schéma des efforts au niveau des semelles

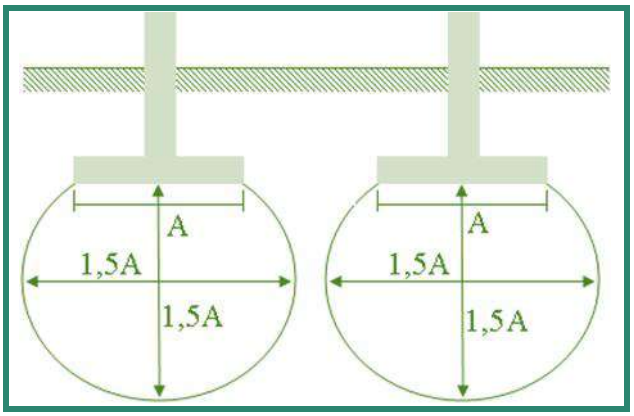
VI.3.1.1. Dimensionnement et vérification du chevauchement :

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants :

Cas	Ni	b	A=B	S raccorder			1,5B/2	X	Vérification
° =	(KN)	(m)	(m)	B'(m)	1,5B'/2	Li (m)	(cm)	(cm)	
ELS	970.45	0.45	2.54	**3**	2.25	3.70	2.25	-0.8	**Non**
ELS	885.19	0.45	2.43	**2.9**	2.17	3.45	2.25	-0.97	**Non**
ELS	727.07	0.45	2.20	**2.7**	2.02	2.63	2.10	-1.49	**Non**
ELS	630.87	0.45	2.15	**2.5**	1.87	3.45	1.95	-0.37	**Non**
ELS	358.76	0.45	1.55	**1.5**	1.17	3.35	2.02	0.16	**Non**

Tableau.VI.1.dimensionnement Semelles isolés.

NB : la valeur de X calculer par la formule suivante **: X=Li-(1,5B'/2+1,5B/2).**



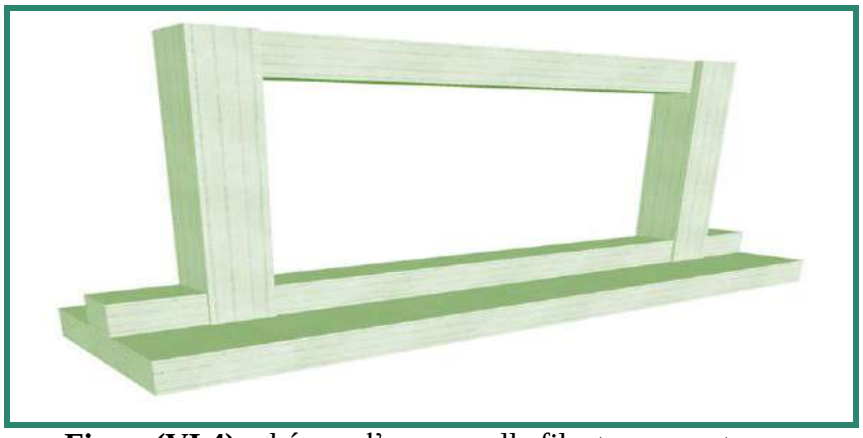
Figure(VI.3). Les bulle de pression.

