**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

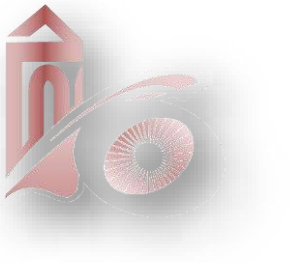
**Ministère de l'Enseignement et de la rechereche scientifique**

**UNIVERSITE DR YAHIA FARES MÉDÉA**

Faculté de la technologie

Département de Génie civil

Pour l'obtention du diplôme de Master en génie civil



Thème :

# *Conception et étude d'un Bâtiment (sous sol+RDC+11étages) à usage d'administratif*

***Réalisé par :***

- BOUSSAHOUA RADHIA
- BOUKELTOUM FERIAL

***Dirigé par :***

- MR.KHELLADI MOHAMED

**Septembre 2020**

# Remerciement

*Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribués à notre formation durant tous les cycles.*

*Nous remercions vivement, notre promoteur : Pr.Khalladi Mohamed de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.*

*Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.*

*On remercie Mr. OULDTurki Benaissa, de nous avoir aidé à réaliser ce travail.*

*Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.*

# Dédicace





*Mes grands remerciements pour notre Dieu qui m'a aidé et m'a donné le pouvoir, la patience et la volonté d'avoir réalisé ce modeste travail.*

*Je dédie ce travail à mes parents :MA Mère et Mon père*

*Aussi*

*À ma chère sœur SARA et mes chers frères Mohamed, Yassine*

*Mes oncles hafsa tahar et rabhi ismail*

*Ma grande mère rabhallah aicha*

*Tout la famille rabhi –hafsa-boukeltoum*

*A mon adorable binôme Radhia et sa famille, je la remercie pour son sérieux et pour l'ambiance que nous avons vécu ensemble.*

*Sans oublier mes amies :DJAMILA, MARWA*

*A tous ceux qui ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce travail.*

*A mon pays.*

*fERIEL*

# Dédicace





*A ceux qui ont attendu avec impatience les fruits de leurs bonnes éducations, leurs efforts, leurs sacrifices et leurs encouragements durant toutes mes études que dieu les garde... à mes chers parents :*

*A mon papa, merci pour son amour, son soutien permanent, et ses encouragements. Merci d'avoir toujours voulu ce qu'il y a de mieux pour moi, merci de m'avoir encouragé à réaliser mes rêves.*

*A la mémoire de ma chère mère pour son amour,. Merci pour toute la plus belle chose dans ma vie rabby yar7mak*

*A mon cher frère ABD EL KARIM et sa famme AKILA*

*A mes précieuses sœurs : KARIMA ,AMEL,SAMIRA,DJAMILA ,FARIDA ,KHAIRA*

*A mes chères cousines : Asma,Aziz,ARwa,Abir,Aya,Islam,Rawan,Amira,Az din , Faysal*

*A les maries de mes sœurs :ABD RZAK ,AHMED,MAHFOUD , MOUHAMED*

*A ma famille Boussahoua et Menasri,*

*A ma adorable binôme et chère collègue Feriel et sa famille,merci*

*A mes chères amies : Marwa, Djamila, Fatiha ,Meriem, feriel,*

*Et toute personne qui ma fait du courage et ma donner de l'aide dans ce travail.*

***RADHIA***

## ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت الأرض + طابق أرضي +أحد عشر طابق) ذات استعمال سكني والمقرر بناءها في بلدية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.

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

-القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(RPA 99version 2003) .

-قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج «SAP2000 V20.2.0».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات.



**الكلمات المفتاحية :**الهياكل،التسليح، الخرسانة المسلحة،الأساس، الدراسة الزلزالية.


---


## Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage habitation compose d'un sous-sol + RDC + 11 étages, qui sera implanté à la Commune de Alger , classée comme une zone de forte sismicité (Zone III).

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

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur : les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basé sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V20.2.0 »

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



**Mots clés:** structure, ferraillage, béton armé, fondation, étude sismique.


---


## Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (one basements + ground floor + 11 floors); of habitation use .It will be built in the province of algiers, which is classified as a seismic zone of a high level (ZONE III).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of frame and Shear walls.

The calculation of the dimensions and the results of all resistant elements was done according to the Algerian regulations and standards:

-RPA version 2003 and (CBA 93).

The seismic study was done in the numerical method, which is based on the finite element with the help of software «SAP2000 V20.2.0»

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



**Keys words:** structure; reinforcement; reinforced concrete; foundation; seismic study.

# Sommaire

## CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage


**I.1. Introduction** ..... 1

**I.2. Caractéristique géométrique du batiment** ..... 1

I.2.1.Dimensions en élévation ..... 1

I.2.2. Dimensions en plan ..... 1

**I.3.Classification de l'ouvrage** ..... 1

I.3.1. Classification de la zone sismique ..... 1

I.3.2. Classification du l'ouvrage selon leur importance ..... 1

I.3.3. Classification du sol ..... 2

I.3.4. Classification du système de contreventement ..... 2

**I.4.Conception structurelle** ..... 2

I.4.1. Planchers ..... 2

I.4.2.Escalier ..... 2

I.4.3.Maçonnerie ..... 2

I.4.4. Revetement ..... 2

I.4.5.Acrotère ..... 3

**I.5.Hypotheses de calcul** ..... 3

I.5.1.Aciers ..... 3

I.5.2. Béton ..... 4

**I.6.Les plans architecturaux** ..... 5

I.6.1. Plan d'étage courant ..... 5

I.6.2. Plan de RDC ..... 6

I.6.3. Plan de sous sol ..... 7

I.6.4. Coupe A-A ..... 8

I.6.5. Plan de facade ..... 9

# CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux


II.1. Introduction ..... 10
II.2. Pré dimensionnement ..... 10
II.2.1. Planchers à corps creux ..... 10
II.2.2. Planchers dalles pleines ..... 11
II.3.Evaluation des charges ..... 12
II.3.1.Plancher terrasse inaccessible ..... 12
II.3.1.1. Plancher a corps creux ..... 12
II.3.1.2. Plancher a dalle pleine ..... 12
II.3.2. Plancher étage courant ..... 13
II.3.2.1. Plancher a corps creux ..... 13
II.3.2.2. Plancher a dalle pleine ..... 13
II.4. Maçonnerie ..... 14
II.4.1. Murs extérieurs (double cloison) ..... 14
II.4.2. Murs intérieurs (simple cloison) ..... 14
II.5. Charges exploitation ..... 14
II.6.Les poutres ..... 15
II.7.Longrines ..... 16
II.8. Poteaux ..... 16
II.9. Décent des charges ..... 18
II.9.1.Choix du poteau le plus sollicité ..... 19
II.9. 2. Détermination des surcharges d'exploitation ..... 20
II.9.3. Détermination de l'effort normal ultime ..... 22
II.10. Vérfication des conditions selon RPA99V2003 ..... 23
II.11. Vérfication aux zones nodales selon RPA99V2003 ..... 23
II.12. Voiles ..... 24

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires


III.1. L'acrotère ..... 25
III.1.1. Principe de Calcul ..... 25
III.1.2.1.Evaluation des charges ..... 25
III.1.3. Calcul des efforts ..... 26
III.1.4. Calcul de ferraillage a l'ELU ..... 26
III.1.5. La vérification des contraintes à l'ELS ..... 26
III.2. Planchers à corps creux ..... 27
III. 2.1. La dalle de compression ..... 27
III. 2.2. Les poutrelles ..... 28
III. 2.2.1.Avant coulage ..... 28
III.2.2.2. Apres coulage ..... 29
a) Les étages courant ..... 30
III. 2.2.2.1.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ..... 31
III. 2.2.2.2.Vérification de la fléche ..... 31
III.3. Escalier ..... 33
III.3.2. Dimensionnement ..... 33
III.3.3. Evaluation des charges ..... 34
III.3.3.1. Charges permanantes ..... 34
III.3.3.2. Charges d'exploitations ..... 34
III.3.4. Déterminations des sollicitations ..... 34
III.3.5. Déterminations des efforts ..... 35
III.3.6. Ferraillage ..... 35
III.3.6.1. Armatures longitudinales ..... 35
III.3.6.2. Armatures de répartition ..... 36
III.3.7 Vérification à l'ELS ..... 36
III.3.8 Vérification de l'Effort Tranchant ..... 36
III.3.9 Vérification de la flèche ..... 36
III.3.10. Poutre palier ..... 37
III.3.10.1. Evaluation des charges ..... 37
III.3.10.2. Calcul des efforts ..... 38
III.4. Dalle pleine ..... 41
III.4.1. Définition ..... 41

III.4.2. Méthode de calcul ..... 41
III.4.3. Principe de calcul ..... 41
III.4.4. Hypothese du calcul ..... 42
III.4.5. Evaluation des charges ..... 43
III.4.6. Principe de travail vertuel ..... 44
III.4.7. Calcul des moments ..... 44
III.4.8. Le calcul de ferraillage ..... 45
III.4.9. Vérification de l'espacement ..... 45
III.4.10. Vérification de L'ELS ..... 45
III.4.11. Vérification de contrainte de cisailleement ..... 46
III.4.12. Condition de la fleche ..... 46
III.5. Dalle machine ..... 47
III.5.1. Introduction ..... 47
III.5.2. Pré dimensionnement de la dalle ..... 47
III.5.3. Détermination des charges permanente et charges d'exploitation : ..... 47
III.5.4. Détermination des sollicitations ..... 48
III.5.5. Calcul de ferraillage à L'ELU ..... 49
III.5.6. Vérification des contraintes normales à L'ELS ..... 49
III.5.7. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ..... 50
III.5.8. Vérification de la flèche à L'ELS ..... 50
III.5.9. Vérification Poinçonnement ..... 50

# CHAPITRE IV : Etude dynamique


IV.1. Introduction ..... 51
IV.2.Critéres de classification par RPA99version2003 ..... 51
IV.2.1.Classification des ouvrages selon leur importance ..... 51
IV.2.2.Classification de site ..... 51
IV.3.Caractéristiques géométrique de la structure ..... 52
IV.3.1.Centre de masse ..... 52
IV.3.2.Centre de torsion ..... 52
IV.4. Interprétation des résultats ..... 53
IV.4.1.2.Proposition de la disposition des voiles de contreventements ..... 53
IV.4.2.Calcul de centre de masse exentré de torsion ..... 54
IV.4.3. Calcul d'excentricité selon RPA99version2003 ..... 55
IV.4.3.1.Excentricité admissible ..... 55
IV.4.3.2. Excentricité theorique (statique) ..... 55
IV.5. Choix de la méthode de calcul ..... 56
IV.5.1 Introduction ..... 56
IV.5.2.Méthode dynamique modal spectrale ..... 56
IV.5.2.1.Principe de la méthode ..... 56
IV.5.2.2Modélisation ..... 58
IV.5.2.3. Le spectre de réponce ..... 58
IV.5.2.4.Résultats de l'Analyse dynamique ..... 59
1-Analyse Modale ..... 59
1-1. Vérification de comportement des trois premiers modes ..... 59
1-2. Vérification de participation massique ..... 60
2-Analyse statique et dynamique ..... 61
2-1.Stabilité de la structure ..... 61
2-1-1. Vérification de force sismique à la base ..... 61
2-1-2.Vérification de la stabilité au renversement ..... 62
2-1-3.Vérification du déplacement en tete ..... 63
2-1-4. Vérification des déplacements inter-étages ..... 63
2-1-5. Vérification vis-à-vis de l'effet P-**Δ** ..... 65
2-2. Résistance des éléments ..... 66
2-2-1.. Vérification d Caisaillement des elements ..... 66

2-2-2. Vérification de l'effort normal réduit à la base ..... 67

## CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

V.1. Introduction..... 72
V.2. Ferraillage des poutres..... 72
V.2.1. Armatures longitudinal ..... 72
V.2.1.1.Vérification des contraintes à L'ELS ..... 73
V.2.1.2. Vérification de la flèche..... 74
V.2.1.3. Vérification des contraintes à ELU ou ACC ..... 74
V.2.2. Ferraillage transversal des poutres ..... 75
V.3. Ferraillage des poteaux..... 77
V.3.1.Armatures longitudinales..... 77
V.3.1.1.Recommandations sur le ferraillage minimal ..... 77
V.3.1.2. Sollisitations extremes pour le ferraillage ..... 78
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS..... 79
V.3.2.Armatures transversales..... 79
V.4. Ferraillage des voiles..... 83
V.4.1. ferraillages des trumeaux ..... 84
V.4.2.1.Calcule d'armatures verticales ..... 84
V.4.1.2. Vérification des contraintes à ELS ..... 86
V.4.2. ferraillage des linteaux ..... 86
V.4.2.1 ferraillage des linteaux en flexion simple ..... 87
V.4.2.2 ferraillage des linteaux en traction ou compression ..... 87

# CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure


VI.1. Introduction ..... 89
VI.2. Types de fondations ..... 89
VI.3. Caractéristiques du sol ..... 89
VI.4. Choix du type de fondations ..... 90
VI.5. Les efforts normaux à base de la structure ..... 90
VI.6. Calcul des semelles isolées ..... 91
VI.6.1. Dimensionnement des semelles isolées ..... 91
VI.6.2 Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles ..... 91
VI.7 Calcul des semelles filantes ..... 92
VI.7.1 Dimensionnement des semelles filantes ..... 92
VI.7.2 Vérification de la stabilité au renversement ..... 93
VI.7.3 Vérification de poinçonnement de semelle filante ..... 93
VI.7.4 Ferraillage des semelles filantes ..... 94
VI.7.4.1 Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux ..... 94
VI.7.4.2 Semelle filante (continue) sous un voile ..... 95
VI.7.5 Pré dimensionnement de la poutre de libage ..... 96
VI.7.6 Ferraillage Poutre de libage ..... 96
VI.7.6.1 Détermination des moments de la poutre de libage ..... 97
VI.7.6.2 Calcul des armatures longitudinales ..... 97
VI.7.6.3 Vérification des contraintes à l'ELS ..... 97
VI.7.6.4 Vérification du cisaillement de la poutre de libage ..... 98
VI.7.6.5 Armatures transversales ..... 98
VI.7.6.6 Armatures de peau ..... 98
**VI.8. Ferraillage des voiles périphérique** ..... 100
VI.8.1. Calcul de la poussée des terres ..... 100
VI.8.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS ..... 101
VI.8.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ..... 101
**VI.9.Calcul le ferraillage de longrine** ..... 102
VI.9.1.Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC ..... 102
VI.9.2.Vérification des contraintes normal à l'état limite de service: ..... 102
VI.9.3.Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement : ..... 103

# Liste des tableaux

## CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.5.1 : Caractéristique de l'acier. ..... 4
Tableau I.5.2 : Hypothése de calcul de béton. ..... 4

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1 : Charge de la terrasse due aux plancher à corps creux ..... 12
Tableau II.2 : Charge de la terrasse due aux plancher à dalle pleine ..... 12
Tableau II.3 : Charge due aux plancher à corps creux de niveau courant ..... 13
Tableau II.4 : Charge due aux plancher à dalle pleinede niveau courant ..... 13
Tableau II.5 : Charge du mur double cloison. ..... 14
Tableau II.6 : Charge du mur simple cloison. ..... 14
Tableau II.7 : Surcharge d'exploitation. ..... 14
Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des poutres ..... 15
Tableau II.9 : Calcul de l'effort N. ..... 18
Tableau II.10 : Détermination des charges permanents. ..... 20
Tableau II.11 : Détermination des charges d'exploitation. ..... 21
Tableau II.12 : Détermination de l'effort normal ultime. ..... 22
Tableau II.13 : Vérification des conditions selon le RPA99version2003. ..... 23
Tableau II.14 : Vérifications zones nodales ..... 24
Tableau II.15: Calculer les épaisseurs des voiles ..... 24

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère. ..... 25
Tableau III.2 : Les efforts exercés sur l'acrotère. ..... 26
Tableau III.3 : La section d'armatures ..... 26
Tableau III.4 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS. ..... 26
Tableau III.5 : Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage. ..... 30
Tableau III.6 : Sollicitation a l'ELU de la poutrelle. ..... 30
Tableau III.7 : Sollicitation a l'ELS de la poutrelle. ..... 31
Tableau III.8 : La section d'armature calculées et choisies. ..... 31
Tableau III.9 : : Vérification des contrainte a l'ELS ..... 31

Tableau III.10 : Vérification des contrainte de caisaillement. ..... 31
Tableau III.11 : Vérification de la flèche de la poutrelle. ..... 31
Tableau III.12: Ferraillage de la poutrelle. ..... 32
Tableau III.13 : Dimensions de l'escalier ..... 33
Tableau III.14 : Charge permanente de la paillasse. ..... 34
Tableau III.15 : Charge permanente du palier de repos ..... 34
Tableau III.16 : Combinaisons des charges dans l'escalier.. ..... 35
Tableau III.17 : Sollicitation dans l'escalier ..... 35
Tableau III.18 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier. ..... 35
Tableau III.19 : Vérification de la section d'armatures ..... 35
Tableau III.20 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier ..... 36
Tableau III.21 : Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS. ..... 36
Tableau III.22 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier ..... 36
Tableau III.23: Vérification de la flèche de l'escalier. ..... 37
Tableau III.24 : Evaluations des sollicitations ..... 38
Tableau III.25 : Les efforts internes. ..... 38
Tableau III.26 : Les efforts internes. ..... 38
Tableau III.27 : Vérification de l'ELS ..... 43
Tableau III.28 : Vérification de contrainte de cisaillement ..... 44
Tableau III.29 : Poids de la machine. ..... 45
Tableau III.30 : Détermination des charges. ..... 45
Tableau III.31 : Sollicitations de la dalle machine. ..... 46
Tableau III.32 : Ferraillage à l'ELU. (Sens X, Sens Y). ..... 49
Tableau III.33 : Vérification des contraintes à l'ELS.Sens-X. ..... 49
Tableau III.34 : Vérification des contraintes à l'ELS.Sens-Y. ..... 50
Tableau III.35: Vérification des contraintes de cisaillement ..... 50

## CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 : Le comportement dans les trois premiers modes disposition 1 ..... 54
Tableau IV.2 : Le comportement dans les trois premiers modes disposition 2 ..... 55
Tableau IV.3 : le comportement des trois premiers modes disposition 3 ..... 56
Tableau IV.4 : Centre de masse et centre de torsion ..... 56
Tableau IV.5 : Excentricité suivant les deux directions ..... 57
Tableau IV.6 : Distribution des sollicitations suivant X ..... 59

Tableau IV.7 : Distribution des sollicitations suivant Y. ..... 60
Tableau IV.8 : Facteur de qualité ..... 60
Tableau IV.9 : Comportement des trois premiers modes. ..... 61
Tableau IV.10 : Coefficient de participation massique ..... 62
Tableau IV.11 : Les valeurs de la force sismique. ..... 63
Tableau IV.15 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. ..... 64
Tableau IV.16 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement. ..... 65
Tableau IV.17 : Vérification du déplacement en tête ..... 65
Tableau IV.18 : Vérification des déplacements inter-étage sens X. ..... 66
Tableau IV.19 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y. ..... 67
Tableau IV.20 : Vérification de l'effet P-Δ. ..... 68
Tableau IV.21 : Vérification de cisaillement des poutres. ..... 68
Tableau IV.22 : Vérification de cisaillement des voiles ..... 69
Tableau IV.23 : Vérification de l'effort normal réduit sens X ..... 70
Tableau IV.24 : Vérification de l'effort normal réduit sens Y. ..... 70
Tableau IV.25 : Dimensions finales des éléments ..... 71

## CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1 : La section calculée d'armatures des poutres ..... 73
Tableau V.2 : La section choisie d'armatures des poutres. ..... 73
Tableau V.3 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS ..... 73
Tableau V.4 : Vérification de section d'armatures ..... 74
Tableau V.5 : Vérification de la flèche ..... 74
Tableau V.6 : Vérification des contraintes de cisaillement. ..... 74
Tableau V.7 : La section d'armatures transversales. ..... 75
Tableau V.8 : La section d'armatures des poteaux.. ..... 78
Tableau V.9 : Vérification des contraintes à l'ELS. ..... 79
Tableau V.10 : La section d'armatures transversales des poteaux. ..... 80
Tableau V.11 : La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Nodale (SuivantY) ..... 83
Tableau V.12 : La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Suivant Y). ..... 83
Tableau V.13 : La section calculée d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y) ..... 84
Tableau V.14 : La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X) ..... 84
Tableau V.15 : La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Suivant X) ..... 84
Tableau V.16 : La section calculée d'armatures horizontales des voiles Zone Courant (Suivant X). 85

Tableau V.17 : Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y)..... 85
Tableau V.18 : Vérification des contraintes des voiles (Suivant X)..... 85
Tableau V.19 : Choix de la méthode de calcul.. ..... 87
Tableau V.20 : La section d'armatures des linteaux (Suivant X*)*..... 87
Tableau V.21 : Choix de la méthode de calcul. ..... 88
Tableau V.22 : La section d'armatures des linteaux (Suivant X)..... 88

## CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. ..... 91
Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS ..... 92
Tableau VI.3 : Vérification de renversement des semelles filantes.. ..... 93
Tableau VI.4 : Vérification de poinçonnement de la semelle filante ..... 94
Tableau VI.5 : Choix de méthode de calcul ..... 94
Tableau VI.6 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux..... 94
Tableau VI.7 : Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux.. ..... 95
Tableau VI.8 : Vérification de méthode de calcul ..... 95
Tableau VI.9: Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles ..... 95
Tableau VI.10 : Armature de répartitions des semelles filantes sous voiles ..... 96
Tableau VI.11 : Pré dimensionnement de Poutre de Libage ..... 96
Tableau VI.12 : vérification de poinçonnement ..... 97
Tableau VI.13 : Sollicitations des forces. ..... 97
Tableau VI.14 : Détermination des sollicitations de la poutre de libage ..... 97
Tableau VI.15 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU. ..... 98
Tableau VI.16 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.... 98
Tableau VI.17: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage. ..... 101
Tableau VI.18 : La section d'armatures du voile périphérique. ..... 101
Tableau VI.19 : Vérification des contraintes Normal. ..... 102
Tableau VI.20 : Vérification des contraintes Normal. ..... 103
Tableau VI.21 : Vérification des contraintes Tengentielle..... 103

# Liste des figures

## CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.6.1 : Plan d'étage courant..... 5
Figure I.6.2 : Plan de RDC..... 6
Figure I.6.3 : Plan sous-sol..... 7
Figure I.6.4 : Coupe A-A..... 8
Figure I.6.5: PLAN DE FACADE..... 9

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux..... 11
Figure II.2 : Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité..... 19
Figure II.3 : Zones nodales..... 23

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Dimensions d'acrotère..... 25
Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère..... 26
Figure III.3 : Disposition des armatures de la dalle de compression..... 28
Figure III.4 : Diagramme des moments l'ELU de la poutrelle..... 30
Figure III.5 : Diagramme des moments l'ELS de la poutrelle..... 30
Figure III.6 : Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU de la poutrelle..... 30
Figure III.7 : Schéma statique d'une volée d'escalier..... 33
Figure III.8 : ferraillage escalier..... 37
Figure III.9: Détail de ferraillage de poutre paliere..... 40
Figure III.10 : Dalle pleine triangulaire reposant sur 03 appuis..... 43
Figure III.11 : Les encastrements et les dimensions de la dalle machine..... 48
Figure III.12 : section de calcul..... 49
Figure III.13 : Vérification de poinçonnement..... 50

## CHAPITRE IV : Etude dynamique

Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure ..... 51
Figure IV.2 : Disposition des voiles1 ..... 53
Figure IV.3 : Disposition des voile 2 ..... 54
Figure IV.4 : Disposition des voiles 3..... 55

## CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

Figure V.1 : Dessin de ferraillage des poutres principales Bureau..... 76
Figure V.2 : Dessin de ferraillage des poutres secondaire bureau..... 76
Figure V.3 : Dessin de ferraillage des Poteaux 65x65..... 81
Figure V.4 : Dessin de ferraillage des Poteaux 60x60..... 81
Figure V.5 : Dessin de ferraillage des Poteaux 55x55..... 82
Figure V.6: Dessin de ferraillage des Poteaux 50x50..... 82
Figure V.7 : Dessin de ferraillage de voile pleine. ..... 88
Figure V.8 : Dessin de ferraillage de voile avec ouverture..... 88

## CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS. ..... 90
Figure VI.2 : Schéma des bulles de pression sous la semelle. ..... 91
Figure VI.3 : Dimensionnement des semelles filante ..... 93
Figure VI.4 : ferraillage de poutre de libage. ..... 99
Figure VI.5 : Schéma statique du voile périphérique. ..... 100
Figure VI.6 : Ferraillage des longrines. ..... 100

# Notation

## ➢ Majuscules romaines :

*A : Section d'acier tendu.*
*A' : Section d'acier comprimé.*
*$A_{max}$ , $A_{min}$: 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.*
*E.L.S : Etat Limite de Service.*
*E.L.U : Etat Limite Ultime.*
*Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.*
*Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.*
*Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.*
*I : Moment d'inertie.*
*Ie : Moment d'inertie équivalent.*
*M : Moment fléchissant.*
*$M_t$ : 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.*
*G : Charge permanente.*
*Q : Charge d'exploitation.*
*E : Charge sismique.*
*$N_{ser}$ : Effort normal de service.*
*$N_u$ : Effort normal ultime.*
*$T_u$ : Effort tranchant ultime.*
*$R_a$ : réaction à gauche.*
*$R_b$: réaction à droite. A : Section d'acier tendu.*

# Notation

## ➢ 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.*
*$l_f$ : Longueur de flambement,*
*$S_t$ : Espacement de cours d'armature transversale.*

## ➢ Majuscules grecques :

*$\Delta$ : Variation.*
*$\Sigma$ : sommation.*
*$\Phi$: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.*
*W : poids*

## ➢ Minuscules grecques :

*$\alpha$: Angle.*
*$\gamma$ : Coefficient de sécurité.*
*$\varepsilon$: Déformation relative.*
*$\eta$: Coefficient de fissuration.*
*$\lambda$: Élancement mécanique.*
*$\mu$: Coefficient de frottement.*
*$\nu$: Coefficient de POISSON.*
*$\rho$ : Rapport de deux dimensions*
*$\sigma$ : Contrainte normale.*
*$\tau$ : Contrainte tangentielle.*
*$\delta$: Déplacement d'un niveau.*

# Introduction général

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important):assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'administration, implantée dans une zone de fort sismicité, comportant sous-sol, RDC et 11 étages n'est pas encore réaliser à Alger.