❖ **Conclusion :**

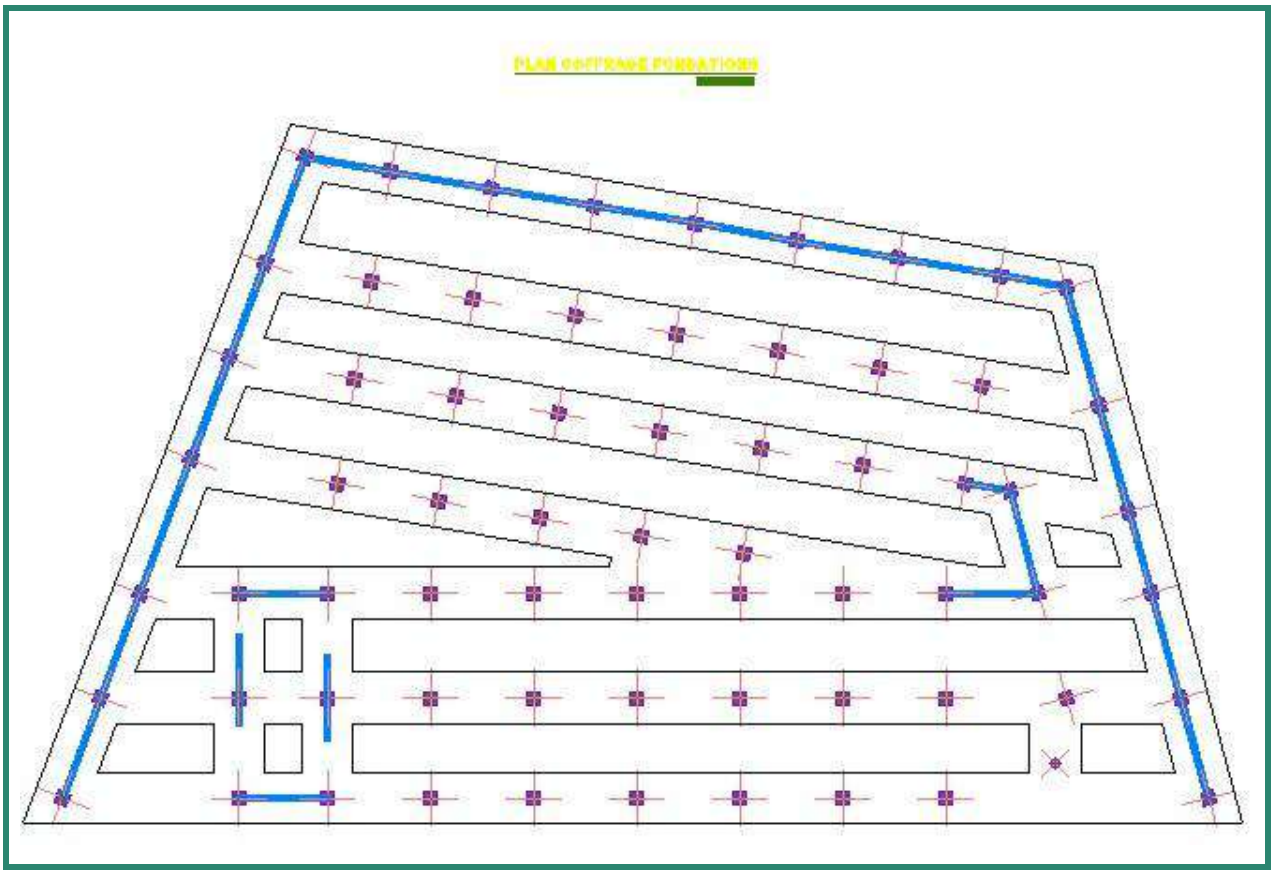
D'après ces résultats, on adopte que les semelles isolée ne suffit pas donc on a des semelles filantes suivant une seule direction **(Semelles filantes).**

VI.3.2. Semelles filantes :

- La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2ou3 éléments, en destines : la semelle et la poutre de libage.
- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal trouvant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.



Figure(VI.4).schémas d'une semelle filante sous poteaux.



Figure(VI.5).disposition des semelles filantes.

VI.3.2.1.Dimensionnement et vérification du chevauchement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$\sum \sigma sol = \frac{N\ (poteau\ plus\ solicité\ )}{S=(\ AXB\ )}$$

Avec :

- N : effort normal sous la semelle filante.
- B : la largeur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit **:**

$$\frac{a}{b}\sigma s\ .\ B^3 - N.B - 3.\ e_{0b}\ .\ N \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B.

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Cas	Ni	L s	B'1	B'2	B1	B2	Li	(B1+B2)x1.5/2	L≥(B1+B2)x1.5/2
ELS	(KN)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(cm)	Vérification
ELS	840.88	3.45	1.56	1.67	1.8	1.8	2.70	75	oui
ELS	310.92	3.90	0.57	1.56	1.8	1.8	2.70	120	oui
ELS	901.76	3.60	1.66	1.56	1.8	1.8	2.70	90	oui
ELS	970.45	3.70	1.61	1.56	1.8	1.8	2.70	100	oui

Tableau(VI.2).dimensionnement des Semelles filantes.