Ce mémoire est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4éme chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de se s vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000.
- Le calcul des ferraillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est présenté dans le $5^{ème}$ chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

# I .1.PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet réalisant est un bâtiment en béton armé en Sous-sol + RDC + 11 étages à usage Administration, composé d'un sous sol à usage archive, qui sera implanté à La commune Alger. C'est une zone de forte sismicité (zone III) selon la classification du RPA 99 version 2003.

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

- Règle de conception et de calcul de structures [CBA93]
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations [DTR.B.2.2]
- Le règlement parasismique [RPA99 version 2003]
- Règle de calcul des semelles superficielles [DTR-BC 2.331]

# I .2.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT :

## I .2.1.Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment..... Ht=43.86 m.
- Hauteur du RDC et des étages courants ……..H= 3.40 m
- Hauteur du sous-sol.....H=3.06 m.

## I .2.2.Dimensions en plan

- Sens transversal.....L=27.60 m
- Sens longitudinal.....L=15.10m

# I .3.CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :

## I .3.1.Classification des zones sismiques [Art 3.1 RPA99 v2003] :

Le bâtiment sera implanté à la commune d'ALGER zone classée par le règlement parasismique Algérien [RPA99V2003] comme une zone de forte sismicité « **Zone III** ».

## I .3.2.Classifications des ouvrages selon leur importance [Art 3.2 RPA99 v2003] :

L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2** bâtiments d'administration collective de hauteur 43.86 m (ouvrages courant ou d'importance moyenne).

### I .3.3.Classification des sols [Art 3.3 RPA99 v2003] :

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme **Rocheux (S1).**

### I .3.4.Classification des systèmes de contreventement [Art 3.4 RPA99 v2003] :

Notre bâtiment dépasse 3 niveaux (11 mètres) et est situé en zone III. Le contreventement par portique est donc écarté **[Art. 3.4.1-b RPA99 v2003]** et le choix va se porter sur :

1. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé **[Art. 3.4. A.2 RPA99 v2003] .**
2. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles **[Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003] .**
3. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé **[Art. 3.4. A.4-b RPA99 v2003] .**

## I .4 CONCEPTION STRUCTURELLE :

### I .4.1.Planchers :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher corps creux pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

Néanmoins il existe des zones ou on a opté pour des dalles pleines à cause de leur forme irrégulière (des triangles ou des trapèzes).

### I .4.2.Escaliers :

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à deux volets.

### I .4.3.Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- ✓ Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées
- ➢ Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- ➢ L'âme d'air de 10 cm d'épaisseur.
  Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- ✓ Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

### I .4.4.Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

### I .4.5.L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

L'acrotère a pour but d'assurer la sécurité d'étanchéité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

## I .5.HYPOTHESES DE CALCUL

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

### I .5.1.Béton:

**Tableau I.5-1 : hypothèses de calcul béton**

| | | |
|---|---|---|
| La masse volumique de béton | $\rho = 2.2\ t/m3 = 22KN/m3$ | [ART A.3.1.2.1 CBA93] |
| La résistance du béton armé à la compression à 28 jours | fc28 = 25 MPA | / |
| La résistance du béton à la traction | ft28 = 2.1 MPA | [ART A.2.1.1.2 CBA93] |
| Le module d'élasticité (instantané) : Le module d'élasticité (différé) : | Eij = 32164.195 MPA Eij = 10818.860 MPA | [ART A.2.1.2 CBA93] |
| Coefficient de poisson - pour le calcul des sollicitations - pour le calcul des déformations | υ= 0 υ= 0.2 | [ART A.2.1.2 CBA93] |
| Coefficient de dilatation | θ = 1x10E-5 | [ART A.3.1.3.3. CBA93] |
| Module de déformation transversal (module de cisaillement) | $G = \frac{E}{2\,(1+\upsilon)}$ | [ART A.2.1.3 CBA93] |

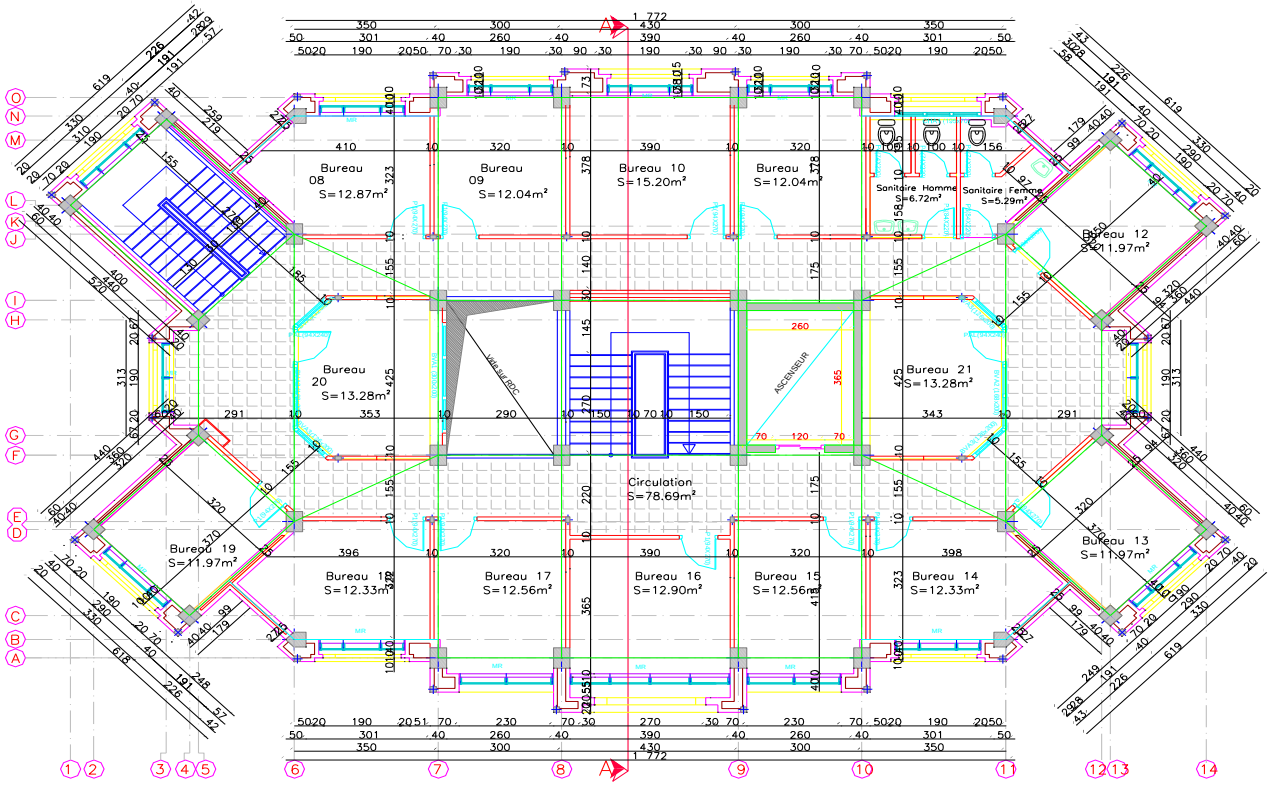
### I .5.2.Acier:

**Tableau I.5-2 : hypothèses de calcul acier**

| | | |
|---|---|---|
| La masse volumique de l'acier | $\rho = 7.85\ t/m3 = 78.5KN/m3$ | [ART A.2.2.1 CBA93] |
| La limite élastique de l'acier à Haute Adherence | fe = 400 MPA | [ART A.2.2.1 CBA93] |
| Le module d'élasticité longitudinale de l'acier | Es=200000 MPA | [ART A.2.2.1 CBA93] |

# I .6.LES PLANS ARCHITECTURAUX :

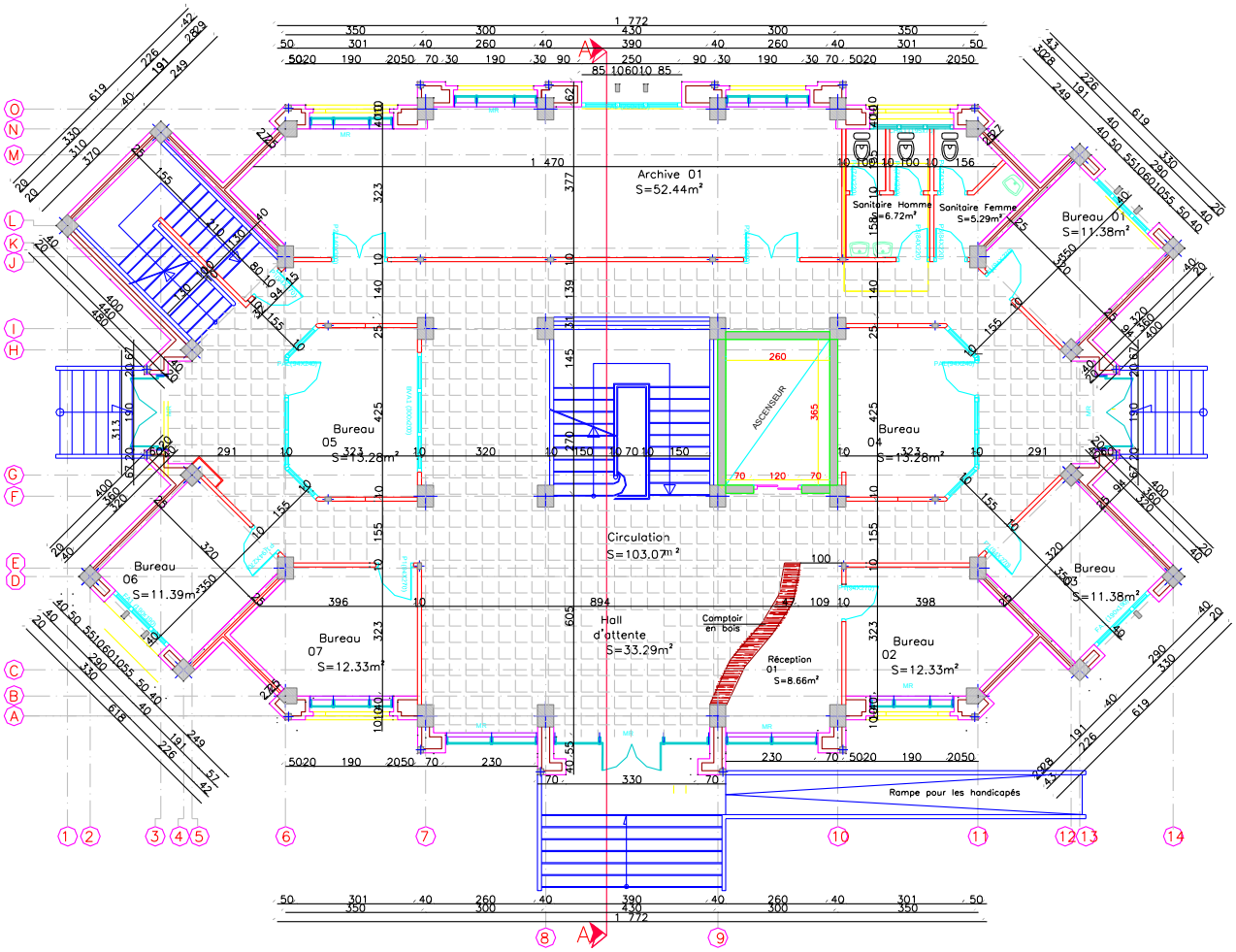
## I .6.1.Plan d'étage courant :




PLAN DU 1er ETAGE

**Figure I.6-1 : Plan d'étage courant**

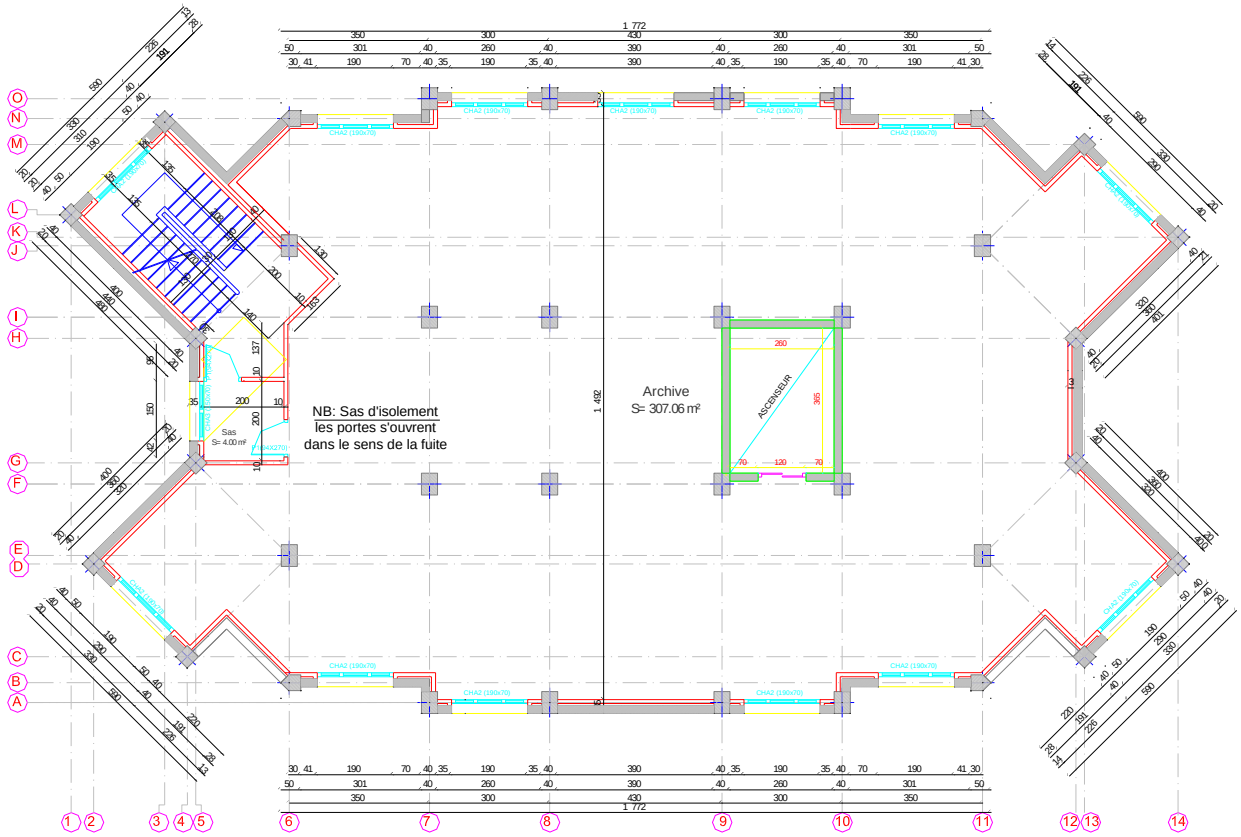
## I .6.2.Plan de RDC :




PLAN DU RDC

**Figure I.6-2 : Plan de RDC**

## I .6.3.Plan de sous sol:




PLAN DU SOUS SOL

**Figure I.6-3: Plan sous-sol**

## I .6.4.Coupe A-A :

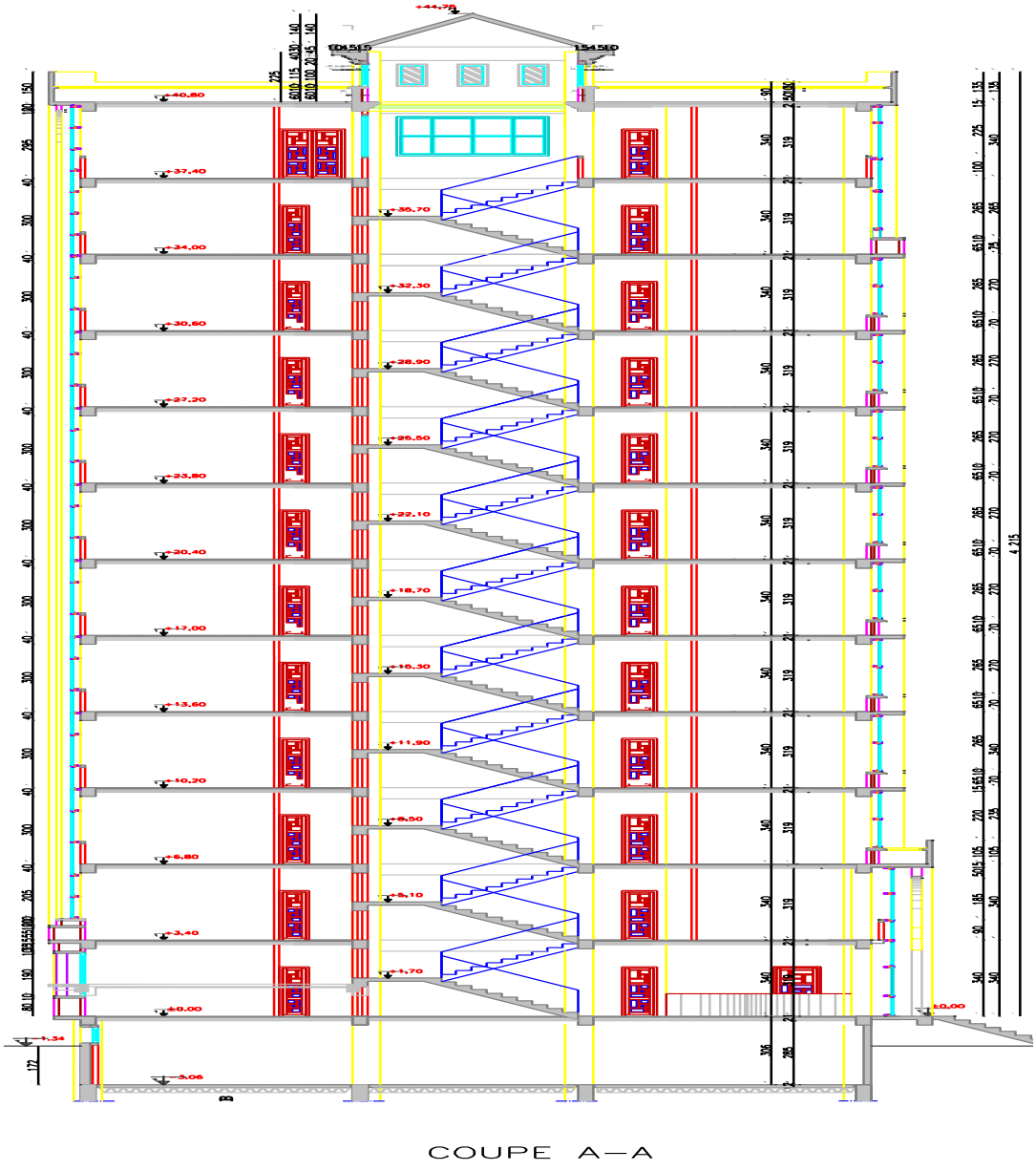



**Figure I.6-4 : Coupe A-A**

## I .6.5.Plan de facade:

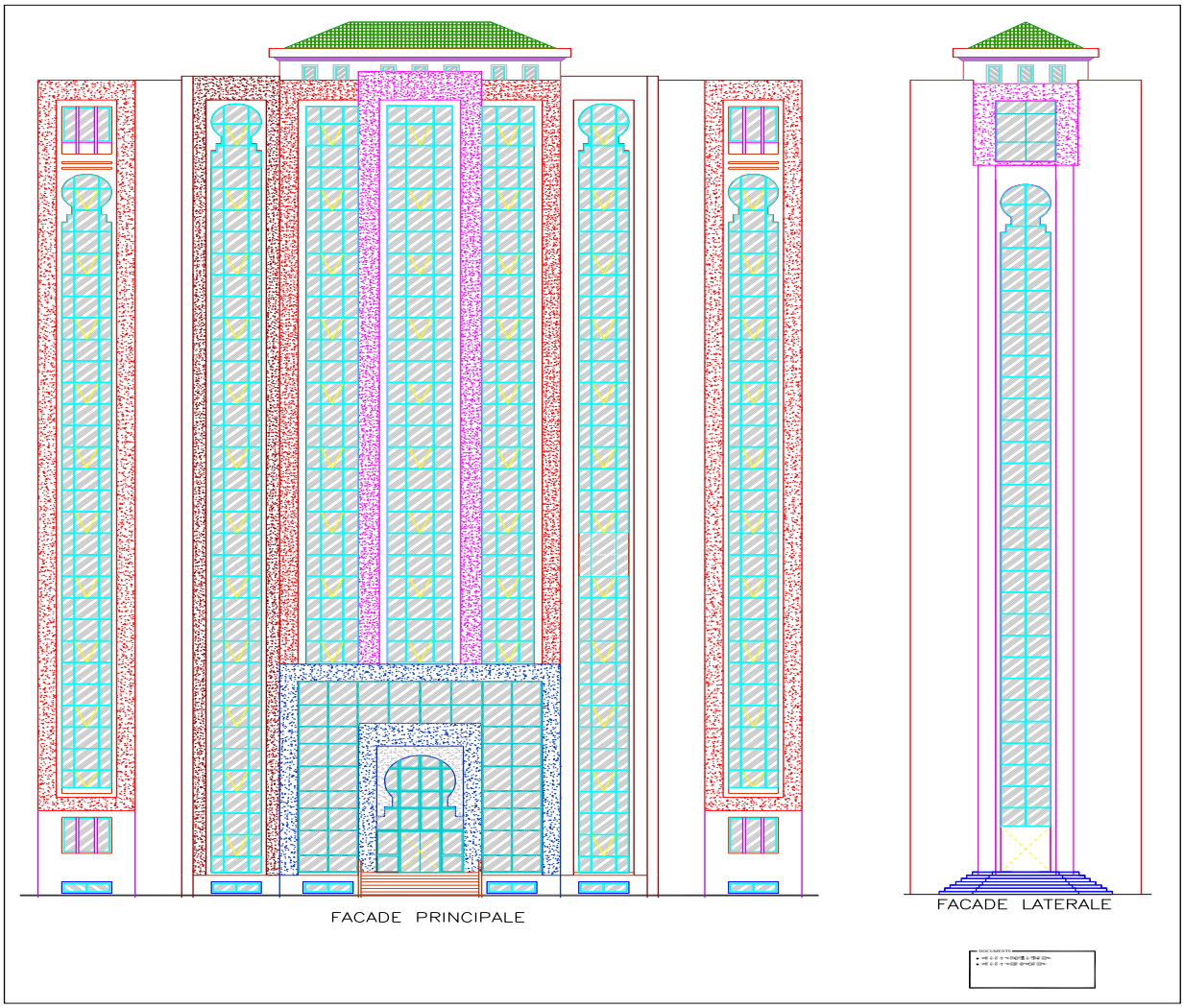



**Figure I.6-5: Plan de façade**

## II .1. INTRODUCTION :

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

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant :

**RPA99v2003, DTR.B.C.2.2, C.B.A 93.**

## II .2. Pré dimensionnement des planchers :

### II .2.1.Plancher à corps creux :

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression.