VI.3.2.2.Vérification des Contraintes :

On a **:**

$$\boldsymbol{\sigma = \frac{\sum Nt}{St=(AXB)} \leq \sigma sol \quad ;}$$

- $\boldsymbol{N_t}$: L'effort normal total a ELS.
- $\boldsymbol{S_t}$: Surface total de structure.
- $\boldsymbol{S_f}$: Surfaces de semelle filante.
- $\boldsymbol{S_p}$: Surface des poches (volume des vides).

N_t (KN)	S_t (m²)	S_f (m²)	S_p (m²)
45079.94	779.08	482.76	296.32

Tableau(VI.3).Vérification des Contraintes.

$$\sigma = \frac{45079.94}{482.76} \leq 0.15 \Longrightarrow \quad : \sigma = 0.09 \leq 0.15 \ldots..C.V.$$

❖ Décision d'ingénieur :

Selon les résultats obtenus on adoptera des semelles filantes suivant **une seule** direction Et notre choix sera valide en fonction de :

- Pour faciliter les tâches d'exécution.
- On aura le même coffrage dans toutes les semelles.
- Facilité le façonnage d'acier.
- Gagne plus de temps de coffrage et celui-ci de ferraillage.
- Le système des semelles choisi c'est un seul propre masse de béton ce qu'éviter le problème de tassement différentiel et le soulèvement des semelles et on n'aura pas de risque de chevauchement des bulles des pressions.

VI.3.3.Ferraillage des semelles :

VI.3.3.1.Semelles filantes sous plusieurs poteaux :

VI.3.3.1.a.Transversalement :

Transversalement la semelle sera considérer comme isolé ayant pour effort normal **N** le maximal entre les efforts des poteaux liées à cette semelles filantes, Sachent que les moments sont faibles et négligeable, après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids de remblai et le pois propre des semelles.

✓ **Armatures principales :**

Sous l'effet de N on calcule le ferraillage de A et B

$$Ab = \frac{\sum Ni(B-b)}{8\,.\,\sigma sol\,.\,d}\,. \quad ; \quad Esp = \frac{A-2.e-\varphi_b}{n-1}.$$

Les résultats de dimensionnement et le ferraillage sont représenté dans le tableau suivant :

***N*ser** (kn)	***N*ult** (kn)	**A** (m)	**B** (m)	**H** (m)	**Ab** (cm²)	**Ab** adopté (cm²)	**Esp** (cm)	**Ab** adopté (cm²/ml)
970.45	1334.37	3.60	1.80	40	31.19	21HA14 32.33	18	6HA14 9.24

Tableau(VI.4).armatures transversales semelles filantes sous plusieurs poteaux.

VI.3.3.1.b.Longitudinalement :

✓ **Armatures de répartitions :**

Parallèlement à l'axe longitudinale de la semelle .on doit prévoir des armatures de répartition tels que :

$$A_a = A_{rép} = \frac{A(cm^2).B}{4} \qquad Esp = \frac{A - 2.e - \varphi_a}{n-1}$$

B (m)	A_{rep} (cm²)	A_{rep} adopté (cm²)	Esp (cm)
1.80	14.54	13HA12 14.70	15

Tableau(VI.5). Armatures longitudinales semelles filantes sous plusieurs poteaux.

VI.3.3.1.c.Vérification des longueurs de scellement :

- La contrainte admissible d'adhérence

$$\tau_s = 2.8 \text{ MPA}$$

- La longueur de scellement égal à :

$$Ls = \frac{\phi.fe}{4.\tau s} = \frac{1,4.400}{4.2,8} = 50 \text{ cm.}$$

$$Ls = 50 \text{ cm} \geq \frac{B}{4} = \frac{180}{4} = 45 \text{ cm} \quad \ldots\ldots \text{C.V.}$$

VI.3.3.1.d.La Poutre de libage :

✓ **Dimensionnement :**

La poutre de libage va reprendre tous les charges verticales et les moments de flexions. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assurai une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant **:**

$$l \leq \frac{\pi}{2}.le \quad ; \quad le = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

- **E :** Module d'élasticité du béton (E = 32164.19 MPa).
- **L :** La plus grande travée dans la fille (L = 5.00 m).
- **K :** Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).
- **I :** Moment d'inertie de la semelle, I=b.hp312=0.0052m^4.
- **hp :** la hauteur de la poutre de libage.

$$\mathbf{h_p} \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}} = 0.44 \text{ m} \quad \text{on adopte} \quad \mathbf{h_p} = 50 \text{ cm}$$

$donc$:

$$\mathbf{l_e} = 4.39 \text{ m}$$

$$L = 5.00 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times l_e = 6.90 \text{ m} \ldots\ldots\ldots \text{C.V}$$

Alors on a des poutres de libage de **45X50** noyées dans la semelle. Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m2) qui calcule par la formule suivant :

$$\mathbf{Q} = \frac{\sum \boldsymbol{N}}{\boldsymbol{L}}$$

$\sum N$ **(ELS)** (KN)	$\sum N$ **(ELu)** (KN)	**L** (m)	**Qu** (KN/m²)	**Qser** (KN/m²)
3679.98	4953.21	21.57	229.63	170.60

Tableau(VI.6).déterminations les valeurs de Q de la poutre libage.

✓ **Calcul des moments :**

En appliquant la méthode de Caquot, les résultats sont résumé au tableau suivants ;

$$\mathbf{Ma = -\frac{q_u.(l'^2_w + \gamma.l'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}} \quad ; \quad \mathbf{Mt = M_0\ \frac{Me+Mw}{2}}$$

Position	Mu (KN /m)	d (cm)	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	A choisie (cm^2)
En travées	278.002	45	0	20.20	**4HA16**
En appuis	439.591		0	35.8	**4HA16+4HA14**

Tableau(VI.7). Ferraillage longitudinale à l'ELU de la poutre de libage.

✓ **Armatures de peau:**

Pour les poutres dépassants une hauteur h_p **(**avec $\mathbf{h_p \geq 2(80 - f_e/10))}$ il y'a un risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées, dans notre cas on a $\mathbf{h_a \geq 80}$ cm , **(F_e =400 MPa)**, donc il y'a lieu de prévoir des armatures de peau d'au moins 3cm²/m (fissuration préjudiciable), posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

✓ **Vérification des contraints à l'ELS :**

Les vérifications des contraints des deux blocs est résumé dans les tableaux suivants :

- Pour le béton : $\overline{\sigma_b} = 15\,MPa$
- Pour l'acier : $\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\rho.f_{t28}}\right] = 202\,MPa$ fissuration préjudiciable.

Section	M_{ser} (KN /m)	A adopté (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
travées	191.23	20.2	11.70	244.10	**Non**
appuis	317.56	35.80	16.50	237.50	**Non**

Tableau(VI.8).Vérification des contraints à L'ELS.

Les vérifications à l'état ELS ne sont pas vérifier aux critères de vérification, donc on augmente la hauteur de la poutre.

On adopte : **hp = 65 cm.**

Les résultats de calcul résumé au tableau suivant : avec **hp = 65 cm.**

Section	M_{ser} (KN /m)	A adopté (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
travées	191.23	20.2	7.20	180.1	**Oui**
appuis	317.56	35.80	10.00	174.8	**Oui**

Tableau(VI.9).Vérification des contraints à L'ELS.

Toutes les vérifications sont vérifiées, donc on garde la section de béton et de l'acier a **l'ELU**.

- ✓ **Vérification de l'effort de tranchant :**
  - **Calcul de l'effort tranchant Tu :**

$$\mathbf{Tu} = \frac{\mathbf{qu}.\ell}{\mathbf{2}} = \frac{229{,}63\times 3{,}6}{2} = \mathbf{413{,}334\ kN.}$$

- ✓ **Calcul de la contrainte de cisaillement :**

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{\boldsymbol{Vu}}{\mathbf{b0\ x\ d}}$$

On a :

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{413{,}334}{450\times 600} = 1.53\ \text{MPA.}$$

Section	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}u$ (MPa)	Vérification
45x65	413.334	1.53	2.50	C .V

Tableau(VI.10).Vérification de l'effort de tranchant.

✓ **Armatures transversales :**

- **Zone nodale :**

Sa longueur ℓ nodal =100 cm ;
At = 4T10;
St = 10cm.

- **Zone courante :**

At = 4T10.
St = 15cm.

VI.3.3.2.Semelles filantes sous voiles :

VI.3.3.2.a.Dimensionnement:

L(m)	N(KN)	e (m)	B(m)	h (cm)	d_b (cm)
3.2	1124.96	0.18	1,80	40	35

Tableau(V.11). Dimensionnement des semelles filantes sous voiles.