D'après la condition suivant :

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

Avec : L : la portée maximale dans le sens des poutrelles

ht : hauteur totale du plancher

L=430cm

$$\text{d'où alors} \quad \frac{430}{25} \leq ht \leq \frac{430}{20}$$

$$17.2 \leq ht \leq 21.5$$

On prend alors l'épaisseur $\mathbf{h_t}$ **=20= (16+4)** tel que :

**d=16** (épaisseur du corps creux (poutrelles Hourdis)

**e=4** (épaisseur de la table de compression)

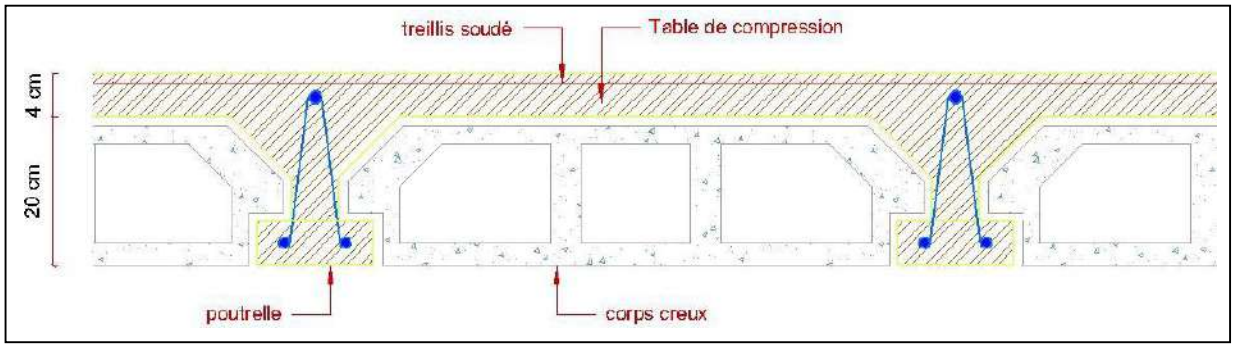



**Figure II.1 : Plancher a corps creux**

### II .2.2.Plancher à dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3ou 4 appuis. Ce type d'élément travail essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

#### II .2.2.a.Critère de résistance :

Dalle reposant sur trois appuis : $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Avec : **Lx** : la plus grande portée mesurée entre axe. Lx=235 cm

**e** : épaisseur de la dalle.

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

Avec : $5.2 \leq e \leq 5.8$

#### II .2.2.b.Sécurité contre l'incendie :

Ep=7cm : peut assurer un coupe –feu d'une heure

Ep=11cm : peut assurer un coupe –feu de deux heures

**Condition d'isolation acoustique : ep=15m**

On adopte **e = 15cm**

# II .3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

## II .3.1.Plancher terrasse inaccessible :

### II .3.1.1 Planche à corps creux :

**Tableau II.1 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux**

| N | Composants | Épaisseur (m) | Poids volumiques (KN /m$^3$) | Poids surfaciques (KN/m$^2$) | Référence |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Gravillon roulé de protection | 0.04 | 20 | 0.80 | DTR B.C.2.2 C.5-toitures |
| 2 | Étanchéité multicouche | 0.02 | 6 | 0.12 | DTR B.C.2.2 C.5-toitures |
| 3 | Papier kraft | - | - | 0.05 | DTR B.C.2.2 C.5-toitures |
| 4 | Forme de pente | 0.10 | 22 | 2.20 | DTR B.C.2.2 C.5-toitures |
| 5 | Film polyane | - | - | 0.01 | DTR B.C.2.2 C.5-toitures |
| 6 | Plaque de liège | 0.04 | - | 0.03 | DTR B.C.2.2 B-poids volumiques |
| 7 | Par vapeur | 0.01 | 6 | 0.06 | DTR B.C.2.2 C.5-toitures |
| 8 | Plancher corps creux | 0.20 | - | 2.80 | DTR B.C.2.2 C.3-planchers |
| 9 | Enduits de plâtre | 0.02 | 18 | 0.20 | DTR B.C.2.2 C.2-enduits |
| | G (charges permanentes) | 6.40KN/m$^2$ | | | |

### II .3.1.2 Plancher dalle pleine :

**Tableau II.2 : Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine**

| N | Composants | Épaisseur (m) | Poids volumiques (KN /m$^3$) | Poids surfaciques (KN/m$^2$) | Référence |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Gravillon roulé de protection | 0.04 | 20 | 0.80 | DTR B.C.2.2 C.5-toitures |
| 2 | Étanchéité multicouche | 0.02 | 6 | 0.12 | DTR B.C.2.2 C.5-toitures |
| 3 | Papier kraft | - | - | 0.05 | DTR B.C.2.2 C.5-toitures |
| 4 | Forme de pente | 0.10 | 22 | 2.2 | DTR B.C.2.2 C.5-toitures |
| 5 | Film polyane | - | - | 0.01 | DTR B.C.2.2 C.5-toitures |
| 6 | Plaque de liège | 0.04 | - | 0.03 | DTR B.C.2.2 B-poids volumiques |
| 7 | Par vapeur | 0.01 | 6 | 0.06 | DTR B.C.2.2 C.5-toitures |
| 8 | Dalle pleine | 0.15 | 25 | 3.75 | DTR B.C.2.2 C.3-planchers |
| 9 | Enduits de plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 | DTR B.C.2.2 C.2-enduits |
| | G (charges permanentes) | 7.22 KN/m$^2$ | | | |

## II .3.2 Plancher étage courant :

### II .3.2.1.Plancher à corps creux :

**Tableau II.3: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant**

| | Composants | Épaisseur (m) | Poids volumiques (KN /m$^3$) | Poids surfaciques (KN/m$^2$) | Référence |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 20 | 0.40 | DTR B.C.2.2 C.4-Revetement du planch |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 | DTR B.C.2.2 ANEXES VI-A |
| 3 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 | DTR B.C.2.2 C.4-Revetement du plancher |
| 4 | Plancher corps creux | 0.20+0.04 | - | 3.20 | DTR B.C.2.2 C.3--Planchers |
| 5 | Enduits de plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 | DTR B.C.2.2 C.2--Enduits |
| 6 | Simple cloison + | 0.10 | 09 | 0.90 | DTR B.C.2.2 C.1-Maconnerie |
| 7 | Enduit en plâtre + | 0.01x2 | 18x2 | 0.18x2 | |
| 8 | Enduit en ciment | 0.01x2 | 18x2 | 0.18x2 | |
| | G (charges permanentes) | 6.36 KN/m$^2$ | | | |

### II .3.2.2 Plancher dalle pleine :

**Tableau II.4 : Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant**

| N | Composants | Épaisseur (m) | Poids volumiques (KN /m$^3$) | Poids surfaciques (KN/m$^2$) | Référence |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 20 | 0.40 | DTR B.C.2.2 C.4—Revetement du plancher |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 | DTR B.C.2.2 C.4—Revetement du plancher |
| 3 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 | DTR B.C.2.2 ANEXES VI-A |
| 4 | Dalle pleine | 0.15 | 25 | 3.75 | DTR B.C.2.2 C.3--Planchers |
| 5 | Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 | DTR B.C.2.2 C.2--Enduits |
| 6 | Simple cloison + | 0.10 | 09 | 0.90 | DTR B.C.2.2 C.1-Maconnerie |
| 7 | Enduit en plâtre + | 0.01x2 | - | 0.18x2 | |
| 8 | Enduit en ciment | 0.01x2 | - | 0.18x2 | |
| | G (charges permanentes) | 6.91 KN/m2 | | | |

## II .4.Maçonnerie :

### II .4.1.Murs extérieur (Double cloison) :

**Tableau II.5 : Charges du mur double cloison.**

| N | Composants | Épaisseur (m) | Poids volumiques (KN /m$^3$) | Poids surfaciques (KN/m$^2$) | Référence |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Enduit en plâtre | 0.01 | 18 | 0.18x 2 | DTR B.C.2.2 C.2--Enduits |
| 2 | Enduit en ciment | 0.01 | 18 | 0.18x 2 | DTR B.C.2.2 C.2--Enduits |
| 3 | Brique creuse | 0.10 | 9 | 0.9 | DTR B.C.2.2 C.1-Maconnerie |
| 4 | Lame d'aire | 0.10 | - | - | - |
| | **G** (charges permanentes) | 2.52 KN/m$^2$ | | | |

### II .4.2.Murs intérieurs (simples cloisons) :

**Tableau II.6 : Charges du mur simple cloison.**

| N | Composants | Épaisseur (m) | Poids volumiques (KN /m$^3$) | Poids surfaciques (KN/m$^2$) | Référence |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Enduit en plâtre | 0.01 | 18 | 0.18 | DTR B.C.2.2 C.2--Enduits |
| 2 | Enduit en ciment | 0.01 | 18 | 0.18 | DTR B.C.2.2 C.2--Enduits |
| 3 | Brique creuse | 0.10 | 9 | 0.9 | DTR B.C.2.2 C.1-Maconnerie |
| | G (charges permanentes) | 1.62 KN/m2 | | | |

## II .5.Charges d'exploitation :

**Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation.**

| PLANCHER Niveau(m) | USAGE | Q (KN/m²) | Article |
|---|---|---|---|
| Terrase | Terrasse inaccessible | 1 | [Art7.3.3 DTR.B.C.2.2] |
| RDC+10 étages | BUREAU | 2.5 | [Art7.1 DTR.B.C.2.2] |
| Sous-sol | ARCHIVE | 6 | [Art7.2.2 DTR.B.C.2.2] |

## II .6.POUTRES :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$0.3\,h < b < 0.7h$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée maximale de la poutre.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du [Art 7.4.1 RPA99v2003] :

$$h \geq 30\ cm$$
$$b \geq 20\ cm$$
$$h/b \leq 4$$

**Tableau II.8 : pré dimensionnement des poutres.**

| Element | Poutre principale | Poutre secondaire | Poutre paliere |
|---|---|---|---|
| Longueur | L=5.20m | L=4.00 m | L=4.30m |
| Pré dimensionnement | $34.5 \leq h \leq 52$<br>h=40cm<br>$9 \leq b \leq 21$<br>b=30cm | $26.6 \leq h \leq 40$<br>h=35cm<br>$9 \leq b \leq 21$<br>b=30cm | $28.6 \leq h \leq 43$<br>h=35cm<br>$9 \leq b \leq 21$<br>b=30cm |
| Section choisir | 30cm x 40cm | 30cm x 35cm | 30cm x 35cm |
| Vérification RPA99v2003 | $h \geq 30$ ... ... cv<br>$b \geq 20$ ... ... cv<br>h/b=1.33...cv | $h \geq 30$ ... ... cv<br>$b \geq 20$ ... ... cv<br>h/b=1.16.....cv | $h \geq 30$ ... ... cv<br>$b \geq 20$ ... ... cv<br>h/b=1.16.....cv |
| Conclusion | 30cm x 40cm | 30cm x 35cm | 30cm x 35cm |

## II .7.LES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003]:

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b.) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3

30 cm x 30 cm : site de catégorie S4

On a le site S1 donc la section des longrines : ***30cm x35cm.***

## II .8.LES POTEAUX :

Les poteaux peuvent être de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, la forme carrée est la plus usuelle et la plus économique, car elle nécessite le minimum de coffrage et d'armatures transversales. Ils sont capables de résister aux différentes sollicitations.

Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par l'article **[7.4.1 RPA 99V2003]**.

Min (b, h) ≥ 30 cm (en zone III)

Min (b, h) ≥ $h_e$ / 20

1/4 ≤ b / h ≤ 4

Avec $h_e$ : hauteur libre de l'étage.

D'après **l'article B.8.4.1 de CBA93** L'effort normal ultime agissant $N_u$ d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ultime} \leq \alpha \left[ \frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$N_u$ : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$B_r$ : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires .....B r = (b - 2) (h – 2) $cm^2$

$\gamma_b$: Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b$ = 1,5 situation durable ou transitoire.

$\gamma_b$ =1,15 situation accidentelle.

$\gamma_s$: Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$\gamma_s$ = 1,15 situation durable ou transitoire

$\gamma_s$ = 1 situation accidentelle.

$\alpha$: Coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

$\lambda = \frac{L_f}{i}$ : L'élancement du poteau considéré

$L_f$=0.7 $L_0$ **:** C'est la longueur de flambement

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

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \qquad I = \frac{h.b^3}{12} \text{ (Poteau carré).}$$

B=bxh : aire total de la section du poteau

A : section d'acier minimale $A = \frac{B}{1000}$

$fc_{28}$ : contrainte de compression du béton à 28 jours (en prend $fc_{28}$= 25 MPa)

$f_e$ : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend fe = 400 MPa)

## II .9.Décente des charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux.

**Tableau II.9 : calcul de l'effort N.**

| Niveau | (b) | (a) | $L_f$ (m) | i=b/(√12) m | λ | $f_{c28}$ Mpa | $B_r cm^2$ | α | $N_U$ kN |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 43.86 | 35 | 35 | 2.38 | 0.101 | 23.55 | 25 | 1089 | 0.779 | 1604.98 |
| 40.46 | 35 | 35 | 2.38 | 0.101 | 23.55 | 25 | 1089 | 0.779 | 1604.98 |
| 37.06 | 35 | 35 | 2.38 | 0.101 | 23.55 | 25 | 1089 | 0.779 | 1604.98 |
| 33.66 | 35 | 35 | 2.38 | 0.101 | 23.55 | 25 | 1089 | 0.779 | 1604.98 |
| 30.26 | 40 | 40 | 2.38 | 0.115 | 20.61 | 25 | 1444 | 0.795 | 2169.77 |
| 26.86 | 40 | 40 | 2.38 | 0.115 | 20.61 | 25 | 1444 | 0.795 | 2169.77 |
| 23.46 | 40 | 40 | 2.38 | 0.115 | 20.61 | 25 | 1444 | 0.795 | 2169.77 |
| 20.06 | 45 | 45 | 2.38 | 0.130 | 18.32 | 25 | 1849 | 0.806 | 2816.00 |
| 16.66 | 45 | 45 | 2.38 | 0.130 | 18.32 | 25 | 1849 | 0.806 | 2816.00 |
| 13.26 | 45 | 45 | 2.38 | 0.130 | 18.32 | 25 | 1849 | 0.806 | 2816.00 |
| 9.86 | 50 | 50 | 2.38 | 0.144 | 16.48 | 25 | 2304 | 0.814 | 3543.29 |
| 6.46 | 50 | 50 | 2.38 | 0.144 | 16.48 | 25 | 2304 | 0.814 | 3543.29 |
| 3.06 | 50 | 50 | 2.14 | 0.144 | 14.84 | 25 | 2304 | 0.820 | 3572.13 |

### II .9.1.Choix du poteau le plus sollicité :

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est :

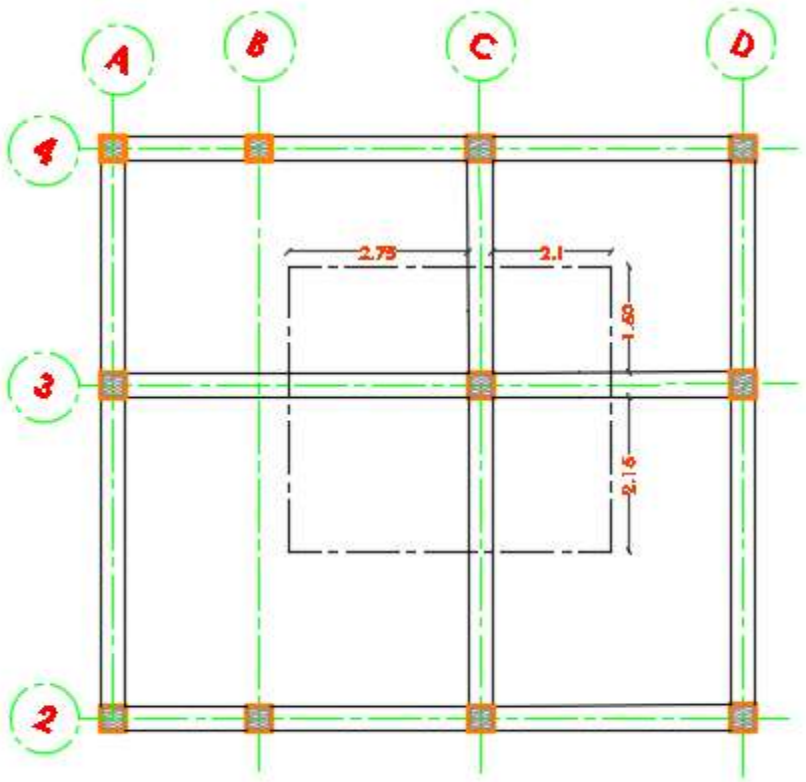



**Figure II.2 : surface de plancher supportée par le poteau plus sollicité**

On a :

La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité :

$S_t$=20.34 m²

La surface du plancher seulement reprise par le poteau le plus sollicité :

$S_P$=17.69 m²

Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

Détermination des charges permanente :

$G_{\text{plancher t ou c}}$ = poids de plancher terrasse x $S_{\text{plancher t ou c}}$

$G_{\text{(poutres principales ou secondaires)}}$ =b x h x L x poids volumique du béton armé

$G_{\text{(poteau)}}$= b x h x he x poids volumique du béton armé

Poids volumique du béton armé =25 KN/m

Tout les ETAGES : $G_1 = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

RDC : $G_0 = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

S/Sol : $G_s = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

**Tableau II.10 : Détermination des charges permanentes.**

| NIV | h (m) | p.LANCHER (KN) | G p.p (KN) | G p.s (KN) | G pot (KN) | G niv (KN) | G cumlée (KN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 43.86 | 1.70 | 113.21 | 14.55 | 9.56 | 10.41 | 143.73 | 147.73 |
| 40.46 | 3.40 | 105.43 | 14.55 | 9.56 | 10.41 | 139.95 | 287.68 |
| 37.06 | 3.40 | 105.43 | 14.55 | 9.56 | 10.41 | 139.95 | 427.63 |
| 33.66 | 3.40 | 105.43 | 14.55 | 9.56 | 10.41 | 139.95 | 567.59 |
| 30.26 | 3.40 | 105.43 | 14.55 | 9.56 | 13.60 | 143.14 | 710.73 |
| 26.86 | 3.40 | 105.43 | 14.55 | 9.56 | 13.60 | 143.14 | 853.87 |
| 23.46 | 3.40 | 105.43 | 14.55 | 9.56 | 13.60 | 143.14 | 997.01 |
| 20.06 | 3.40 | 105.43 | 14.55 | 9.56 | 17.21 | 146.75 | 1143.76 |
| 16.66 | 3.40 | 105.43 | 14.55 | 9.56 | 17.21 | 146.75 | 1290.51 |
| 13.26 | 3.40 | 105.43 | 14.55 | 9.56 | 17.21 | 146.75 | 1437.26 |
| 9.86 | 3.40 | 105.43 | 14.55 | 9.56 | 21.25 | 150.79 | 1588.05 |
| 6.46 | 3.40 | 105.43 | 14.55 | 9.56 | 21.25 | 150.79 | 1738.84 |
| 3.06 | 3.06 | 105.43 | 14.55 | 9.56 | 19.12 | 148.66 | 1887.51 |

### II .9.2.Surcharge d'exploitation :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

$\left(Le\ coefficient\ \frac{3+n}{2n}\ etant\ valable\ pour\ que\ n \geq 5\right)$.

Cette équation est donnée par [**ART.6.3 DTR BC.2.2]**

Avec :

*Q* : Charge d'exploitation.

*n*: Nombre d'étage.

$Q_0$: La structure d'exploitation sur la terrasse.