VI.3.3.2.b.Ferraillage :

✓ **Transversalement :**

Sous l'effet de N on calcule le ferraillage de A et B

$$Ab = \frac{\sum Ni(B-b)}{8\sigma solxd}$$

Les résultats de dimensionnement et le ferraillage sont représenté dans le tableau suivant :

***N*ser (KN)**	***N*ult (KN)**	**A (m)**	**B (m)**	**H (m)**	**Ab (cm^2)**	**Ab adopté (cm^2)**	**Esp (cm)**	**Ab adopté (cm^2/ml)**
1171.35	1538.55	4.70	1.80	40	31.19	**33HA14** 49.45	15	**7HA14** 10.78

Tableau(VI.12).armatures transversales semelles filantes sous voiles.

✓ **Longitudinalement :**

Parallèlement à l'axe longitudinale de la semelle .on doit prévoir des armatures de répartition tels que :

$$A_{rép} = \frac{\text{Ab x B}}{4}$$

B (m)	Arép (cm^2)	A_{rep} adopté (cm^2)	Esp (cm)
1.80	22.25	15HA14 23.09	15

Tableau(VI.13). Armatures longitudinales semelles filantes sous voiles.

✓ **Vérification des longueurs de scellement :**

- La contrainte admissible d'adhérence :

$$\tau s = 2.8 \text{ MPA}$$

La longueur de scellement égal à :

$$Ls = \frac{\phi . fe}{4.\tau s} = \frac{1.4*400}{4.2.8} = 50 \text{ cm.}$$

$$Ls = 50 \text{ cm} \geq \frac{B}{4} = \frac{180}{4} = 45 \text{ cm} \quad \ldots\ldots. \text{C.V.}$$

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets) de **135°.**

VI.4.Etude du voile périphérique : [Art 10.1.2] [1]

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondations (les semelles) et le niveau de base.

Notre voile périphérique joue un rôle :

- Encastrement de la base de la structure.

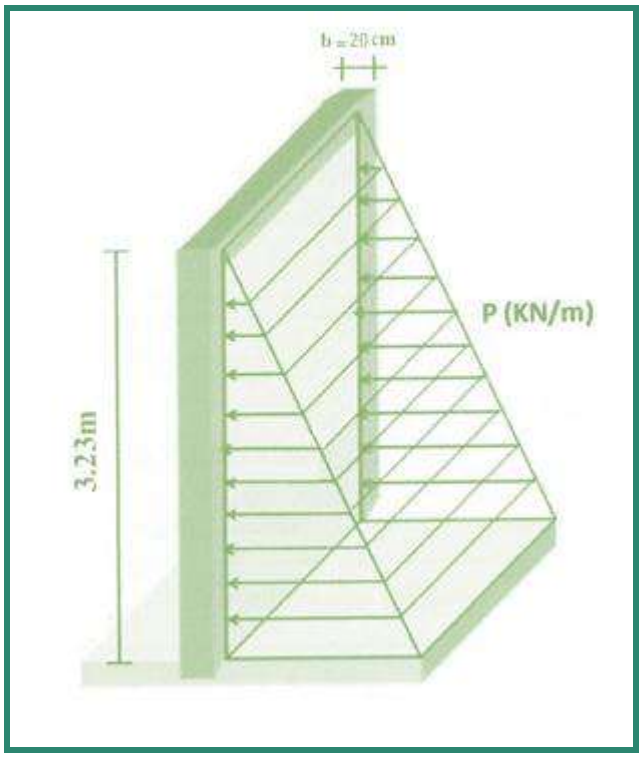
D'après **RPA99/version 2003** le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ **15 cm**.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de **0.10 %** dans les deux sens horizontal et vertical.
- Un recouvrement de **50 ϕ** pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur **e = 20 cm**. La hauteur de voile périphérique = **3.23** m.

VI.4.1.Evaluation des charges :

En Plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit ainsi une charge d'exploitation **q=2,5KN/m²** qui vient du l'espace d'accueil et divers bureaux.



Figure(VI.6). Schéma du chargement qui vient au voile périphérique.