$Q1$ , $Q2$ ,……, $Q_n$: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

**Tableau II.10 : Détermination des charges permanentes.**

| NIV | Q (kN/m²) | Surface (cm²) | Q (kN) | $\frac{3+n}{2n}$ | $Q_{cum}$ (kN/m²) |
|---|---|---|---|---|---|
| 43.86 | 2.5 | | 20.34 | - | 20.34 |
| 40.46 | 2.5 | | 50.85 | 1 | 71.19 |
| 37.06 | 2.5 | | 50.85 | 0.95 | 78.30 |
| 33.66 | 2.5 | | 50.85 | 0.9 | 102.71 |
| 30.26 | 2.5 | | 50.85 | 0.85 | 124.07 |
| 26.86 | 2.5 | 20.34 | 50.85 | 0.8 | 142.38 |
| 23.46 | 2.5 | | 50.85 | 0.75 | 157.63 |
| 20.06 | 2.5 | | 50.85 | 0.714 | 172.07 |
| 16.66 | 2.5 | | 50.85 | 0.69 | 188.75 |
| 13.26 | 2.5 | | 50.85 | 0.67 | 204.214 |
| 9.86 | 2.5 | | 50.85 | 0.65 | 218.65 |
| 6.46 | 2.5 | | 50.85 | 0.63 | 235.13 |
| 3.06 | 6 | | 122.04 | 0.625 | 249.16 |

## II .9.3.Détermination de l'effort normal ultime :

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

$N_{ultime}=1.35G+1.5Q$

Nu= Nu+ 10% Nu =1.1N

**Tableau II.12 : Détermination de l'effort normal ultime.**

| NIV | $G_{cumulée}$ (kN) | $Q_{cumulée}$ (kN) | Nu (kN) | 1.1Nu (kN) | $\overline{Nu}$ (kN) | $1.11N \leq \overline{Nu}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 43.86 | 147.73 | 20.34 | 229.94 | 252.94 | 1604.98 | vérifiée |
| 40.46 | 287.68 | 50.85 | 464.65 | 511.11 | 1604.98 | vérifiée |
| 37.06 | 427.63 | 78.30 | 694.77 | 764.25 | 1604.98 | vérifiée |
| 33.66 | 567.59 | 102.71 | 920.32 | 1012.35 | 1604.98 | vérifiée |
| 30.26 | 710.73 | 124.07 | 1145.59 | 1260.15 | 2169.77 | vérifiée |
| 26.86 | 853.87 | 142.38 | 1366.29 | 1502.92 | 2169.77 | vérifiée |
| 23.46 | 997.01 | 157.63 | 1582.41 | 1740.65 | 2169.77 | vérifiée |
| 20.06 | 1143.76 | 172.07 | 1802.19 | 1982.41 | 2816.00 | vérifiée |
| 16.66 | 1290.51 | 188.75 | 2025.32 | 2227.86 | 2816.00 | vérifiée |
| 13.26 | 1437.26 | 204.214 | 2246.63 | 2471.29 | 2816.00 | vérifiée |
| 9.86 | 1588.05 | 218.65 | 2471.86 | 2719.04 | 3543.29 | vérifiée |
| 6.46 | 1738.84 | 235.00 | 2700.14 | 2970.15 | 3543.29 | vérifiée |
| 3.06 | 1887.51 | 249.16 | 2921.88 | 3214.07 | 3543.29 | vérifiée |

- Toutes les valeurs de 1.1Nu sont inferieur aux valeurs de Nu

## II .10.Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1] :

L'article exige pour une structure située en zone III que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

**Tableau II.13 : Vérification conditions RPA99v2003.**

| Dimension | Min ($b_1$,$h_1$) ≥30cm | Min ($b_1$,$h_1$) ≥ he/20 | 1/4 < b/h < 4 | Vérification |
|---|---|---|---|---|
| 50x50 | Min (50,50) ≥30cm | Min (50,50) ≥13.5cm<br>Min (50,50) ≥15.2 cm | 1/4 < 1 < 4 | Vérifiée |
| 45x45 | Min (45,45) ≥30cm | Min (45,45) ≥15.2cm<br>Min (45,45) ≥15.2cm | 1/4 < 1 < 4 | Vérifiée |
| 40x40 | Min (40,40) ≥30cm | Min (40,40) ≥15.2cm | 1/4 < 1 < 4 | Vérifiée |
| 35x35 | Min (35,35) ≥30cm | Min (35,35) ≥15.2cm | 1/4 < 1 < 4 | Vérifiée |

## II .11.Vérification aux zones nodales [art7.5.1. rpa99v2003] :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$
- $d \leq Max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$

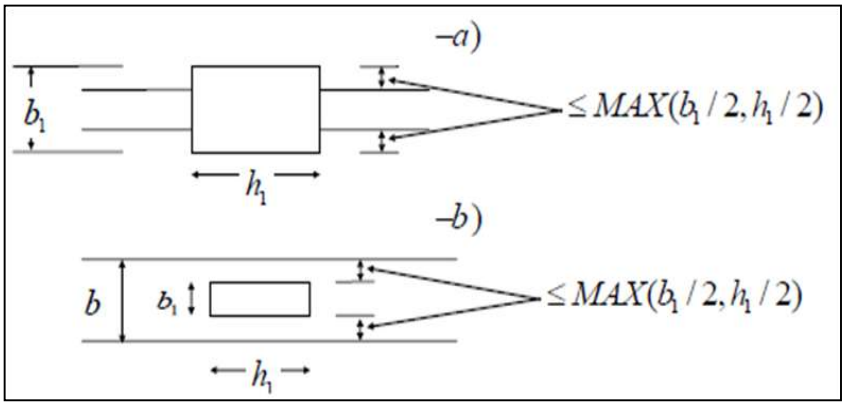



**Figure II.3: Zones nodales**

**Tableau II.14 : Vérification aux zones nodales.**

| Etage | $b_{max}$ (cm) | $h_1$ (cm) | $b_1$ (cm) | $b_{max} \leq 1,5h_1+b_1$ | d (cm) | Max (b1/2;h1/2) | d ≤ Max (b1/2;h1/2) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 11 | 30 | 35 | 35 | Vérifiée | 0 | 15 | Vérifiée |
| 8+9+10 | 30 | 35 | 35 | Vérifiée | 2.5 | 17.5 | Vérifiée |
| 5+6+7 | 30 | 40 | 40 | Vérifiée | 5 | 20 | Vérifiée |
| 2+3+4 | 30 | 45 | 45 | Vérifiée | 7.5 | 22.5 | Vérifiée |
| S/Sol et RDC+1 | 30 | 50 | 50 | Vérifiée | 10 | 25 | Vérifiée |

## II .12.LES VOILES :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiés à l'article **[ART.7.7.1 RPA 99V2003]** :

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

**Tableau II.15 : Calculer les épaisseurs des voiles.**

| LES ETAGES | he=ht-hpp (cm) | $e \geq \frac{h_e}{25} cm$ | $e \geq \frac{h_e}{22} cm$ | $e \geq \frac{h_e}{20} cm$ | e choisi (cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| SOUS SOL | 266 | 10.64 | 12.09 | 13.3 | 15 |
| RDC a 11 | 300 | 12 | 13.64 | 15 | 15 |

## III.1. L'ACROTERE :

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle de protéger l'étanchéité, empêcher les eaux de ruissellement de s'introduire derrière les relevés d'étanchéité, protéger les enduit et revêtements des façades.

### III.1.1. Principe de calcul :

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

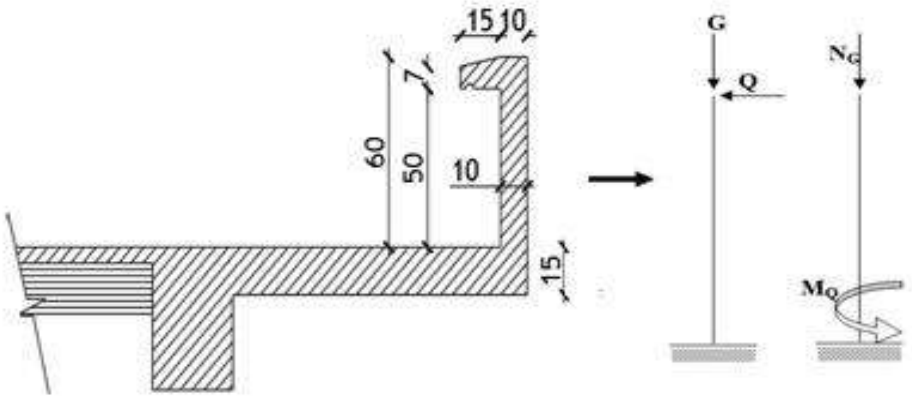



**Figure III.1.** Acrotère (dimensions et charges exercées)

### III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

**Tableau III.1.** Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère

| | |
|---|---|
| **Charges permanentes** | G=1.87 kN/ml |
| **Charges d'exploitation** | Q=1 kN/ml |

### III.1.3. Détermination des efforts :

**Tableau III.2.** Les efforts exercés sur l'acrotère

| | ELU | ELS |
|---|---|---|
| **Effort normal** | $N_u = 1.35G = 2.53\ kN$ | $N_u = G = 1.87\ kN$ |
| **Moment d'encastrement** | $M_u = 1.5\ Q.h = 0.9\ kN.m$ | $M_{ser} = Q.h = 0.6\ kN.m$ |
| **Effort tranchant** | $T_u = 1.5\ Q = 1.5\ kN$ | / |

### III.1.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100×10) cm² soumise à flexion composée avec une fissuration préjudiciable On a :

Les résultats de ferraillage sont obtenus à partir de logiciel **ROBOT EXPERT 2010**

. **Tableau III.3 :** La section d'armatures.

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $f_{c28}$= 25Mpa | $f_{tj}$=2.1Mpa | Fe=400Mpa | $\sigma_{badm}$= 14.16 Mpa | $\sigma_{adm}$= 348 Mpa |
| $A_{calcule}$=4.4cm² | $A_{choisie}$=7HA10 = 5.50 cm² | | | St= 15 cm |
| $A_{rep}$=1.375 cm² | $A_{rep\ choisie}$= 4HA8 = 2.01cm² | | | St= 15 cm |

### III.1.5.La vérification des contraintes à l'ELS

**Tableau .III.4 :** Vérification des contraintes .

| Vérification des contraintes a L'ELS | | | | Vérification au cisaillement | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\sigma_b$=0.34Mpa | $\sigma_{badm}$=15Mpa | vérifiée | | τ=0.02 Mpa | τadm=2.5Mpa | vérifiée |
| σs=2.16Mpa | σs'=2.64Mpa | $\sigma_{adm}$=201.6Mpa | vérifiée | | | |

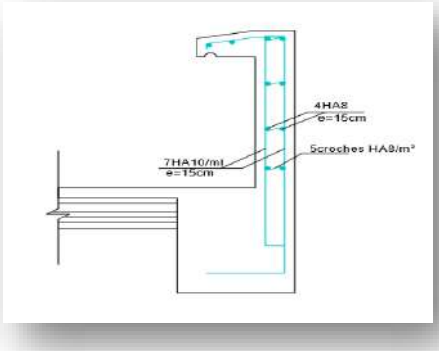



**Figure III.2.** Ferraillage de l'acrotère

## III.2. PLANCHER A CORPS CREUX :

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

### III.2.1. La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

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

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

$$A_t \geq 0.02\, L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).

$F_e$ : nuance de l'acier FeE520 ($F_e = 520$).

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage de 20cm x 25 m

$A_{t1}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a: $L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02\, L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{520} = 0.46cm^2/ml$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25cm^2/ml$$

$$On\ choisira : A_{t1} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.98cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 20cm.$$

$$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0.78cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 25cm.$$

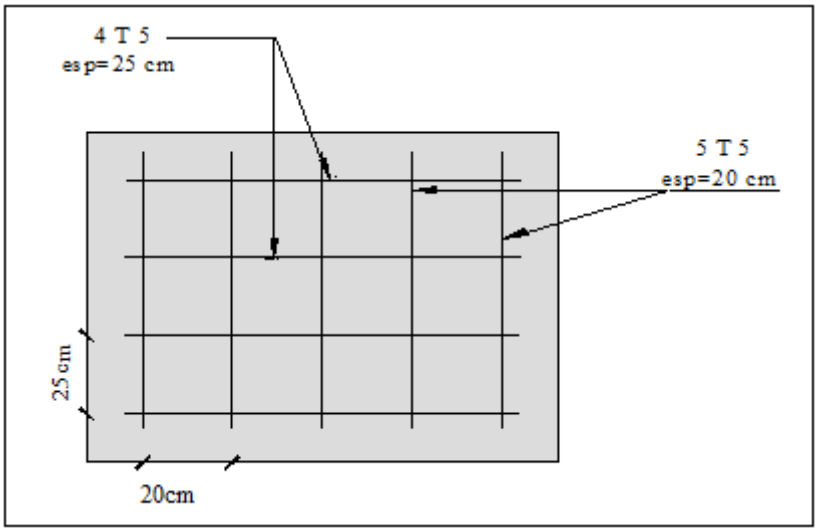



**Figure.III.3 :** Disposition des armatures de la dalle de compression.

### III.2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage
- Après coulage

#### III.2.2.1. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux 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.

**a)Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage :**

$$G = [(0.04 * 0.12) * 25] - [0.6 * 1] = 0.72 kN/ml$$

$Q = Max[1kN\,;0.5L = 3.00] = 2.15\ kN$

**b)Vérification de la flèche :**

$$f_{max} < \bar{f} \quad avec : \bar{f} = \begin{cases} \dfrac{L(cm)}{500} & si\ L \leq 5m \\ \dfrac{0.5 + L}{1000} & si\ L > 5m \end{cases}$$

$$On\ a : \quad L = 4.30\ m < 5m \ \Rightarrow \ f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EvI} + \frac{QL^3}{48EvI} = \frac{5 * 0.72 * 4300^4}{348 * 10818.86 * 6.4 * 10^5} + \frac{3000 * 4300^3}{48 * 10818.86 * 6.4 * 10^5}$$

$$f_{max} = 97.72\ cm$$

$$f_{max} = 97.72\ cm\ \leq \bar{f} = 0.86\ cm \qquad (C.N.V)$$

**Tableau III.5** Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage**.**

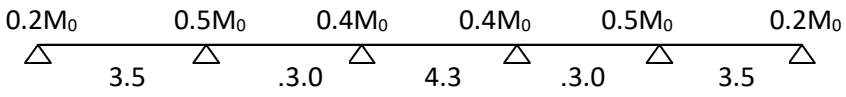
| $N_{bre}$ d'étaiements | Longueur de travée | G(kN/m) | Q(kN) | f(mm) $f_G+f_Q$ | $\overline{f}$(mm) | $f \leq \overline{f}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 4.30 | 0.72 | 2.15 | 97.7 | 8.6 | Non vérifiée |
| 1 | 2.15 | 0.72 | 1.07 | 61.07 | 4.3 | Non vérifiée |
| 2 | 1.43 | 0.72 | 1 | 14.57 | 2.86 | Non vérifiée |
| 3 | 1.07 | 0.72 | 1 | 5.54 | 2.15 | Non vérifiée |
| 4 | 0.86 | 0.72 | 1 | 2.65 | 1.72 | Non vérifiée |
| 5 | 0.43 | 0.72 | 1 | 0.28 | 0.86 | vérifiée |

**III.2.2.2.Après coulage :**

L'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. dans notre bâtiment, on doit calculer deux types de poutres continues qui sont :

- Poutrelle à 5 travées
- Poutrelle à 3 travées
- Le calcul de Moment se fera soit par le Sab2000, La méthode des éléments finis.

**Type**



### a) LES ETAGES CAURANT:

$$G = 6.36\ kN/ml \quad , \ Q = 2.5\ kN/ml$$

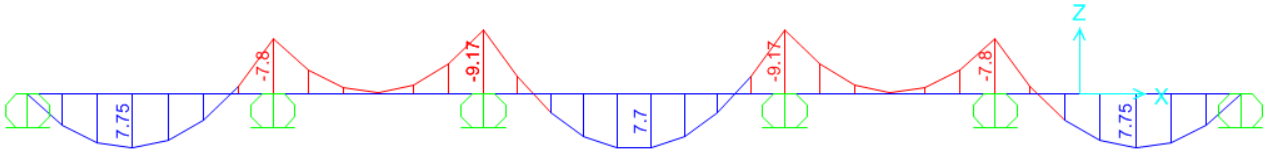



**Figure.III.4** Diagramme des moments l'ELU de la poutrelle

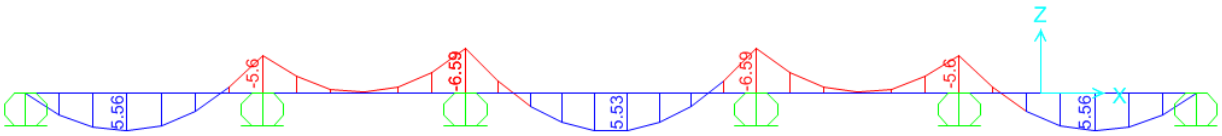



**Figure.III.5** Diagramme des moments l'ELS de la poutrelle

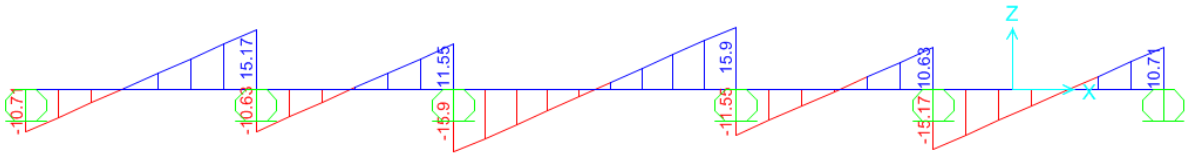



**Figure.III.6** Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU de la poutrelle

M travée = 0.8M0 = 0.8x7.75 = 6.2 KN.m

M appuis = -0.2xMo = -0.2x7.42= -1.55 KN.m

**Tableau III.6** Sollicitation a l'ELU de la poutrelle

| **Travée** | **AB** | | **BC** | | **CD** | | **DE** | | **EF** | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\mathbf{M_t\ (kN.m)}$ | 6.2 | | 0 | | 7.7 | | 0 | | 6.2 | |
| $\mathbf{M_a\ (kN.m)}$ | $\mathbf{M_A}$ | $\mathbf{M_B}$ | $\mathbf{M_B}$ | $\mathbf{M_C}$ | $\mathbf{M_C}$ | $\mathbf{M_D}$ | $\mathbf{M_D}$ | $\mathbf{M_E}$ | $\mathbf{M_E}$ | $\mathbf{M_F}$ |
| $\mathbf{M_a\ (kN.m)}$ | −1.55 | −7.80 | −7.80 | −9.17 | −9.17 | −9.17 | −9.17 | −7.80 | −7.80 | −1.55 |
| **T (kN)** | $\mathbf{T_w}$ | $\mathbf{T_e}$ | $\mathbf{T_w}$ | $\mathbf{T_e}$ | $\mathbf{T_w}$ | $\mathbf{T_e}$ | −1.924 | −1.924 | −1.924 | −1.924 |
| **T (kN)** | -10.71 | 15.17 | -10.63 | 11.55 | -15.90 | 15.90 | −11.55 | 10.63 | −15.17 | 10.71 |

**Tableau III.7** Sollicitation a l'ELS de la poutrelle

| *Travée* | *AB* | | *BC* | | *CD* | | *DE* | | *EF* | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $M_t\ (kN.m)$ | 4.44 | | 0 | | 5.53 | | 0 | | 4.44 | |
| $M_a\ (kN.m)$ | $M_A$ | $M_B$ | $M_B$ | $M_C$ | $M_C$ | $M_D$ | $M_D$ | $M_E$ | $M_E$ | $M_F$ |
| $M_a\ (kN.m)$ | −1.06 | −5.60 | −5.60 | −6.59 | −6.59 | −6.59 | −6.59 | −5.60 | −5.60 | −1.06 |

**Tableau III.8** La section d'armature calculées et choisies

| Poutrelles | $M_{t\,max}$ (kN.m) | $M_{a\,max}$ (kN.m) | $A_1$ ($cm^2$) | $A_2$ ($cm^2$) | $A_{ch1}$ ($cm^2$) | $A_{ch2}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Type 1** | 7.70 | -9.17 | 1.2 | 1.9 | 2HA10 =1.57 | 1HA10+2HA12= 3.05 |

**Tableau III.9** Vérification des contrainte a l'ELS

| Poutrelles | Sollicitation à l'ELS | | Contraintes | | Contraintes admissible | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_t$ | $M_a$ | $\sigma_{b\ travée}$ | $\sigma_{b\ appui}$ | $\overline{\sigma_b}$ | |
| **Type 1** | 5.53 | -6.59 | 3.3 | 8.30 | 15 | CV |

### III.2.2.2.1Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

**Tableau III.10** Vérification des contraintes de cisaillement

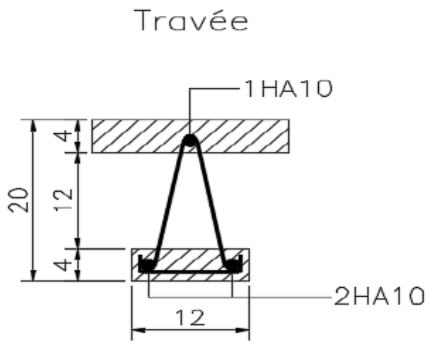
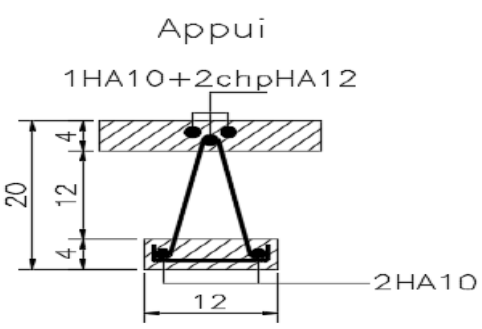
| Poutrelles | $T_u$(kN) | $\tau_u$(MPa) | $\overline{\tau_u}$(MPa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|
| **Type 1** | 15.90 | 0.73 | 3.33 | CV |

### III.2.2.2.2.Vérification de la flèche :

**Tableau III.11**Vérification de la flèche de la poutrelle

| Poutrelles | F | Fadm | vérification |
|---|---|---|---|
| **Type 1** | 4.3 | 8.6 | CV |

**Tableau III.17** ferraillages des poutrelles.

| Le ferraillage | Travée | Appuis |
|---|---|---|
| **Les étages courant** |  |  |

## III.3. LES ESCALIERS :

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

### III.3.2. Dimensionnement :

Dans notre bloc, on a un seul type d'escalier (droit à deux volées), avec un palier intermédiaire.

Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure ci-dessous :

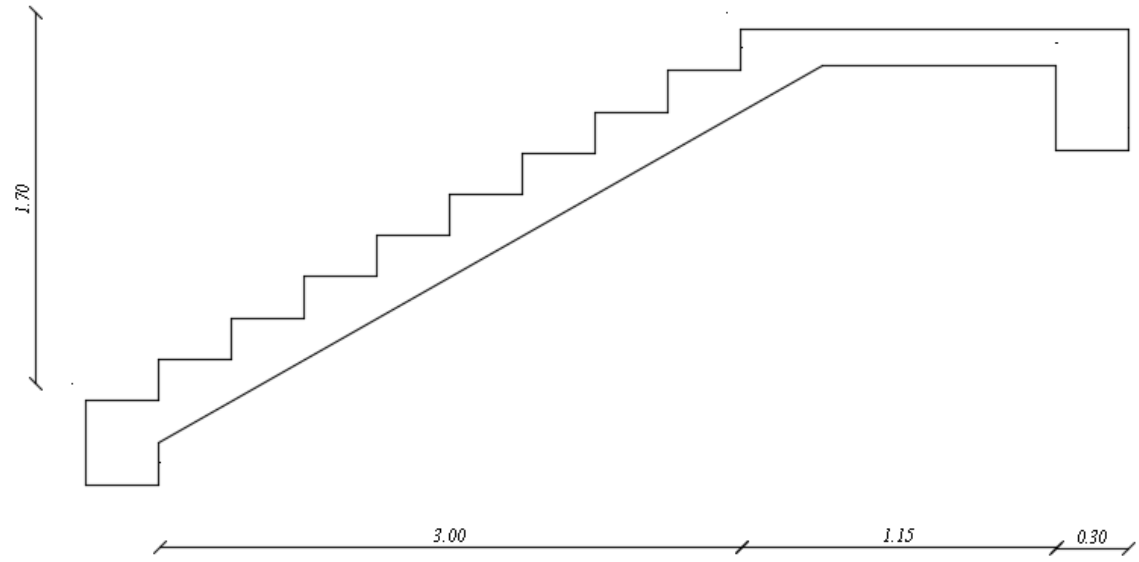



**Figure III.10** Schéma statique d'une volée d'escalier

### Calcul d'épaisseur de la paillasse :

**Tableau III.18 :** Dimensions de l'escalier

| $L_{max}$ (cm) | n contre marche | n-1marche | h (cm) | g (cm) | $e_p$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| 4.34 | 10 | 9 | 17 | 30 | 17 |

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \quad 12.4cm \leq e \leq 14.46cm$$

- **L'inclinaison de la paillasse *:***

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{300} = \frac{17}{30} = 0.566 \alpha = \tan^{-1} 0.566 = 29.50°.$$

On prendra : e=17cm

### III.3.3. Evaluation des charges et surcharges :

#### III.3.3.1. Charges permanentes :

**Tableau III. 19** Charge permanente de la paillasse

| *N°* | *Composants* | *Epaisseur (m)* | *Poids volumique (kN/m3)* | *Poids surfacique (kN/m2)* | *Article de référence* |
|---|---|---|---|---|---|
| *1* | ***Carrelage*** | 0.02 | 20 | 0.40 | Art.C.4 |
| *2* | ***Mortier de pose*** | 0.02 | 20 | 0.40 | Art.C.2 |
| *3* | ***Lit de sable*** | 0.02 | 17 | 0.54 | Annexe VI. A |
| *4* | ***Poids propre de la marche*** | 0.17/2 | 25 | 2.13 | Art. B |
| *5* | ***Poids propre de la paillasse*** | 0.17/cosx | 25 | 4.88 | Art. B |
| *6* | ***Enduit en ciment*** | 0.02 | 18 | 0.36 | Art.C.2 |
| *TOTAL* | | | | 8.71 | |

**Tableau III.20** Charge permanente du palier de repos

| *N°* | *Composants* | *Epaisseur (m)* | *Poids volumique (kN/m3)* | *Poids surfacique (kN/m2)* | *Article de référence* |
|---|---|---|---|---|---|
| *1* | ***Carrelage*** | 0.02 | 20 | 0.40 | Art.C.4 |
| *2* | ***Mortier de pose*** | 0.03 | 18 | 0.54 | Art.C.2 |
| *3* | ***Lit de sable*** | 0.02 | 20 | 0.40 | Annexe VI. A |
| *4* | ***Poids propre du palier*** | 0.17 | 25 | 4.25 | Art. B |
| *5* | ***Enduit en ciment*** | 0.02 | 20 | 0.36 | Art. C |
| *TOTAL* | | | | 5.95 | |

#### III.3.3.2 Charges d'exploitation :

- Pour le palier de repos et la paillasse : $Q=2.5\ kN/m2$

**N.B :** Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur.

### III.3.4. Détermination des sollicitations :

$\boldsymbol{ELU}$ : $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

$\boldsymbol{ELS}$ : $P_{ser} = G + Q$

**Tableau III.21** Combinaisons des charges dans l'escalier

| | G(kN/ml) | Q(kN/ml) | $P_u$(kN/ml) | $P_{ser}$(kN/ml) |
|---|---|---|---|---|
| **Paillasse** | 8.71 | 2.5 | 15.50 | 11.21 |
| **Palier** | 5.95 | 2.5 | 11.78 | 8.45 |

### III.3.5. Détermination des efforts :

**Tableau III.22** Sollicitation dans l'escalier

| Sollicitations | $M_t$(kN.m) | $M_a$(kN.m) | T(kN) |
|---|---|---|---|
| **ELU** | 29.98 | 17.64 | 33.07 |
| **ELS** | 21.64 | 12.73 | 23.89 |

### III.3.6. Ferraillage :

#### III.3.6.1. Armatures longitudinales :

Le calcul de ferraillage se fera par la méthode forfaitaire pour une bonde de 1m.

**Tableau III.23** Section d'armatures longitudinales dans l'escalier

| | $M_{max}$ (kN.m) | $A_{calculée}$($cm^2$) | | $A_{choisie}$($cm^2$) | | $S_t$(cm) | $\overline{S_t}$(cm) | $S_t \leq \overline{S_t}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $A_{S1}$ | $A_{S2}$ | $A_{S1}$ | $A_{S2}$ | | | |
| ***Travée*** | 29.98 | 6.27 | 0 | 7HA12=7.92 | 0 | 15 | 33 | CV |
| ***Appuis*** | 17.64 | 0 | 3.60 | 0 | 7HA12=7.92 | 15 | 33 | CV |

**Condition de non fragilité :**

On vérifie : $A \geq A_{min} = 0.10\% * b * h$ , Avec : $A_{min} = 1.5$.

**Tableau III.24** Vérification de la section d'armatures

| | $A(cm^2)$ | $A_{min}(cm^2)$ | $A \leq A_{min}$ |
|---|---|---|---|
| **Travée** | 7.92 | 1.5 | CV |
| **Appuis** | 7.92 | 1.5 | CV |

### III.3.6.2. Armatures de répartition :

**Tableau III.25** Section d'armatures de répartition dans l'escalier

| | $A_{rép} = A/4\ (cm^2)$ | $A_{adoptée}(cm^2)$ | $S_t(cm)$ | $\overline{S_t}(cm)$ | $S_t \leq \overline{S_t}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| **En travée** | 1.98 | 7HA8=3.52 | 15 | 45 | CV |
| **En appuis** | 1.98 | 7HA8=3.52 | 15 | 45 | CV |

### III.3.7. Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6x25 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 15MPa$$

**Tableau III.26** Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS

| | A ($cm^2$) | Mser (kN .m) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\sigma_{s'}$ (MPa) | $\overline{\sigma_s}$ (MPa) | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) | verification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **En travée** | 7.92 | 21.64 | 6.53 | 126.41 | 00 | 201.63 | 15 | CV |
| **En appuis** | 7.92 | 12.73 | 5.25 | 00 | 14.53 | 201.63 | 15 | CV |

### III.3.8. Vérification de l'effort tranchant :

**Tableau III.27** Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier

| Section(cm) | T(kN) | $\tau(MPa)$ | $\overline{\tau}(MPa)$ | $\tau \leq \overline{\tau}$ |
|---|---|---|---|---|
| **100X17** | 33.07 | 0.23 | 1.16 | CV |

### III.3.9.Vérification de la flèche :

- **Condition de la flèche :**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.15}{4.05} = 0.037 < \frac{1}{10} \times \frac{17.58}{21.79} = 0.081$$ **Condition non Vérifiée**

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \quad \Rightarrow \quad \frac{7.92}{100 \times 12.5} = 0.0063 > \frac{4.2}{400} = 0.001$$ **Condition non Vérifiée**

**Tableau III.28** Vérification de la flèche de l'escalier

| Escalier | F | Fadm | vérification |
|---|---|---|---|
| **Type** | 6.6 | 8.6 | CV |

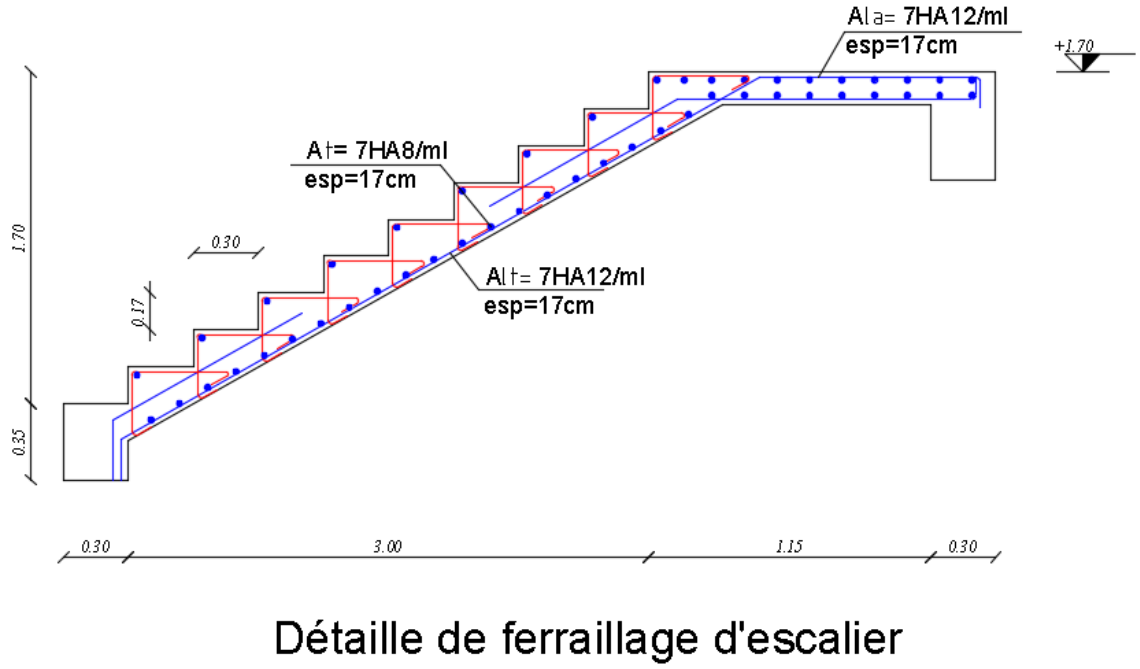



**Figure III.11 :** ferraillage escalier

### III.3.10.Poutre palière:

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en ***flexion Simple.*** Elle a une section (b×h) avec longueur de **4.30m**.

### III.3.10.1. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre *:* Pp=0.3×0.35×25 = 2.625kN/ml

Les réactions d'appuis *:*

$$\begin{cases} R(ELU) = 30.95KN \\ R(ELS) = 22.06KN \end{cases}$$ ***Donc :***

$$\begin{cases} P_U = \frac{(Ra \times Rb)}{L} + 1.35\ pp = \frac{(30.95 \times 2)}{4.3} + (1.35 \times\ 2.625) =\ 40.07KN \\ P_{Ser} = \frac{(Ra \times Rb)}{L} +\ pp = \frac{(22.06 \times 2)}{4.3} +\ 2.625 = 28.81KN \end{cases}$$

### III.3.10.2.calcul des efforts

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

La méthode R.D.M donne **:**

**Tableau III.29.** Les résultats des efforts.

| / | $\mathbf{R_a}$ (KN) | $\mathbf{M_a}$(KN.m) | $\mathbf{M_t}$(KN.m) |
|---|---|---|---|
| | $\mathbf{R_a = R_b = \frac{P_U \times L}{2}}$ | $\mathbf{M_a = M_b = 0.5Mo}$ | $\mathbf{M_{t\ max} = 0.85Mo}$ |
| **ELU** | 86.15 | 30.87 | 26.23 |
| **ELS** | 61.94 | 22.19 | 18.86 |

- **Ferraillage de la poutre palière ( Flexion Simple)**

**Al' ELU :**

**Tableau III.30.** Les résultats du ferraillage de la poutre palière.

| | M (KN.m) | $\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$ | $\beta$ | Acal (cm²/ml) $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$ | Achoisir (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|
| **En travée** | 26.23 | 0.081 | 0.958 | 2.4 | **3HA12=3.39** |
| **Eux appuis** | 30.87 | 0.096 | 0.949 | 2.8 | **3HA12=3.39** |

- **Vérification des contraintes :**

**Al' ELS :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

**Tableau III.31.** Vérification des contraintes de la poutre palière.

| / | Mser (KN.m) | Achoisr ($cm^2$) | σb ( MPA) | $\overline{\sigma b}$ ( MPA) | Obs | σs ( MPA) | σs′ ( MPA) | $\overline{\sigma s}$ ( MPA) | Obs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **En travée** | 18.86 | 3.39 | 5.1 | 15 | **C.V** | 165.93 | 0 | **201.63** | **C.V** |
| **En appuis** | 22.19 | 3.39 | 6 | 15 | **C.V** | 17.11 | 17.11 | **201.63** | **C.V** |

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

$V_u$= 81.15 KN

$$\tau = \frac{Vu}{b.d} = \frac{81.15x10^3}{300x325} = 0.83MPA$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times fc28}{\gamma b}; 4MPA\right) = \min\left(\frac{0.15x\ 25}{1.5} = 2.5;\ 5MPA\right) = 2.5$$ **Fissuration peu nuisible**

$$\tau = 0.83\ MPA \leq \bar{\tau} = 2.5\ MPA$$ **Vérifiée**

- **Les armatures transversalles :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right)$$

$\emptyset_t \leq (10; 12; 30)mm$ …..$\emptyset_t \leq 10mm$ On prendre $\emptyset_t = 8$ mm

**At**=$\frac{\pi \times \emptyset 2}{4}$=$\frac{\pi \times 0.8 * 0.8}{4}$=0.5$cm^2$

Avec: nt **=4At** = 2 $cm^2$Donc on adopter: At =4HA8 = 2.01 $cm^2$

- **L'espacement St :**

Zone nodale :$\overline{St}$≤min $[\frac{h}{4} = \frac{35}{4} = 8.75cm\ ; 12\emptyset t = 12 \times 0.8 = 9.6cm\ ] = 8.75cm$

Zone courant :$\overline{St}$=min [0.9d=29.25cm ; 40cm] =29.25cm

- **On adopter les valeurs suivantes :**

Zone nodale : St=10cm ≤ $\overline{St}$=10cm……..CV

Zone courant : St=15cm≤$\overline{St}$ =29.25cm…….CV

### Vérification de flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{35}{430} = 0.081 \geq \frac{Mt}{15M0} = \frac{1}{15} \times \frac{16.80}{19.77} = 0.056$$ **Condition Vérifiée**

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{fe} = \frac{3.39}{30 \times 32.5} = 0.0034 < \frac{4.2}{400} = 0.01$$ **Condition Vérifiée**

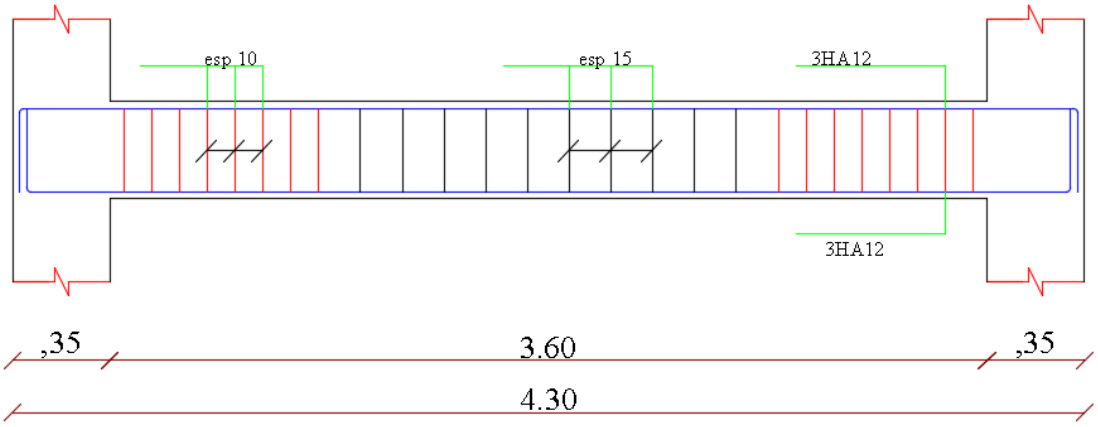



**Figure III.12.** Détail de ferraillage de poutre paliere.

## III.4.Les dalles pleines :

### III.4.1.Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inférieure aux autres dimensions, reposant sur 2, 3, ou 4 appuis avec ou sans continuité. On distingue dans notre structure deux types de dalle pleine de formes régulière reposant sur 3 ou 2 appuis avec des dimensions différentes.

### III.4.2Méthode 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.4.3.Principe de calcule :

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

#### a)travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale. $\boldsymbol{T_{ext} = q.\ S.\ f}$

Avec:

P : Charge totale

S: Surface de répartition de la charge

*f* : flèche du centre de gravité de S.

*f= f/3* : triangulaire.

*f= f/2* : rectangulaire.

### b)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.

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

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 :

Travail extérieur = Travail intérieur ($\sum T_{ext} = \sum T_{int}$).

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

Travail intérieur: en fonction du moment.

### III.4.4.Hypothèses du calcul :

Pour pouvoir déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calcules suivantes :

1) la ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation.
2) les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
3) la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
4) l'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).
5) on schématise :

- Un côté libre par trait continu.

- Un appui simple par un trait continu contenant des hachures.

- Un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures.

6) on appelle :

* Ligne de rupture (+) la fissure provoquée par un moment (+).

* Ligne de rupture (-) la fissure provoquée par un moment (-).

* La ligne de rupture (+) est schématisée par un trait continu de zigzag.

* La ligne de rupture (-) est schématisée par un trait discontinu

### III.4.5.Evaluation des sollicitations :

**Tableau III.27**Evaluations des sollicitations

| | G (KN/m$^2$) | Q (KN/m$^2$) | $q_u$ | $q_s$ |
|---|---|---|---|---|
| **Terrasse** | 7.22 | 1 | 11.25 | 8.22 |
| **E.C** | 6.91 | 2.5 | 13.08 | 9.41 |

On choisit la sollicitation la plus défavorable, celle des étages

courant commerce.

$q_u$ = 13.08 KN/m$^2$

$q_s$ = 9.41 KN/m$^2$

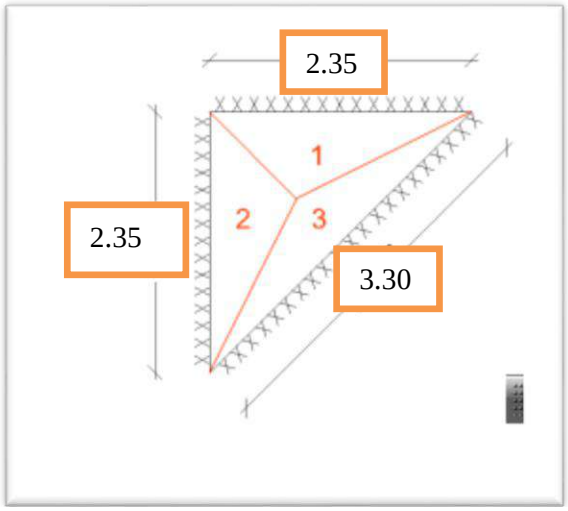



**Figure III.10** Dalle pleine triangulaire reposant sur 03 appuis

**a)Travail externe :**

$T_{ext} = T_1+T_2+T_3+T_4$

$T_{ext}= q\ f\ 0.91$

**b)Travail interne :**

$T_{int}= T_1+T_2+T_3+T_4$

$T_{int} = M\ f\ (2Lx/y+2Ly/x+1.5Ly/Lx-2x+1.5Lx/Ly-2y)$

### III.4.6.Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne $(\Sigma T_{ext\ i} = \Sigma T_{int\ i})$

$$q= \frac{M\ (2Lx/y+2Ly/x+1.5Ly/Lx-2x+1.5Lx/Ly-2y)}{0.91}$$

### III.4.7. Calcul des moments :

**Tableau III.28** Les efforts internes

| E.L.U | E.L.S |
|---|---|
| $q = M\ (\frac{\frac{4.7}{y}+\frac{4.7}{x}+\frac{3.52}{2.35-2x}+\frac{3.52}{2.35-2y}}{0.91})$ | $M_x = \mu_x\ P_s\ L^2{}_x$<br>$M_y = \mu_y M_x$ |
| $q_u = 13.08$ KN | $P_s = 9.41$ KN/m$^2$ |
| x = 0.73 m<br>y = 0.73 m | $\mu_x = 0.0441$<br>$\mu_y = 1$ |
| q = 13.08Mu<br><br>Mu=0.57 q | $M_x = 0.0441x\ 9.41x\ (2.34)^2 = 2.27$ KN.m<br><br>$M_y = 1\ x\ 2.27 = 2.27$KN.m |
| Mtx = Mty =0.57KN.m<br>Max = May = 0.5*0.57 = 0.29KN.m | $M_{tx} = 0.75\ x\ 2.27 = 1.70$.m<br>$M_{ty} = 0.75\ x\ 2.27 = 1.70$KN.m<br>$M_{ax} = M_{ay} = -\ 0.5\ x\ 2.27 = -1.13$.m<br>$M_{ax} = M_{ay} = -\ 0.5\ x\ 2.27 = -1.13$KN.m |

### III.4.8.Le calcul de ferraillage se fera Manuel:

**Tableau III.29** Les efforts internes

| | | M (KN.m) | μ | ß | A' ($cm^2$) | A ($cm^2$) | $A_{min}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **En Travée** | **X** | 0.57 | 0.002 | 0.999 | 0 | 0.013 | 1.5 |
| | **Y** | 0.57 | 0.002 | 0.999 | 0 | 0.013 | 1.5 |
| **En Appuis** | **X** | 0.57 | 0.002 | 0.999 | 0 | 0.013 | 1.5 |
| | **Y** | 0.57 | 0.002 | 0.999 | 0 | 0.013 | 1.5 |

### III.4.9.Vérification de l'Espacement :

$S_t \leq \bar{S}_t$ =Min {3h ; 33cm}=33cm. Soit : $S_t$=20cm.

### III.4.10.Vérification de l'ELS :

**Tableau III.30** Vérification de l'ELS.

| | | M (KN.m) | A ($cm^2$) | A' ($cm^2$) | Y (cm) | I ($cm^4$) | $\sigma_b$ (MPa) | $\overline{\sigma}_b$ | $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ | A choisi ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **En Travée** | **X** | 1.70 | 3.51 | 0 | 3.14 | 5644.62 | 0.95 | **15** | **CV** | 7HA8 = 3.51 |
| | **Y** | .70 | 3.51 | 0 | 3.14 | 5644.62 | 0.95 | | **CV** | 7HA8 = 3.51 |
| **En Appuis** | **X** | -1.13 | 3.51 | 0 | 3.14 | 5644.62 | 0.62 | **15** | **CV** | 7HA8 = 3.51 |
| | **Y** | -1.13 | 3.51 | 0 | 3.14 | 5644.62 | 0.62 | | **CV** | 7HA8 = 3.51 |

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

### III.4.11.Vérification de la contrainte du cisaillement :

**Tableau III.31**Vérification de contrainte de cisaillement

| | Suivant X |
|---|---|
| V(KN) | Vx= $\frac{P.L_x \cdot L_y}{2.L_y + L_x}$ = 10.2Kn |
| $\tau_u$ | 0.081 |
| $\overline{\tau_u}$ | $\overline{\tau_u}$ =0.07fcj /γb = 1.17MPa |
| $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ | CV |

### III.4.12. Vérification préliminaire de la flèche :

$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{2.34} = 0.064 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{\mathbf{0.570}}{20\ x\ 9.906} = 0.002$ ..... **CV**

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{3.51}{100\ x\ 12.5} = 0.002 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$..... **CV**

Les deux conditions sont vérifiées ; donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

# III.5.DALLE MACHINE :

## III.5.1. Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de la structure, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des effets de la machine par rapport à la dalle.

## III.5.2.Pré dimensionnement de la dalle :

On a deux condition à vérifiées :

- **Critère de résistance :**

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

Avec :$L_x$ : la plus petite portée de la dalle mesurée entre nus des appuis [$L_{max}$= 3.00m]

e : l'épaisseur de la dalle.

Alors :

$$\frac{300}{45} \leq e \leq \frac{300}{40} \quad \Rightarrow \quad 6.66 \leq e \leq 7.5$$

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

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit :

e ≥ 25cm , donc on prend e = 25 cm.

## III.5.3 Détermination des charges permanente et charges d'exploitation :

On a deux types d'ascenseurs (Monte malade, Personnes), on étudie la dalle de monte malade qui supporte deux machine.

- **Charges permanentes :**

**Tableau III.37 :** Poids de la machine**.**

| P(Kg) | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **P1** | **P2** | **P3** | **P4** | **P5** | **P6** | **P7** | **P8** | **P9** |
| 8400 | 3200 | 200 | 600 | 800 | 1250 | 700 | 1100 | 1000 |

**Poids de la machine supportée q =** $\frac{\Sigma \text{ Pi}}{S} = \frac{17250}{12.6}$ = 1370 kg/m² = 13.70 kN/m².

**Poids propre de la dalle =** 0,25x25 = 6,25 kN/m².

**G =** (13.70x2) +6,25 **= 33.71 kN/m².**

- **Charges exploitations :**

**Q = 1250 kg** (concentrée)

**Q =2,50kN/m²**(répartie)

**Tableau III.38 :** Détermination des charges**.**

| G(kN/m²) | Q(kN/m²) | $P_u$(kN/m²) | $P_{ser}$(kN/m²) |
|---|---|---|---|
| 33.7 | 2.5 | 49.25 | 36.2 |

### III.5.4 Détermination des sollicitations :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe E) pour la détermination des moments à l'ELU et la méthode forfaitaire (annexe)pour la détermination des moments à l'ELS.