✓ **Charge permanente :**

Nous avons pour notre bloc :

- Un terrain plat => **β=0**
- Mur droit => **λ=0**
- Le poids volumique du terrain: **γ**= 17.9 (KN/m^3)
- L'angle de frottement interne : **φ**= 18 °

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à :

$$\begin{cases} P=1/2\ (k_{\gamma a}.\gamma.h^2) \\ G= k_{\gamma a}\gamma.h \end{cases}$$

- Le coefficient de contrainte :

$$k_{\gamma a}=tg^2\ [(\pi/4)-(\varphi/2)]$$

D'où : $\mathbf{k_{\gamma a}=0,578}$

Alors :

G = 0,578 × 17.9 × 3.23 ⟹ **G = 48.69 KN/m².**

✓ **Charge d'exploitation :**

$$\begin{cases} k_q = k_\gamma /\cos\ (\beta - \lambda) \\ Q = k_q\ .q \end{cases}$$

D'où : $\mathbf{k_q = 0,578.}$

Alors :

Q= 0,578 x 2,5=1,44 KN/m² ⟹ **Q = 1,44 KN/m²**

✓ **Combinaisons d'actions :**

- q_u = 1,35G+1,5Q **= 67.89 KN/m²**
- q_{ser} = G+Q = **50.13 KN/m²**

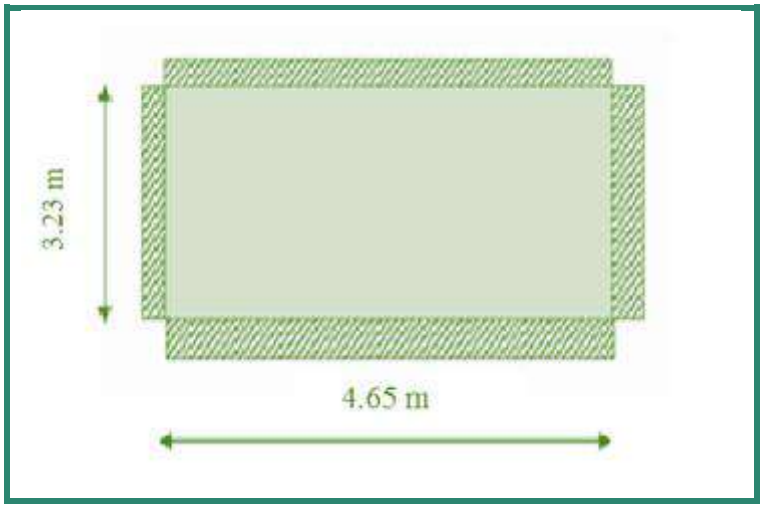
Pour une bande de 1m :

- q_u = **67.89 KN/mℓ**
- q_{ser} = **50.13 KN/mℓ**

VI.4.2.Ferraillage des voiles périphériques :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation.

VI.4.2.1.Calcul des moments :



Figure(VI.7). Schéma des dimensions du voile périphérique.

En utilisant la méthode forfaitaire des panneaux de rive, les moments en travée et en appui sont définis par les formules suivantes :

$\boldsymbol{\rho} = \frac{3.23}{4.65}$=0,694 > 0,4 ⇒ dalle travaillant suivant les deux direction.

Direction	**X**	**Y**
Moment	$M_x = \mu_x \times q_u \times \ell_x^2$	$M_y = \mu_y \times M_x$
Travée	$M_{tx} = 0,75M_x$	$M_{ty} = 0,75M_y$
Appui	$M_{ax1} = M_{ax2} = -0,5\ M_x$	$M_{ay1} = M_{ay2} = -0,5\ M_x$

Tableau(VI.14).Détermination des moments par la méthode forfaitaire.

Etat	**ELU**				**ELS**			
Position	X		Y		X		Y	
M_X ; M_Y	0,0751×67.89×(3.23)² = 53,19 KN.m		0,3613×53,19 =19.21 KN.m		0,0805×50.13×(3.23)² = 42.10KN.m		0,5235×41.10 = 22.04 KN.m	
Direction	travée	appui	travée	appui	travée	appui	travée	appui
Moment	39.89	-26.60	14.40	-26.60	31.57	-21.05	16.53	-21.05

Tableau(VI.15).Détermination des moments de voile périphérique.

VI.4.2.2.Détermination des armatures longitudinales à l'ELU:

A l'état limite ultime le calcul se fait pour une bonde de 1m de largeur.