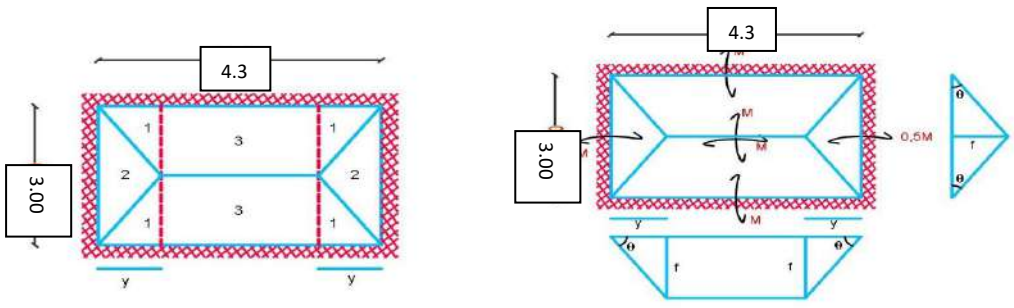



**Figure III.14:** Les encastrements et les dimensions de la dalle machine**.**

**Tableau III.39:** Sollicitations de la dalle machine**.**

| Cas | M (kN.m) | | Mt (kN.m) | Max (kN.m) | May (kN.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| **ELU** | 0.35 x Pu | 17.07 | 14.50 | -8.53 | -8.53 |

Avec : $M_{Travée}$= 0.85M, $M_{Appui}$= -0,5 M ;

### III.5.5 Calcul de ferraillage à L'ELU :

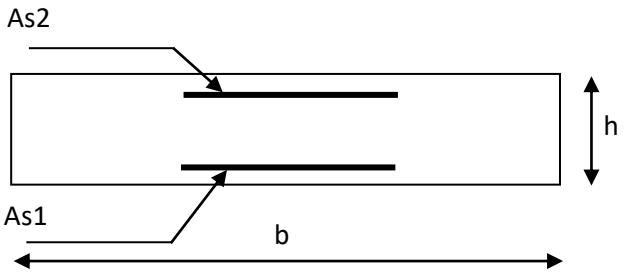



**Figure III.15 :** section de calcul.

**Tableau III.40 :** Ferraillage à l'ELU. (Sens X, Sens Y)**.**

| *Dalle* | | *Sollicitations à l'ELU* | | *Section d'armatures calculées* | | *Section d'armatures choisies* | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| *b(cm)* | *e(cm)* | $M_{travée}$ | $M_{appui}$ | $As_1$ | $As_2$ | $As_1$ | $As_2$ |
| 100 | 25 | 14.50 | -8.53 | 3 | 3 | 7HA8 | 7HA8 |

### III.5.6 Vérification des contraintes à L'ELS :

**Tableau III.41 :** Vérification des contraintes à l'ELS.Sens-X**.**

| $M_{ser}$(kN.m) | | $\sigma_b$ | $\overline{\sigma_b}$ | *Vérifiée* | $\sigma_s$ | $\sigma_s$ ' | $\overline{\sigma_s}$ | *Vérifiée* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Travée | 17.17 | 1.6 | 15 | Oui | 14.1 | 0,00 | 201,63 | Oui |
| Appui | -11.38 | 1 | | Oui | 0,00 | 9.4 | | Oui |

**Tableau III. 42:** Vérification des contraintes à l'ELS.Sens-Y.

| $M_{ser}$(kN.m) | | $\sigma_b$ | $\overline{\sigma_b}$ | Vérifiée | $\sigma_s$ | $\sigma_s$ ' | $\overline{\sigma_s}$ | Vérifiée |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Travée | 7.17 | 0.7 | 15 | Oui | 5.9 | 0,00 | 201,63 | Oui |
| Appui | -11.38 | 1 | | Oui | 0,00 | 9.4 | | Oui |
| | | | | | | | | Oui |

### III.5.7.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

**Tableau III.43:** Vérification des contraintes de cisaillement.

| Dalle | | $T_u(kN)$ | | Tmax | Tadm | Vérifiée |
|---|---|---|---|---|---|---|
| b (cm) | e (cm) | Sens X | 54.76 | 0.243 | 1,16 | Oui |
| 100 | 25 | Sens Y | 49.24 | 0.21 | 1,16 | Oui |

### III.5.8.Vérification de la flèche à L'ELS :

$\frac{h}{l_x} = \frac{25}{300} = 0{,}08 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = \frac{17.17}{20 \times 17.17} = 0{,}05.$

$\frac{A_x}{b \times dx} = \frac{3{,}52}{100 \times 22{,}5} = 0{,}0016 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$

$\frac{Ay}{b \times dy} = \frac{3.52}{100 \times 21{,}5} = 0{,}0016 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$

Les deux conditions sont vérifiées ; donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.5.9.Vérification Poinçonnement :

$$P \leq 0{,}045 . u_c . h . \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec: P = max [P1…..P9] = P1 = 8400 kg = 84 kN

Uc = 2 (u+v) ; Uc = 2a +2b +4h +8e; (a = b = e = 0).

Uc = 4h = 25x4 = 100 cm

P = 84 kN ≤ 0,045 x (1000) x (250) x $\frac{25}{1{,}5}$ = 187,5 kN

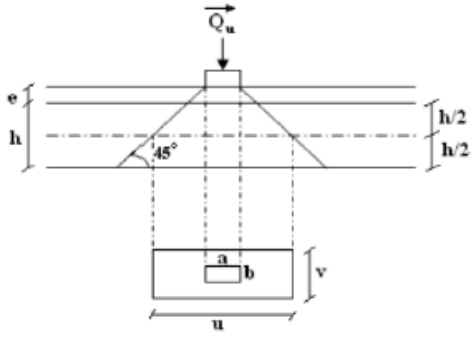



**Figure III.16 :** Vérification de poinçonnement.

## IV.1. INTRODUCTION :

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

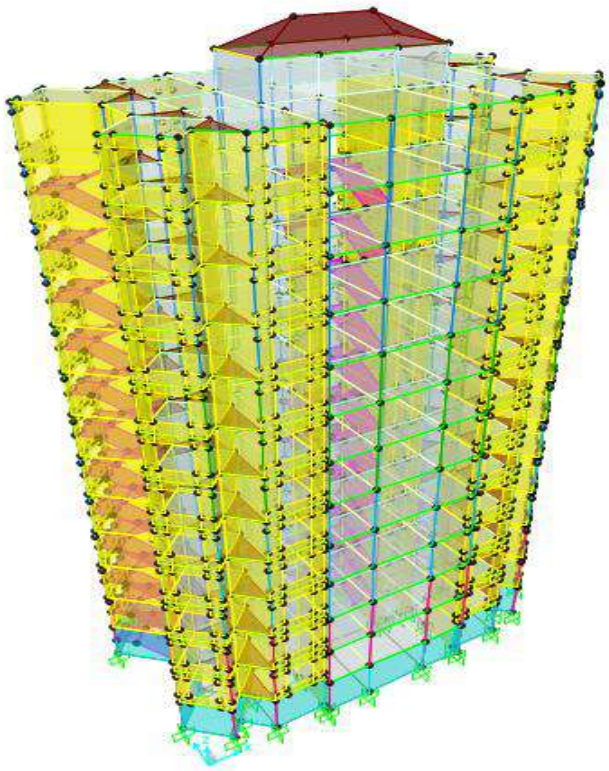


**Figure IV.1** Vue en 3D de la structure

## IV.2. Critères de classification par RPA 99 version 2003 :

Notre projet est situé dans une zone de sismicité très forte Zone III

### IV.2.1 :Classification des ouvrages selon leur importance :[Art 3.2]

Dans ce projet, l'ouvrage est classé dans la catégorie de moyenne importance. **Groupe 2**

### IV.2.2 : Classification de site : [Art 3.3]

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage. On est en présence d'un site rocheux (Catégorie S1) .

## IV.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :

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

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

### IV.3.1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

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

Avec :

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

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

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

### IV.3.2. Centre de torsion:

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

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

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

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} . Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

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

**Pour les poteaux :** $I_i = \frac{h * b^3}{12}$ ou $I_i = \frac{b * h^3}{12}$

**Pour les voiles :** $I_i = \frac{L * e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e * L^3}{12}$

Avec :

$X_i$, $Y_i$: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.

On va récapituler les résultats du centre de masse et centre de torsion dans le tableau ci-dessous :

## IV.4. Interprétation des résultats :

### IV.4.1.: Proposition de la disposition des voiles des contreventements :

#### Disposition 1 :

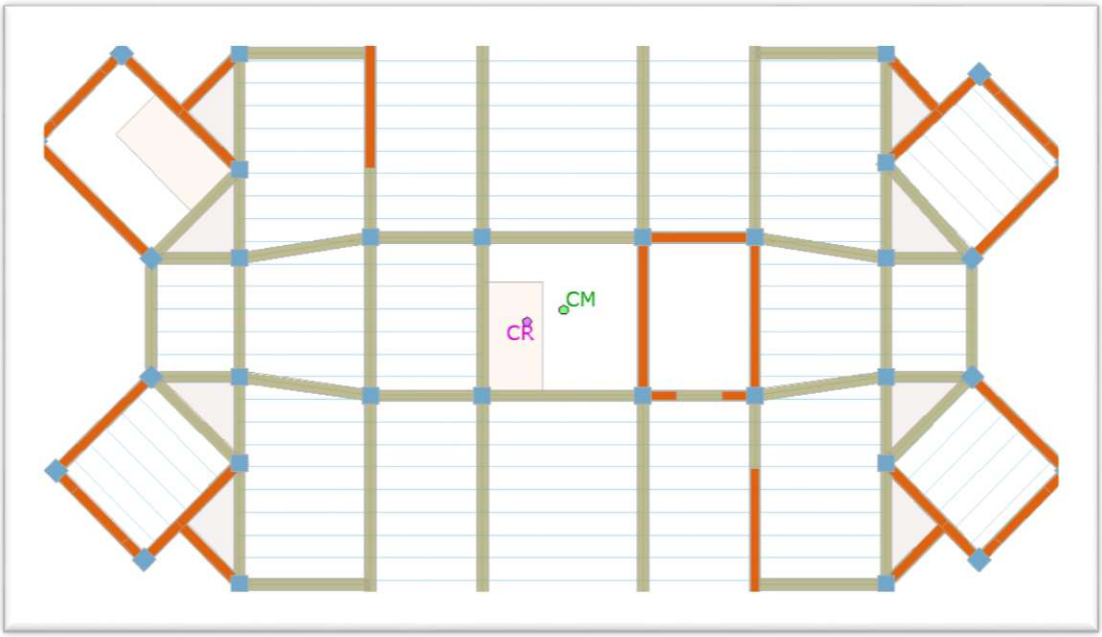
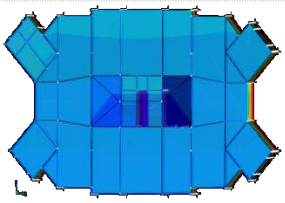
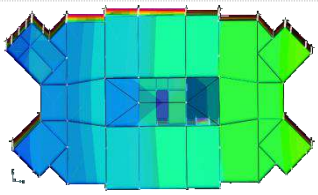
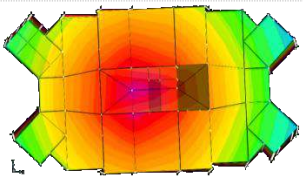



**Figure IV.2**: Disposition des voiles 1

**Vérification du comportement :**

**Tableau IV.1:** Le comportement dans les trois premiers modes

| **Modes** | Mode 1 / T1 = 0.945 s | Mode 2 / T2 = 0.790 s | Mode 3 / T3 = 0.560 s |
|---|---|---|---|
| **Sens** | Participation massique | Participation massique | Participation massique |
| **Suivant X** | 61.87 | 0.87 | 0.11 |
| **Suivant Y** | 0.87 | 62.42 | 0.41 |
| **Autour de Z** | 0.06 | 0.42 | 63.61 |
| **Graphique** |  |  |  |
| **Comportement** | Translation suivant l'axe X | Translation suivant l'axe Y | Rotation autour de l'axe Z |

**Disposition 2 :**

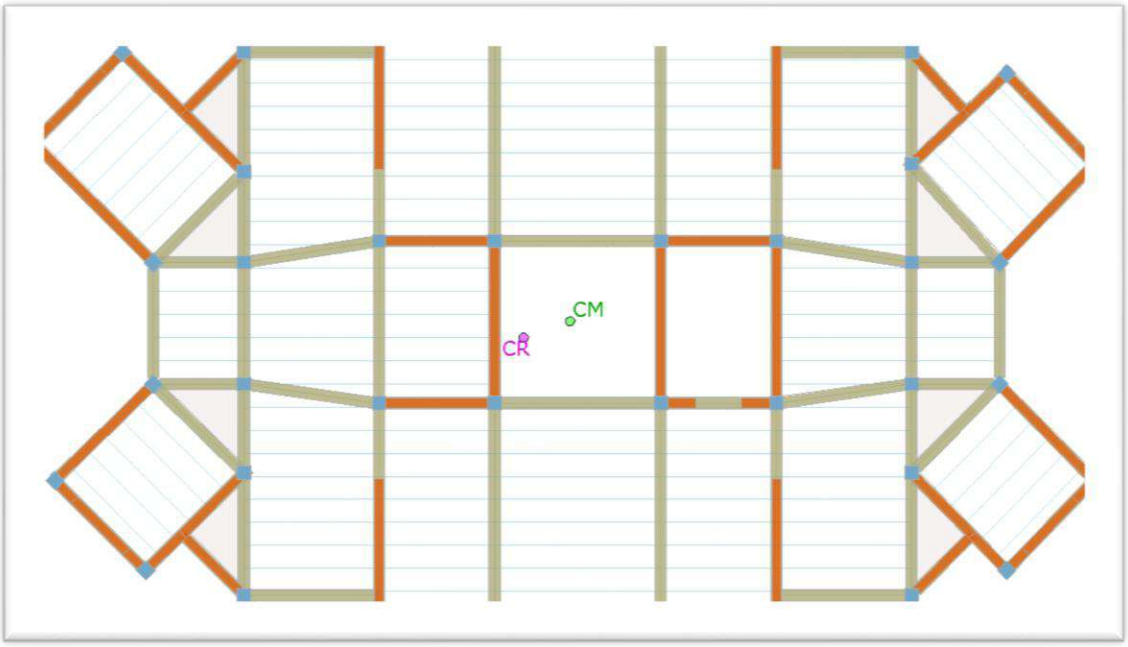
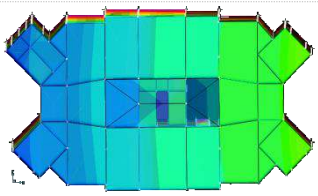
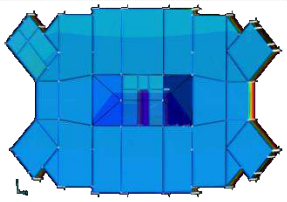
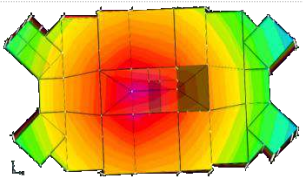



**Figure IV.3**: Disposition des voiles 2

**Tableau IV.2:** le comportement dans les trois premiers modes

| **Modes** | Mode 1 / T1 = 0.66 s | Mode 2 / T2 = 0.59 s | Mode 3 / T3 = 0.44 s |
|---|---|---|---|
| **Sens** | Participation massique | Participation massique | Participation massique |
| **Suivant X** | 0.29 | 66.17 | 0.01 |
| **Suivant Y** | 64.22 | 0.29 | 0 |
| **Autour de Z** | 0.00 | 0.02 | 66.27 |
| **Graphique** |  |  |  |
| **Comportement** | Translation suivant l'axe y | Translation suivant l'axe x | Rotation autour de l'axe Z |

**Disposition 3 :**

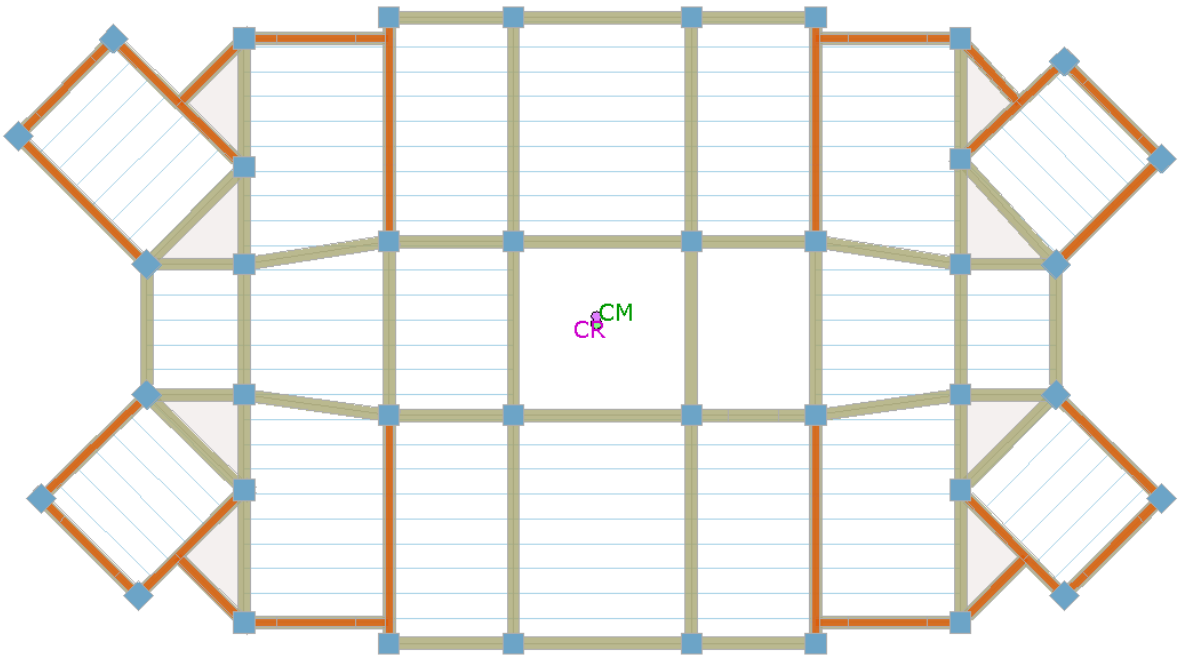
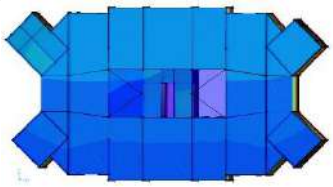
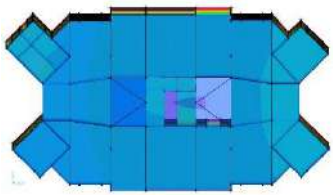
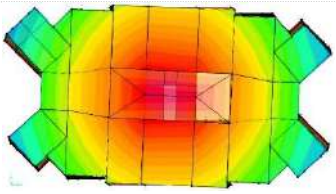



**Figure IV.4** : Disposition des voiles 3

**Tableau IV.3:** le comportement des trois premiers modes

| **Modes** | Mode 1 / T1 = 0.676 s | Mode 2 / T2 = 0.655 s | Mode 3 / T3 = 0.472 s |
|---|---|---|---|
| **Sens** | Participation massique | Participation massique | Participation massique |
| **Suivant X** | 62.50 | 3.68 | 0.00 |
| **Suivant Y** | 3.70 | 62.99 | 0.00 |
| **Autour de Z** | 0.00 | 0.01 | 66.21 |
| **Graphique** |  |  |  |
| **Comportement** | Translation suivant l'axe X | Translation suivant l'axe Y | Rotation autour de l'axe Z |

**Remarque :** On adopte pour cette disposition est la disposition finale

### IV.4.2. Calcul de centre de masse excentré de torsion :

**Tableau IV.4:** Centre de masse et centre de torsion

| Niveau | | Masse et centre de | | | Inertie et centre d'inertie | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Diaphragme N° | Niveau (m) | Poids | XG | YG | ∑ Ix (m4) | ∑ Iy (m4) | XR | YR |
| M_ DIAPH_ 3.06 | 3.06 | 5327.016 | 13.492 | 7.534 | 1.900E+005 | 1.913E+005 | 13.381 | 7.653 |
| L_ DIAPH_ 6.46 | 6.46 | 4845.013 | 13.396 | 7.616 | 1.900E+005 | 1.913E+005 | 13.124 | 7.823 |
| K_ DIAPH_ 9.86 | 9.86 | 4872.783 | 13.401 | 7.768 | 1.900E+005 | 1.913E+005 | 13.122 | 7.878 |
| J_ DIAPH_ 13.26 | 13.26 | 4797.778 | 13.401 | 7.773 | 1.900E+005 | 1.913E+005 | 13.151 | 7.901 |
| I_ DIAPH_ 16.66 | 16.66 | 4797.778 | 13.401 | 7.773 | 1.900E+005 | 1.913E+005 | 13.185 | 7.911 |
| H_ DIAPH_ 20.06 | 20.06 | 4725.953 | 13.403 | 7.776 | 1.900E+005 | 1.913E+005 | 13.220 | 7.915 |
| G_ DIAPH_ 23.46 | 23.46 | 4656.948 | 13.402 | 7.780 | 1.900E+005 | 1.913E+005 | 13.252 | 7.915 |
| F_ DIAPH_ 26.86 | 26.86 | 4656.948 | 13.402 | 7.780 | 1.900E+005 | 1.913E+005 | 13.282 | 7.912 |
| E_ DIAPH_ 30.26 | 30.26 | 4591.370 | 13.404 | 7.783 | 1.900E+005 | 1.913E+005 | 13.311 | 7.908 |
| D_ DIAPH_ 33.66 | 33.66 | 4528.365 | 13.404 | 7.787 | 1.900E+005 | 1.913E+005 | 13.337 | 7.904 |
| C_ DIAPH_ 37.06 | 37.06 | 4528.365 | 13.404 | 7.787 | 1.900E+005 | 1.913E+005 | 13.362 | 7.899 |
| B_ DIAPH_ 40.46 | 40.46 | 4485.257 | 13.490 | 7.781 | 1.900E+005 | 1.913E+005 | 13.385 | 7.895 |
| A_ DIAPH_ 43.86 | 43.86 | 6071.304 | 13.402 | 7.708 | 1.900E+005 | 1.913E+005 | 13.404 | 7.893 |

### IV.4.3. Excentricité:

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

❖ ***Dimensions du bâtiment :***

Longueur du bâtiment = 27.60m

Largeur du bâtiment = 15.10 m

### IV.4.3.1. Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 4.14 m

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 2.27m

### IV.4.3.2. Excentricité théorique (statique) :

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

**Tableau IV.5** Excentricité suivant les deux directions.

| Niveau(m) | Excentricité suivant X | | | Excentricité suivant Y | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $E_X$(m) | $E_{adm}$(m) | $E_X \leq E_{adm}$ | $E_Y$(m) | $E_{adm}$(m) | $E_X \leq E_{adm}$ |
| **3.06** | 0.111 | 4,14 | Oui | 0.119 | 2,27 | Oui |
| **6.46** | 0.272 | 4,14 | Oui | 0.207 | 2,27 | Oui |
| **9.86** | 0.279 | 4,14 | Oui | 0.110 | 2,27 | Oui |
| **13.26** | 0.250 | 4,14 | Oui | 0.128 | 2,27 | Oui |
| **16.66** | 0.216 | 4,14 | Oui | 0.138 | 2,27 | Oui |
| **20.06** | 0.183 | 4,14 | Oui | 0.139 | 2,27 | Oui |
| **23.46** | 0.150 | 4,14 | Oui | 0.135 | 2,27 | Oui |
| **26.86** | 0.120 | 4,14 | Oui | 0.132 | 2,27 | Oui |
| **30.26** | 0.093 | 4,14 | Oui | 0.125 | 2,27 | Oui |
| **33.66** | 0.067 | 4,14 | Oui | 0.117 | 2,27 | Oui |
| **37.06** | 0.042 | 4,14 | Oui | 0.112 | 2,27 | Oui |
| **40.46** | 0.105 | 4,14 | Oui | 0.114 | 2,27 | Oui |
| **43.86** | 0.002 | 4,14 | Oui | 0.185 | 2,27 | Oui |

Tant qu'il y a deux niveau qui ne sont pas vérifiés, donc la forme de notre bâtiment est irrégulière (RPA2003 « Art 3.5.1 »).

## IV.5. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

### IV.5.1. Introduction :

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v19 ».

### IV.5.2. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

#### IV.5.2.1. Principe de la méthode :

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

#### IV.5.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v17" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

#### IV.5.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

**a) Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »).**

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

(Zone III, groupe d'usage 2) A=0.25

**b) Facteur de correction d'amortissement η : (RPA2003 « Tab 4.2 »).**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

Selon RPA99v2003, remplissage dense : ξ = 7% Donc : **η = 0.882**

**c) Coefficient de comportement R : [Art 3.4.A.4.b]**

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles.