	Sens	M (KN.m)	A_{calcul} (cm²)	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	$A_{min}/2$ (cm²)	A calcul $\geq A_{min}/2$	A final/m (cm²)	espacement
Travée	X	39.89	5.51	9.20	5.00	C.V	**8HA12**=9.24	15
	Y	14.40	2.31	9.20	5.00	C.V	**8HA12**=9.24	15
Appui	X	-26.60	4.54	9.20	5.00	C V	**8HA12**=9.24	15
	Y	-26.60	4.54	9.20	5.00	C.V	**8HA12**=9.24	15

Tableau(VI.16). Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU.

D'après les résultats de tableau, on va faire le ferraillage par la valeur minimale donnée par **RPA99 version2003.**

VI.4.2.3.Détermination des armatures transversales :

$$\mathbf{A_t \geq \frac{A}{4}}$$

On adopte : $\mathbf{A_t = 4.47cm^2 = 6HA10/ml}$

D'après les résultats de tableau, on va faire le ferraillage par la valeur minimale donnée par **RPA99.**

VI.4.2.4.Vérification des contraintes à l'ELS :

	Sens	A_{ELU} (cm²)	Mser (KN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$ =202 MPA	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ =15 MPA
Travée	X	9.24	31.57	0.60	0.00	C.V	C.V
	Y	9.24	16.53	0.30	0.00	C.V	C.V
Appui	X	9.24	-21.05	0.40	0.00	C.V	C.V
	Y	9.24	-21.05	0.40	0.00	C.V	C.V

Tableau(VI.17).Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS.

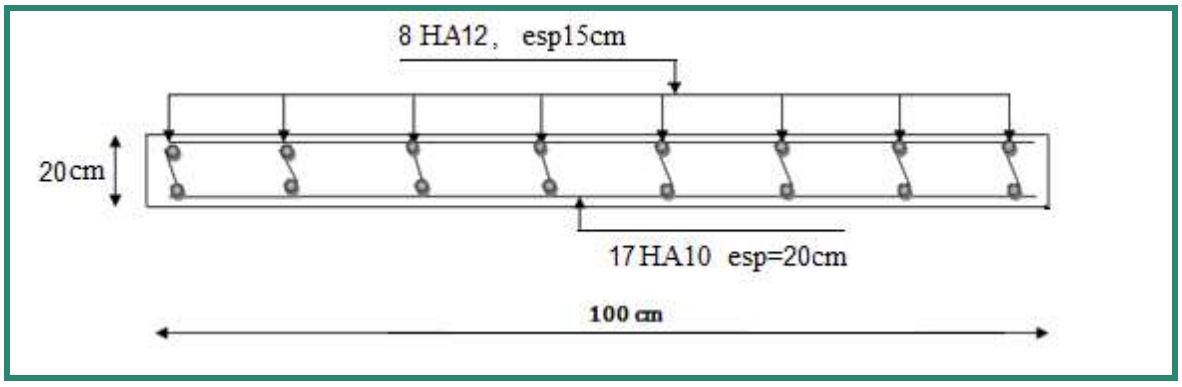
VI.4.2.5.Vérification de la contrainte de cisaillement :

Calcul l'effort tranchant :

- Suivant X : $T_X = \frac{q_u.l_X.l_Y}{2.l_Y.l_X} = 33{,}94\,KN$
- Suivant Y : $T_Y = \frac{q_u.l_X.l_Y}{3.l_Y} = 73.09\ KN$

On vérifie la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0.d} = \frac{73.09\times10^3}{1000\times150} = 0{,}49\,MPa \quad \leq \frac{0{,}07.f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}17MPa \qquad (C.V)$$



Figure(VI.8). Disposition de ferraillage du voile périphérique.

VI.5.Calcul des longrines

VI.5.1.Introduction

Les longrines sont des poutres longitudinales reposât sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à S'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment En un effort de traction l'effort normal provenant des charges et des surcharges.

Pour un sol de fondation de catégorie (**S3**) les dimensions minimales de la section transversale des Longrines sont **(25 x 30)** cm².

On adopte: (b x h) = **(30 x 30)**

VI.5.2.Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " **F** " égale :

$$\boldsymbol{F = \frac{N}{a} \geq 20\ KN}$$

- **N** : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.
- $\boldsymbol{a}$: coefficient de site en fonction de la zone.

Dans notre cas : **α** =10 **(Zone IIb; Site 3).**

VI.5.3.Ferraillage :

✓ **ELU**

$\mathbf{N_{ult}}$ **=1334.37 KN.**

$$\boldsymbol{F = \frac{N}{a}} = \frac{1334.37}{10} = 133{,}44 > 20\ KN \quad (c.v)$$

Les armatures longitudinales sont données par :

$$\boldsymbol{Au \geq \frac{Fu}{\delta s}}$$

On a : **Fu = 133.44 KN**

Alors :

$$\boldsymbol{Au \geq \frac{133.44 \times 10^3}{348}} = 384.12mm^2.$$

Donc **:** **A = 3,84 cm².**

- **Section minimale donnée par le RPA 99 version 2003:**

Ar ≥ 0.6%B

Alors : **Ar** ≥ 0.006x (30x30) = **5,40 cm².**

- **Condition de non fragilité CBA99**

$$A \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$A \geq \frac{(30\times30)\times2.1}{400}$ = 4.72 cm²

On prendre **A = 6HA12 = 6.79 cm²**

✓ **ELS**

Nser = 970.45 KN

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

- $\overline{\sigma_s}$ = min [2/3 fe ;110$\sqrt{\eta\, fti}$] = 202 MPa

$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{choisis}} = \frac{N_{ser}}{10\times A_{choisis}}$

$\sigma_s = \frac{970.45}{10\times6790}$ = 142.93 MPa ≤ 202 MPa……C.V

✓ **Armature transversale**

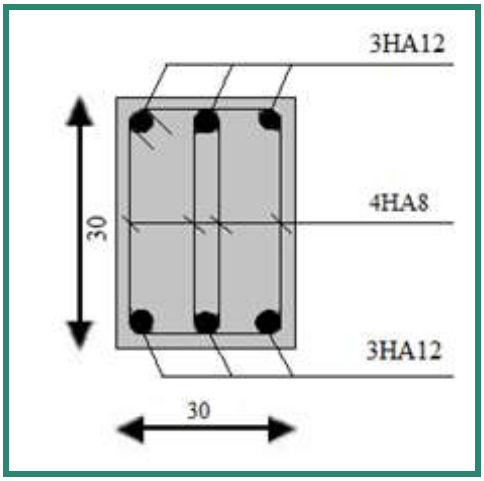
$\Phi_t \geq \frac{\Phi}{3} = \frac{12}{3}$ = 4.00 mm

On adopte **A= 4HA8 = 2,01 cm².**

✓ **Espacement :**

St ≤ [20cm ; 15Φ] = min [20cm ; 21 cm] .

St =15 cm.



Figure(VI.9). Ferraillage de la longrine.

CONCLUSION

A la fin des calculs pour ces blocs, nous pouvons conclure ce qui suit :

L'étude génie civil est essentielle pour tout ingénieur (G.C) à la fin de sa formation, ce qui dans le but d'acquérir les informations et l'expérience nécessaire à sa vie professionnelle.

Le but de ce travail était basé sur une compréhension logique du plan schématisé, après ce ci une étude pratique basé sur des calculs précis en respectant les règlements en vigueur tel que RPA99 version 2003 ; CBA93 dans le but d'avoir la résistance, la stabilité et l'économie.

Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importante et dangereuses actions à considérer dans le cadre de calcul des structure.

En fin nous pouvons dire que ce projet a permis de voir tous les respects de l'étude, et ses différents problèmes. Il nous a permis aussi de toucher à plusieurs points qui étaient pour nous théorique.

Références Bibliographiques

Documents réglementaires :

- [1] : Règle de conception et de calcul de structures **CBA93**.

  (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.41).**
- [2] : Règles parasismiques Algérienne **R.P.A99 ver 2003.**

  (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.48).**
- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations **D.T.R -B.C.22.**
- [4] : **BAEL 91.**

Manuels techniques :

- ✓ Cours du béton armé. **Mr .BOUKANDAKDJI.O**.
- ✓ Introduction à la mécanique des sols « **BOUAFIA Ali** ».
- ✓ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

Logiciels :

- Logiciel d'analyse des structures « **SAP2000 version17.1.1** ».
- Logiciel de ferraillage « **ROBOT EXPERT** ».
- Logiciel de dessin « **AUTO CAD 2014** ».