Donc : R=3.5

**Tableau VI.6** Distribution des sollicitations suivant X.

| 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 (%) |
| A_ DIAPH_ 43.86 | 100 | -0.448 | 100.448 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| B_ DIAPH_ 40.46 | 100 | 43.491 | 56.509 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| C_ DIAPH_ 37.06 | 100 | 50.729 | 49.271 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| D_ DIAPH_ 33.66 | 100 | 53.992 | 46.008 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| E_ DIAPH_ 30.26 | 100 | 58.270 | 41.730 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| F_ DIAPH_ 26.86 | 100 | 59.560 | 40.440 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| G_ DIAPH_ 23.46 | 100 | 60.543 | 39.457 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| H_ DIAPH_ 20.06 | 100 | 63.318 | 36.682 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| I_ DIAPH_ 16.66 | 100 | 63.948 | 36.052 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| J_ DIAPH_ 13.26 | 100 | 64.410 | 35.590 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| K_ DIAPH_ 9.86 | 100 | 66.610 | 33.390 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| L_ DIAPH_ 6.46 | 100 | 66.771 | 33.229 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| M_ DIAPH_ 3.06 | 100 | 55.590 | 44.410 | 100 | 0.000 | 100.000 |

**Tableau VI.7** Distribution des sollicitations 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 (%) |
| A_ DIAPH_ 43.86 | 100 | -0.381 | 100.381 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| B_ DIAPH_ 40.46 | 100 | 42.955 | 57.045 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| C_ DIAPH_ 37.06 | 100 | 51.162 | 48.838 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| D_ DIAPH_ 33.66 | 100 | 54.817 | 45.183 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| E_ DIAPH_ 30.26 | 100 | 59.275 | 40.725 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| F_ DIAPH_ 26.86 | 100 | 60.678 | 39.322 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| G_ DIAPH_ 23.46 | 100 | 61.730 | 38.270 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| H_ DIAPH_ 20.06 | 100 | 64.549 | 35.451 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| I_ DIAPH_ 16.66 | 100 | 65.241 | 34.759 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| J_ DIAPH_ 13.26 | 100 | 65.801 | 34.199 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| K_ DIAPH_ 9.86 | 100 | 68.193 | 31.807 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| L_ DIAPH_ 6.46 | 100 | 68.975 | 31.025 | 100 | 0.000 | 100.000 |
| M_ DIAPH_ 3.06 | 100 | 63.007 | 36.993 | 100 | 0.000 | 100.000 |

**d) Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule suivants :

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

$P_q$: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

**Tableau VI.8** Facteur de qualité.

| **Critère (q)** | **Suivant X** | | **Suivant Y** | |
|---|---|---|---|---|
| | **Observé** | **Valeur** | **Observé** | **Valeur** |
| **Conditions minimales sur les files de contreventement** | Oui | 0 | Oui | 0 |
| **Redondance en plan** | Oui | 0 | Oui | 0 |
| **Régularité en plan** | Oui | 0 | Oui | 0 |
| **Régularité en élévation** | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| **Contrôle de la qualité des matériaux** | oui | 0 | oui | 0 |
| **Contrôle de la qualité de l'exécution** | Oui | 0 | Oui | 0 |
| **Totale** | 0.05 | | 0.05 | |
| **Q** | 0.05 | | 0.05 | |

- En récapitulant les résultats on trouve : $Q_x = 0.05$ et $Q_y = 0.05$

**a. Période caractéristique :**

$T_1 = 0.15$ s ; $T_2 = 0.3$s pour un site S1

#### IV.5.2.4. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

1- **Analyse modale.**

**1-1 Comportement modal.**

**1-2 Participation massique (dissipation d'énergie).**

2- **Analyse statique et dynamique.**

**2-1 Stabilité de la structure.**

**2-1-1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.**

**2-1-2 Vérification de la stabilité au renversement.**

**2-1-3Vérification des déplacements inter-étage.**

**2-1-4Vérification de l'effet P-Δ.**

**2-2 Résistance des éléments :**

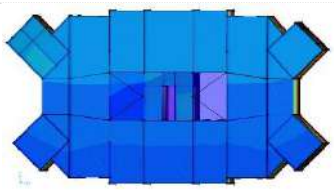
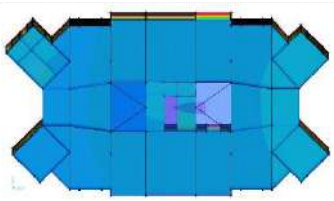
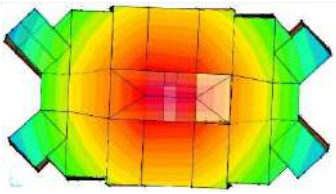
**2-2-1 Vérification de cisaillement des éléments.**

**2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.**

**1- Analyse modale :**

**1-1 Comportement modal :**

**Tableau VI.9** Comportement des trois premiers modes.

| **Modes** | Mode 1 / T1 = 0.676 s | Mode 2 / T2 = 0.655 s | Mode 3 / T3 = 0.472 s |
|---|---|---|---|
| **Sens** | Participation massique | Participation massique | Participation massique |
| **Suivant X** | 62.50 | 3.68 | 0.00 |
| **Suivant Y** | 3.70 | 62.99 | 0.00 |
| **Autour de Z** | 0.00 | 0.01 | 66.21 |
| **Graphique** |  |  |  |
| **Comportement** | Translation suivant l'axe X | Translation suivant l'axe Y | Rotation autour de l'axe Z |

**1-2 Participation massique (dissipation d'énergie) :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directionsorthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale **à 90%** au moins de lamasse totale de lastructure

**Tableau VI.10 :** Coefficient de participation massique

| Mode | Périodes (s) | Cumul des masses modales effectives (%) | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Sens X | Sens-Y | Sens Z |
| 22 | 0.06 | 91.01% | 89.16% | 89.55% |
| 74 | 0.051 | 92.25% | 93.21% | 89.87% |
| 80 | 0.043 | 92.33% | 93.47% | 90.81% |

**Commentaire :**

La structure est dissipée plus de 90% de l'énergie stocke ou **22**modes suivant l'axe Xet **80**modes auteur de l'axe Z. et **74** modes suivant l'axe Y

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au **80** mode avec un temps égale « T=**3.48** sec » à cause de sa rigidité au niveau du sous-sol.

**2- Analyse statique et dynamique :**

**2-1 Stabilité de la structure :**

**2-1-1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (RPA2003 « Art4.3.6 »).**

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

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} \geq 80\%$$

**Calcul de la force sismique totale V (RPA2003« Art4.2.3 »).**

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$T_2$: Période caractéristique.

η: Facteur de correction d'amortissement.

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids total de la structure.

**Tableau VI.11** Les valeurs de la force sismique.

| A | Dx | Dy | R | Qx | Qy | ∑W (KN) | Vx (KN) | Vy (KN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.25 | 2.205 | 2.205 | 3.5 | 0.05 | 0.05 | 62884.880 | 10879.084 | 10879.084 |

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.19 » sont :

$$V_{tx} = 8781.19\ kN \quad , \quad V_{ty} = 8784.43kN$$

**Tableau VI.12** Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

| | **Ed(kN)** | **V (kN)** | $\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V}}$ | $\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V}} \geq \mathbf{0.8}$ |
|---|---|---|---|---|
| **Sens X** | 8781.19 | 10879.084 | 1.53 | Oui |
| **Sens Y** | 8784.43 | 10879.084 | 1.50 | Oui |

**2-1-2 Vérification de la stabilité au renversement :**

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$$

Avec :

$F_{ix}, F_{iy}$:Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

$h_i$: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i.X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i.Y_G$$

Avec :

$X_G, Y_G$: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

$W_i$: La masse du plancher de chaque nivea

**Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

$$F_i = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}(V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\ T\ V_t \leq 0.25V_t & Si: T \geq 0.7\ sec \\ 0 & Si: T < 0.7\ sec \end{cases}$$

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{ty}$$

**Tableau VI.13** Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

| | $M_S$ | $M_R$ | Ms/Mr | Vérification |
|---|---|---|---|---|
| **Sens x** | 946445.458 | 288740.818 | 3.27 | Oui |
| **Sens y** | 539166.882 | 288547.283 | 1.86 | Oui |

➢ **Commentaire**

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

### 2-1-3 Vérification du déplacement en tête

Déplacement réel = R x Déplacement théorique ( R x δ )

Déplacement admissible = $\frac{H}{250}$

Avec :

R = Coefficient de comportement = 3,5

δ = déplacement théorique

H = hauteur totale du bâtiment.

**Tableau IV.1** : Vérification du déplacement en tête.

| Sens | δ cm | R | R x δ cm | H m | $\frac{H}{250}$ cm | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **X** | 2.942 | 3,5 | 10.297 | 43.86 | 17.54 | Oui |
| **Y** | 3.457 | 3,5 | 12.1 | | | Oui |

**2-1-4Vérification des déplacements inter-étage :(RPA2003 « Art 4.4.3 »).**

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R.\delta_{ek}$$

Avec :

$\delta_k$: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau $k_i$ par rapport au niveau $k_{i-1}$ (inter-étage) est égal à :

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

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible $\Delta_{adm}$

$\Delta_{adm} = 0.01 h_e$

$h_e$ : La hauteur d'étage k

**Tableau VI.15** Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

| Niveau (m) | δx (cm) | R.δx (cm) | ΔX (cm) | 0,01.h (cm) | Vérification | εx ‰ | [ε ] ‰ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **43.86** | 2.942 | 10.297 | 0.864 | 3.4 | Ok | 1.78 | 3.5 |
| **40.46** | 2.695 | 9.433 | 0.907 | 3.4 | Ok | 1.87 | 3.5 |
| **37.06** | 2.436 | 8.526 | 0.948 | 3.4 | Ok | 1.95 | 3.5 |
| **33.66** | 2.165 | 7.578 | 0.987 | 3.4 | Ok | 2.03 | 3.5 |
| **30.26** | 1.883 | 6.591 | 1.001 | 3.4 | Ok | 2.06 | 3.5 |
| **26.86** | 1.597 | 5.59 | 0.994 | 3.4 | Ok | 2.05 | 3.5 |
| **23.46** | 1.313 | 4.596 | 0.973 | 3.4 | Ok | 2 | 3.5 |
| **20.06** | 1.035 | 3.623 | 0.928 | 3.4 | Ok | 1.91 | 3.5 |
| **16.66** | 0.77 | 2.695 | 0.854 | 3.4 | Ok | 1.76 | 3.5 |
| **13.26** | 0.526 | 1.841 | 0.745 | 3.4 | Ok | 1.53 | 3.5 |
| **9.86** | 0.313 | 1.096 | 0.602 | 3.4 | Ok | 1.24 | 3.5 |
| **6.46** | 0.141 | 0.494 | 0.406 | 3.4 | Ok | 0.84 | 3.5 |
| **3.06** | 0.025 | 0.088 | 0.088 | 3.06 | Ok | 0.2 | 3.5 |

**Tableau VI.16** Vérification des déplacements inter-étage suivant y.

| Niveau (m) | δy (cm) | R.δy (cm) | ΔY (cm) | 0,01.h (cm) | Vérification | εy ‰ | [ε ] ‰ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **43.86** | 3.457 | 12.1 | 1.008 | 3.4 | Ok | 2.08 | 3.5 |
| **40.46** | 3.169 | 11.092 | 1.047 | 3.4 | Ok | 2.16 | 3.5 |
| **37.06** | 2.87 | 10.045 | 1.088 | 3.4 | Ok | 2.24 | 3.5 |
| **33.66** | 2.559 | 8.957 | 1.12 | 3.4 | Ok | 2.31 | 3.5 |
| **30.26** | 2.239 | 7.837 | 1.148 | 3.4 | Ok | 2.36 | 3.5 |
| **26.86** | 1.911 | 6.689 | 1.148 | 3.4 | Ok | 2.36 | 3.5 |
| **23.46** | 1.583 | 5.541 | 1.134 | 3.4 | Ok | 2.33 | 3.5 |
| **20.06** | 1.259 | 4.407 | 1.089 | 3.4 | Ok | 2.24 | 3.5 |
| **16.66** | 0.948 | 3.318 | 1.015 | 3.4 | Ok | 2.09 | 3.5 |
| **13.26** | 0.658 | 2.303 | 0.903 | 3.4 | Ok | 1.86 | 3.5 |
| **9.86** | 0.4 | 1.4 | 0.742 | 3.4 | Ok | 1.53 | 3.5 |
| **6.46** | 0.188 | 0.658 | 0.518 | 3.4 | Ok | 1.07 | 3.5 |
| **3.06** | 0.04 | 0.14 | 0.14 | 3.06 | Ok | 0.32 | 3.5 |

➢ **Commentaire**

Les déplacements sont tous vérifiées.

### 2-1-5Vérification de l'effet P-Δ.

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

$P_k$ :Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

$V_k$ :Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

$\Delta_k$:Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

$h_k$ :Hauteur de l'étage " k "

**Tableau VI.17** Vérification de l'effet P-Δ

| Niv (m) | Pk (kN) | Δkx (cm) | Δky (cm) | Vkx (kN) | Vky (kN) | hk (cm) | θkx | θky | Vérificaion |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **43.86** | 6071.3 | 0.87 | 1.01 | 1000.3 | 996.5 | 340 | 0.007 | 0.011 | Vérifiée |
| **40.46** | 4485.26 | 0.9 | 1.04 | 1157.05 | 1152.66 | 340 | 0.008 | 0.013 | Vérifiée |
| **37.06** | 4528.37 | 0.95 | 1.09 | 1067.28 | 1063.23 | 340 | 0.009 | 0.014 | Vérifiée |
| **33.66** | 4528.37 | 0.99 | 1.12 | 969.37 | 965.69 | 340 | 0.011 | 0.016 | Vérifiée |
| **30.26** | 4591.37 | 1 | 1.15 | 879.38 | 876.04 | 340 | 0.012 | 0.018 | Vérifiée |
| **26.86** | 4656.95 | 1 | 1.15 | 787.9 | 784.91 | 340 | 0.013 | 0.02 | Vérifiée |
| **23.46** | 4656.95 | 0.97 | 1.13 | 688.17 | 685.55 | 340 | 0.015 | 0.022 | Vérifiée |
| **20.06** | 4725.95 | 0.93 | 1.09 | 594.39 | 592.13 | 340 | 0.017 | 0.025 | Vérifiée |
| **16.66** | 4797.78 | 0.85 | 1.02 | 498.8 | 496.9 | 340 | 0.019 | 0.027 | Vérifiée |
| **13.26** | 4797.78 | 0.75 | 0.9 | 397 | 395.49 | 340 | 0.021 | 0.03 | Vérifiée |
| **6.46** | 4872.78 | 0.6 | 0.74 | 193.81 | 193.07 | 340 | 0.023 | 0.032 | Vérifiée |
| **9.86** | 4845.01 | 0.4 | 0.52 | 298.48 | 297.35 | 340 | 0.025 | 0.033 | Vérifiée |
| **3.06** | 5327.02 | 0.09 | 0.14 | 100.83 | 100.45 | 306 | 0.014 | 0.023 | Vérifiée |

## 2-2 Résistance des éléments :

### 2-2-1 Vérification de cisaillement des éléments.

**Les poutres :**

On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$ $\tau = \frac{V_u}{b_0.d}$

**Tableau VI.18** Vérification de cisaillement des poutres.

| Eléments | Section | $V_u$(kN) | Combinaison | Type defissuration | τ(MPa) | $\bar{\tau}$(MPa) | $\tau \leq \bar{\tau}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Poutres P** | 30x40 | 359.84 | G+Q+EdY | F préjudiciable | 3.20 | 3,26 | CV |
| **Poutres S** | 30x35 | 152.61 | G+Q+EdX | F préjudiciable | 1.57 | 3,26 | CV |
| **Poutrepalière** | 30x35 | 38.60 | G+Q+EdX | F préjudiciable | 0.4 | 3.26 | CV |
| **Longrines** | 30x35 | 9.63 | 1.35G+1.5Q | F préjudiciable | 0.09 | 2,50 | CV |

➢ **Commentaire**

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

**Les voiles :**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1.4|V_u|}{b.d}$$

Avec :

$V_u$: L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile.

d = 0.9*L.

La contrainte limite du cisaillement est égale :

$$\bar{\tau} = 0.2.f_{c28}$$

**Tableau VI.19** Vérification de cisaillement des voiles.

| Eléments | a (cm) | L (m) | Angle (°) | Combinaison | $T_x$ (kN) | τ (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Voile ph** | 20 | 3.15 | 90 | $G+Q+E_{dy}$ | 1073.51 | 2.78 | 5 | Ok |
| **Voile20** | 20 | 0.93 | 45.62 | $G+Q+E_{dx}$ | 450.7 | 3.76 | 5 | Ok |

**Les poteaux :**

L'effort tranchant dans les poteaux est nul vu qu'on a, considéré que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles (R=3.5).

**2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.**

On doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

$N_d$: Effort normal réduit

$B_c$: Section brute du béton

**Tableau IV.2** : Vérification de l'effort normal réduit sens X.

| Niveaux | Eléments | $B_c(cm^2)$ | $N_d(kN)$ | combinaison | ν | $\nu \leq 0,3$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **11ème** | POT50X50 | 2304.00 | 557.03 | G+Q+EdX | 0.097 | Section vérifiée |
| **10ème** | POT50X50 | 2304.00 | 557.77 | G+Q+EdX | 0.097 | Section vérifiée |
| **9ème** | POT50X50 | 2304.00 | 562.64 | G+Q+EdX | 0.098 | Section vérifiée |
| **8ème** | POT50X50 | 2304.00 | 565.06 | G+Q+EdX | 0.098 | Section vérifiée |
| **7ème** | POT55X55 | 2809.00 | 877.34 | G+Q+EdX | 0.125 | Section vérifiée |
| **6ème** | POT55X55 | 2809.00 | 887.47 | G+Q+EdX | 0.126 | Section vérifiée |
| **5ème** | POT55X55 | 2809.00 | 890.12 | G+Q+EdX | 0.127 | Section vérifiée |
| **4ème** | POT60X60 | 3364.00 | 1579.14 | G+Q+EdX | 0.188 | Section vérifiée |
| **3ème** | POT60X60 | 3364.00 | 1646.13 | G+Q+EdX | 0.196 | Section vérifiée |
| **2ème** | POT60X60 | 3364.00 | 1798.97 | G+Q+EdX | 0.214 | Section vérifiée |
| **1ère** | POT65X65 | 3969.00 | 2236.33 | G+Q+EdX | 0.22 | Section vérifiée |
| **RDC** | POT65X65 | 3969.00 | 2528.98 | G+Q+EdX | 0.25 | Section vérifiée |
| **Sous sol** | POT65X65 | 3969.00 | 2661.68 | G+Q+EdX | 0.26 | Section vérifiée |

**Tableau IV.21** : Vérification de l'effort normal réduit sens Y.

| Niveaux | Eléments | $B_c(cm^2)$ | $N_d(kN)$ | combinaison | ν | $\nu \leq 0,3$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **11ème** | POT50X50 | 2304.00 | 1025.48 | G+Q+EdY | 0.15 | Section vérifiée |
| **10ème** | POT50X50 | 2304.00 | 1043.54 | G+Q+EdY | 0.15 | Section vérifiée |
| **9ème** | POT50X50 | 2304.00 | 1052.28 | G+Q+EdY | 0.15 | Section vérifiée |
| **8ème** | POT50X50 | 2304.00 | 1075.58 | G+Q+EdY | 0.15 | Section vérifiée |
| **7ème** | POT55X55 | 2809.00 | 1187.58 | G+Q+EdY | 0.169 | Section vérifiée |
| **6ème** | POT55X55 | 2809.00 | 1201.59 | G+Q+EdY | 0.171 | Section vérifiée |
| **5ème** | POT55X55 | 2809.00 | 1229.89 | G+Q+EdY | 0.175 | Section vérifiée |
| **4ème** | POT60X60 | 3364.00 | 1642.33 | G+Q+EdY | 0.195 | Section vérifiée |
| **3ème** | POT60X60 | 3364.00 | 1654.94 | G+Q+EdY | 0.197 | Section vérifiée |
| **2ème** | POT60X60 | 3364.00 | 1702.55 | G+Q+EdY | 0.20 | Section vérifiée |
| **1ère** | POT65X65 | 3969.00 | 2360.83 | G+Q+EdY | 0.23 | Section vérifiée |
| **RDC** | POT65X65 | 3969.00 | 2436.28 | G+Q+EdY | 0.24 | Section vérifiée |
| **Sous sol** | POT65X65 | 3969.00 | 2578.4 | G+Q+EdY | 0.26 | Section vérifiée |

➢ **Commentaire**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les efforts normaux réduit.

**Conclusion :**

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

**Tableau VI.22** Dimensions finales des éléments.

| **Eléments** | | **Section initiale** | **Section choisie** |
|---|---|---|---|
| **Poutres principales** | | 30x40 | 30x40 |
| **Poutres secondaires** | | 30x35 | 30x35 |
| **Poutre palière** | | 30x35 | 30x35 |
| **Voile de contreventement** | | | **20xL** |
| **Voile Ph** | | | 20xL |
| **Poteaux** | **8émé, 9éme, 10éme, 11éme** | 35x35 | **50x50** |
| | **5émé, 6éme, 7éme** | 40x40 | **55x55** |
| | **2éme, 3éme, 4éme** | 45x45 | **60x60** |
| | **Sous-sol,RDC,1ére** | 50x50 | **65x65** |

## V.1 Introduction :

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

**a) Combinaisons données par le CBA93 :**

- ELS (situation durable) : G + Q
- ELU : 1.35G + 1.5Q
- ELU (situation accidentelle) : G+Q±E

**b) Combinaisons données par le RPA99 version2003 :**

- G+Q±E
- 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

## V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires).

### V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence $F_eE400$.

**Tableau V.1** La section calculée d'armatures des poutres.

| **Elément** | **(bxh)** | $\mathbf{M_t}$ **(kN. m)** | **Combinaison** | $\mathbf{A_{S1}}$ **($cm^2$)** | $\mathbf{M_a}$ **(kN. m)** | **Combinaison** | $\mathbf{A_{S2}}$ **($cm^2$)** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Poutres principales** | 30x40 | 109.54 | $1.35G + 1.5Q$ | 9.4 | -83.68 | $1.35G + 1.5Q$ | 6.9 |
| **Poutres secondaires** | 30x35 | 91.47 | $G + Q + Ed_x$ | 7.7 | --64.03 | $G + Q - Ed_y$ | 5.2 |

**Tableau V.2** La section choisie d'armatures des poutres.

| *Elément* | *Section calculée* | | *Section choisie* | |
|---|---|---|---|---|
| | $A_{S1}(cm^2)$ | $A_{S2}(cm^2)$ | $A_{S1}(cm^2)$ | $A_{S2}(cm^2)$ |
| Poutres principales | 9.4 | 6.9 | $3HA16 + 2_{CH}HA16 = 10.05$ | $3HA16 + 1_{CH}HA16 = 8.04$ |
| Poutres secondaires | 7.7 | 5.2 | $3HA16 + 1_{CH}HA16 = 8.04$ | $3HA16 = 6.03$ |

### V.2.1.1Vérification des contraintes à l'ELS:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

**Tableau V.3** Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

| Elément | Sollicitation à l'ELS | | Contraintes en travées | | | Contraintes en appuis | | | Contraintes admissibles | | Vérification | T.F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\mathbf{M_{t\,ser}}$ **(kN. m)** | $\mathbf{M_{a\,ser}}$ **(kN. m)** | $\boldsymbol{\sigma_b}$ **(MPa)** | $\boldsymbol{\sigma_s}$ **(MPa)** | $\boldsymbol{\sigma_s{}'}$ **(MPa)** | $\boldsymbol{\sigma_b}$ **(MPa)** | $\boldsymbol{\sigma_s}$ **(MPa)** | $\boldsymbol{\sigma_s{}'}$ **(MPa)** | $\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ **(MPa)** | $\overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$ **(MPa)** | | |
| Poutres principales | 78.75 | -60.25 | 8.6 | / | / | 7 | / | / | 15 | / | CV | P.n |
| Poutres secondaires | 32.47 | -24.60 | 4.7 | / | / | 3.9 | / | / | 15 | / | CV | P.n |

**Section minimale :**

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $RPA2003\ (Art.7.5.2.1)$.

$Section\ tendue: A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ $CBA93\ (Art.B.6.4)$.

**Tableau V.4** Vérification de section d'armatures.

| Elément | $A_t(cm^2)$ | $A_a(cm^2)$ | $A_{min}(cm^2)$ | $A_{tmin}(cm^2)$ | *Vérification* |
|---|---|---|---|---|---|
| Poutres principales | 10.05 | 8.04 | 6 | 1.2 | CV |
| Poutres secondaires | 8.04 | 6.03 | 5.25 | 1.05 | CV |

### V.2.1.2Vérification de la flèche :

**Tableau V.5** Vérification de la flèche

| *Elément* | *F (mm)* | *Fadm (mm)* | vérification |
|---|---|---|---|
| Poutres principales | 7.7 | 11 | CV |
| Poutres secondaires | 0.5 | 6 | CV |

### V.2.1.3Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

**Tableau V.6** Vérification des contraintes de cisaillement.

| Elément | *Section* | $V_{max}$ $(kN)$ | *Combinaison* | $\tau_u$ $(MPa)$ | $\bar{\tau}$ $(MPa)$ | $\tau \leq \bar{\tau}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Poutres principales | 30x40 | 151.39 | $G + Q - Ed_x$ | 1.75 | 3.33 | CV |
| Poutres secondaires | 30x35 | 97.42 | $G + Q + Ed_x$ | 3.43 | 5 | CV |

### V.2.2 Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence $F_eE400$.

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

$$Selon\ le\ RPA2003:\ \begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \leq Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] \qquad Zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \qquad Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93:\ \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\ , 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

**Tableau V.7** La section d'armatures transversales.

| *Elément* | $\tau_u$ $(MPa)$ | $S_{adoptée}(cm)$ | | $A_{t\ choisie}$ $(cm^2)$ |
|---|---|---|---|---|
| | | $S(ZN)$ **(cm)** | $S'(ZC)$ **(cm)** | |
| *Poutres principales B* | 1.75 | 10 | 15 | $4\emptyset8 = 2.01$ |
| *Poutres secondaires B* | 3.43 | 10 | 15 | $4\emptyset8 = 2.01$ |
| *Poutre palière* | 0.14 | 10 | 15 | $4\emptyset8 = 2.01$ |

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.

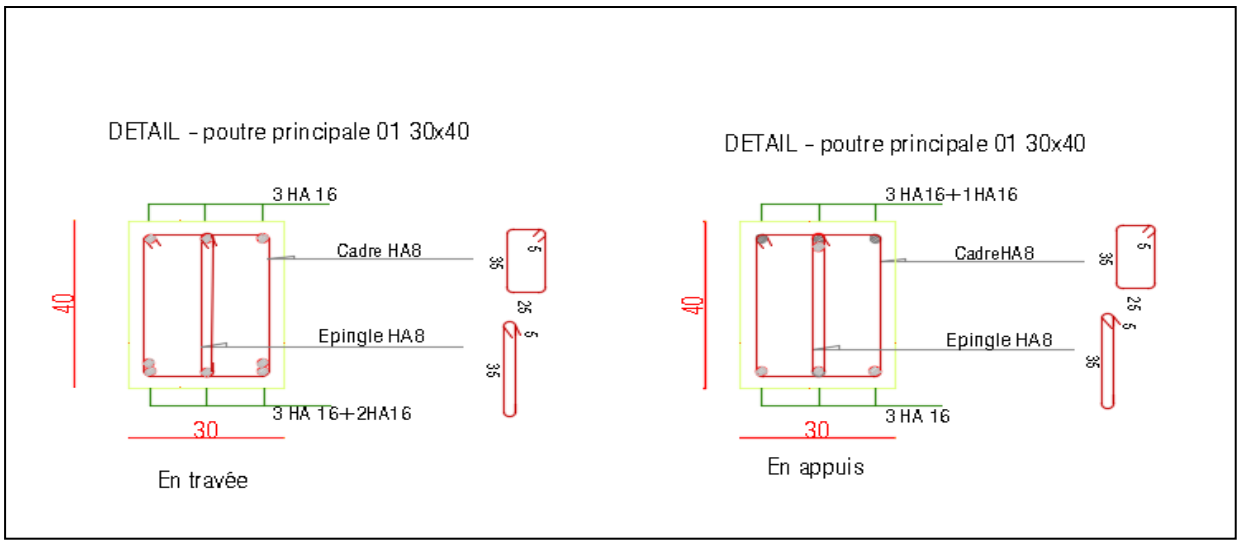



**Figure V.1** Dessin de ferraillage des poutres principales Bureau.

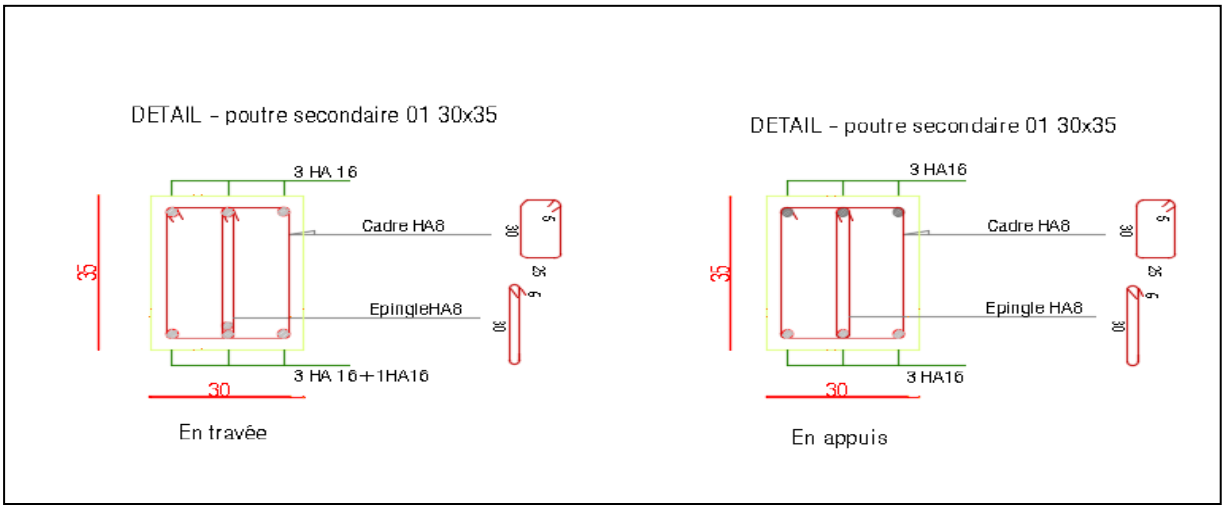



**Figure V.2** Dessin de ferraillage des poutres secondaire Bureau

# V.3.FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée$(N, M_x, M_y)$.

## V.3.1 Armatures longitudinales :

### V.3.1.1 Recommandations selon les règlements :

**Selon le CBA93 :**

$$A_l = Min\begin{cases} 4\ cm^2 \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité: } A_{min} = \frac{B}{1000}$$

**Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :**

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

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \quad (Zone\ courante)$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \quad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

$h_e$ : la hauteur d'étage.

### V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

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

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspondent}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $M_{x\ max}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}\ et\ N_{correspondent}$
- $M_{y\ max}\ et\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ N_{correspondent}$

**Remarque :**

Les sollicitations sont calculées avec la combinaison 1.35G+1.5Q parce que les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

**Tableau V.8** La section d'armatures des poteaux.

| *Etage* | *Section* | *Sollicitations* | | | | | | $A_{calculée}$ *(cm²)* | | $A_{cal\ Tat}$ *(cm²)* | $A_{min}(RPA)$ *(cm²)* | $A_{min}$ $(CBA)$ *(cm²)* | $A_{choisie}$ *(cm²)* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | $A_{s1}$ | $A_{s2}$ | | | | |
| *Sous-sol +RDC+1ere étage* | 65x65 | $N_{max}$ | 2842 | $M_{x\ corr}$ | 16.50 | $M_{y\ corr}$ | 2.90 | 3.3 | 2 | 10.40 | 38.02 | 4.23 | 20HA16 = 40.21 |
| | | $N_{min}$ | 719.23 | $M_{x\ corr}$ | -9.59 | $M_{y\ corr}$ | -5.48 | 3.3 | 2 | | | | |
| | | $M_{max}$ | 63.01 | $M_{Y\ corr}$ | 10.37 | $N_{corr}$ | 2050.66 | 3.3 | 2 | | | | |
| *2eme +3eme+4eme étage* | 60x60 | $N_{max}$ | 1975.42 | $M_{x\ corr}$ | 36.91 | $M_{y\ corr}$ | 9.44 | 3 | 1.8 | 9.60 | 32.40 | 3.60 | 16HA14 +4HA16 = 32.67 |
| | | $N_{min}$ | 643.81 | $M_{x\ corr}$ | -32.62 | $M_{y\ corr}$ | -20.39 | 3 | 1.8 | | | | |
| | | $M_{max}$ | 63.38 | $M_{y\ corr}$ | 9.44 | $N_{corr}$ | 1421.92 | 3 | 1.8 | | | | |
| *5eme +6eme+7eme étage* | 55x55 | $N_{max}$ | 1224.16 | $M_{x\ corr}$ | 55.88 | $M_{y\ corr}$ | 16.49 | 2.8 | 1.6 | 8.80 | 27.23 | 3.03 | 20HA14 = 30.79 |
| | | $N_{min}$ | 278.55 | $M_{x\ corr}$ | -10.10 | $M_{y\ corr}$ | 11.57 | 2.8 | 1.6 | | | | |
| | | $M_{max}$ | 62.43 | $M_{y\ corr}$ | 21.79 | $N_{corr}$ | 836.25 | 2.8 | 1.6 | | | | |
| *8eme +9eme+10eme +11eme* | 50x50 | $N_{max}$ | 635.84 | $M_{x\ corr}$ | 51.93 | $M_{y\ corr}$ | 21.28 | 2.5 | 1.5 | 8.00 | 22.50 | 2.50 | 16HA14 = 24.63 |
| | | $N_{min}$ | 24.24 | $M_{x\ corr}$ | -48.33 | $M_{y\ corr}$ | -9.07 | 2.5 | 1.5 | | | | |
| | | $M_{max}$ | 78.69 | $M_{y\ corr}$ | 36.37 | $N_{corr}$ | 102.33 | 2.5 | 1.5 | | | | |

### V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\overline{\sigma_b}=15\ MPa \quad ; \quad \overline{\sigma_s} = 201.63\ MPa$$

**Tableau V.9** Vérification des contraintes à l'ELS.

| *Etage* | *Section* | *Sollicitations* | | | | | | $\sigma_s$ $(MPa)$ | | $\sigma_b$ $(MPa)$ | T.F | $\sigma_i \leq \bar{\sigma}_i$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | $\sigma_s{}'$ | $\sigma_s$ | | | |
| *Sous-sol +RDC+1ere étage* | 65x65 | $N_{max}$ | 2060.40 | $M_{x\,corr}$ | 11.87 | $M_{y\,corr}$ | 2.10 | 74.4 | 0.00 | 5 | P.j | Ok |
| | | $N_{min}$ | 527.84 | $M_{x\,corr}$ | -6.94 | $M_{y\,corr}$ | -3.95 | 21 | 0.00 | 1.4 | P.j | |
| | | $M_{max}$ | 45.31 | $M_{Y\,corr}$ | 7.59 | $N_{corr}$ | 1493.7 | 65.1 | 0.00 | 4.5 | P.j | |
| *2eme +3eme+4eme étage* | 60x60 | $N_{max}$ | 1432.51 | $M_{x\,corr}$ | 26.52 | $M_{y\,corr}$ | 6.81 | 68.5 | 0.00 | 4.7 | P.j | Ok |
| | | $N_{min}$ | 474.45 | $M_{x\,corr}$ | -23.49 | $M_{y\,corr}$ | -14.85 | 18.6 | 0.00 | 1.3 | P.j | |
| | | $M_{max}$ | 45.57 | $M_{y\,corr}$ | 12.30 | $N_{corr}$ | 1035.7 | 59.7 | 0.00 | 4.2 | P.j | |
| *5eme +6eme+7eme étage* | 55x55 | $N_{max}$ | 891.75 | $M_{x\,corr}$ | 40.17 | $M_{y\,corr}$ | 12.00 | 64.3 | 0.00 | 4.6 | P.j | Ok |
| | | $N_{min}$ | 205.05 | $M_{x\,corr}$ | -7.27 | $M_{y\,corr}$ | 8.49 | 16.6 | 0.00 | 1.2 | P.j | |
| | | $M_{max}$ | 44.88 | $M_{y\,corr}$ | 15.85 | $N_{corr}$ | 609.29 | 54.3 | 0.00 | 4 | P.j | |
| *8eme +9eme+10eme +11eme étage* | 50x50 | $N_{max}$ | 463.49 | $M_{x\,corr}$ | 37.31 | $M_{y\,corr}$ | 15.48 | / | / | 4 | N.p | Ok |
| | | $N_{min}$ | -14.87 | $M_{x\,corr}$ | -34.73 | $M_{y\,corr}$ | -6.54 | / | / | 5 | N.p | |
| | | $M_{max}$ | 57.46 | $M_{y\,corr}$ | 26.41 | $N_{corr}$ | 75.17 | / | / | 10 | N.p | |

### V.3.2 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a\ t\ T_u}{h_1\ f_e}$$

$T_u$ : Effort tranchant.

$\rho_a$ :Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

$t$ : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$ : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$h_1$ : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

**Tableau V.10** La section d'armatures transversales des poteaux.

| *Etage* | *Section* | *Zone* | *t (cm)* | $\boldsymbol{A_{t\,ch}(cm^2)}$ |
|---|---|---|---|---|
| Sous-sol +RDC+1ere Etage | 65 x 65 | Nodale | 10 | $4\emptyset8 = 2.01$ |
| | | Courante | 15 | $4\emptyset8 = 2.01$ |
| 2éme+3éme+4 éme Etage | 60 x 60 | Nodale | 10 | $4\emptyset8 = 2.01$ |
| | | Courante | 15 | $4\emptyset8 = 2.01$ |
| 5éme+6éme+7 éme Etage | 55 x 55 | Nodale | 10 | $4\emptyset8 = 2.01$ |
| | | Courante | 15 | $4\emptyset8 = 2.01$ |
| 8éme+9éme+10éme +11éme Etage | 50 x 50 | Nodale | 10 | $4\emptyset8 = 2.01$ |
| | | Courante | 15 | $4\emptyset8 = 2.01$ |

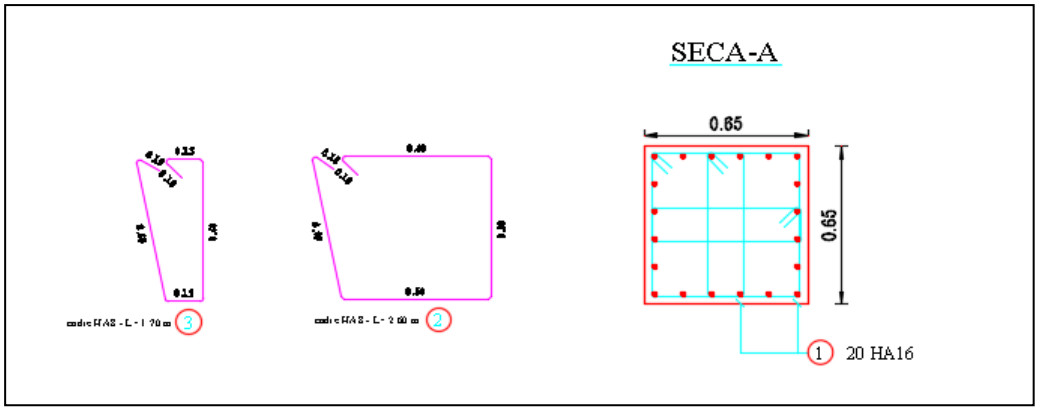



**Figure V.3** Dessin de ferraillage des Poteaux 65x65.

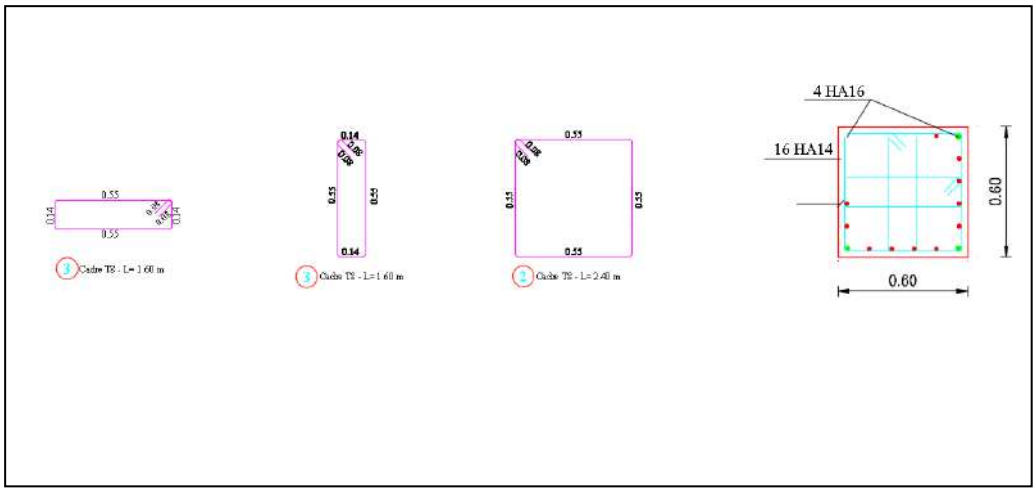



**Figure V.4** Dessin de ferraillage des Poteaux 60x60.

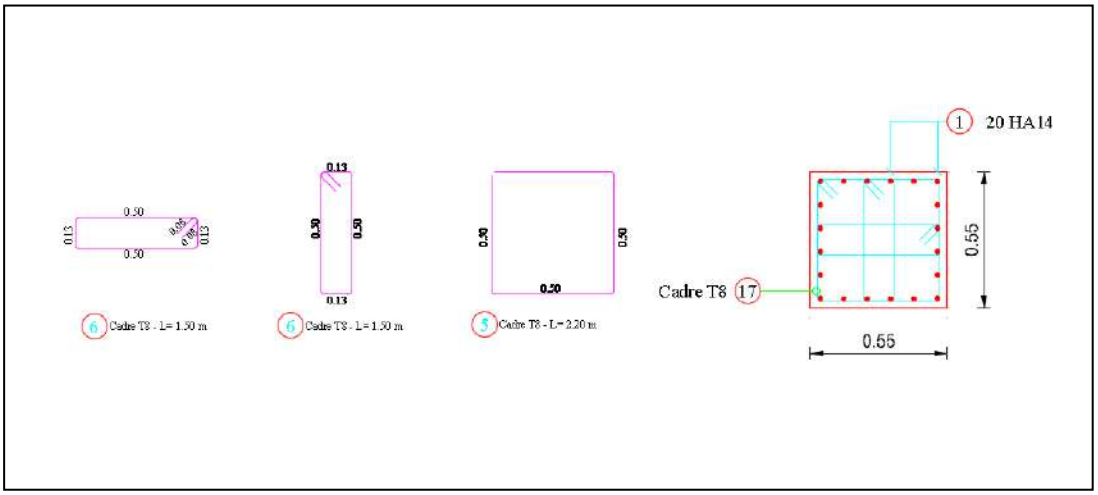



**Figure V.5** Dessin de ferraillage des Poteaux 55x55.

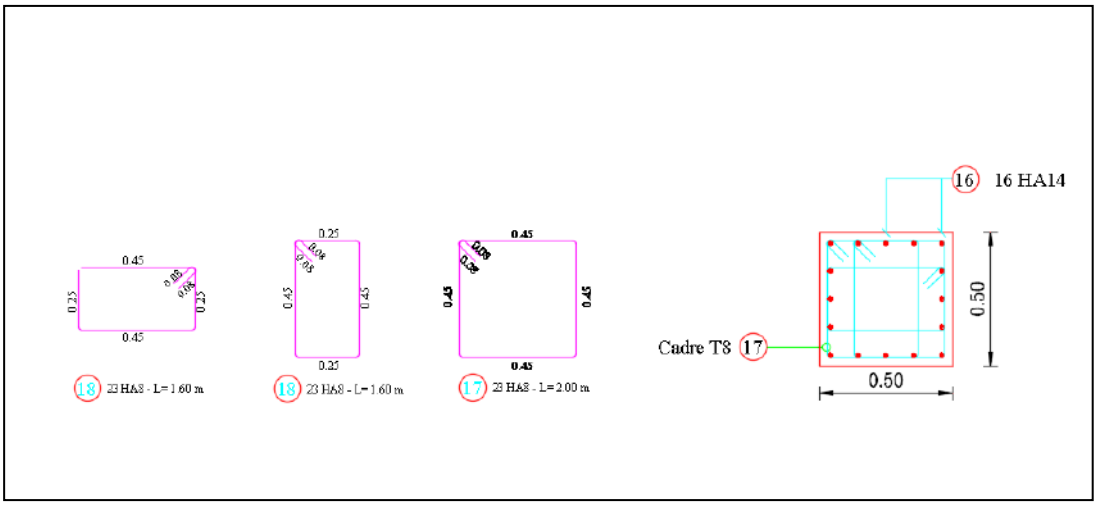



**Figure V.6** Dessin de ferraillage des Poteaux 50x50.

## V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

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

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée .

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée(comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple.

### V.4.1 Ferraillage des trumeaux :

#### V.4.1.1Calcul d'armatures verticales :

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivants :

**Tableau V.11** La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Nodale (Suivant X).

| Voile | L (m) | N (kN) | M (kN.m) | T (kN) | Combinaison | $A_{calculer}$ (cm²) | | $A_{choisie}$ (cm²) | | $S_t$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | $A_{s1}$ | $A_{s2}$ | $A_{s1}$ | $A_{s2}$ | |
|  | 6.05 | 1218.22 | -5978.60 | -1202.01 | 0.8G-Edy | 0 | 11.65 | 14HA12 = 15.83 | 14HA12 = 15.83 | 10 |

Av(zone courant)=0.10%(e × L).

St(zone courant)=2 × St (zone nodale).

**Tableau V.12** La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Suivant X).

| Voile | L (m) | N (kN) | M (kN.m) | T (kN) | Combinaison | $Av_{calculer}$ (cm²) | $Av_{choisie}$ (cm²) | $S_t$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
|  | 6.05 | 1218.22 | -5978.60 | -1202.01 | 0.8G-Edy | 12.10 | 48HA8= 24.12 | 20 |

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\%.a.h_e\}$$

**Tableau V.13** La section calculée d'armatures horizontales des voiles (Suivant X).

| *Voile* | *L (m)* | *he (m)* | $\frac{2}{3} \times A_{vch}$ | $0,15.\%.a.h_e$ | $Ah_{calculer}$ *(cm²)* | $A_{choisie}$ *(cm²)* | $S_t$ *(cm)* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| *Voile* | 6.05 | 3.00 | 37.19 | 9 | 37.19 | 60HA10= 47.10 | 10 |

**Tableau V.14** La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

| Voile | L (m) | N (kN) | M (kN.m) | T (kN) | Combinaison | $A_{calculer}$ (cm²) | | $A_{choisie}$ (cm²) | | $S_t$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | $A_{s1}$ | $A_{s2}$ | $A_{s1}$ | $A_{s2}$ | |
|  | 1.12 | 323.95 | -27.81 | -149.38 | 0.8G – Edy | 5.91 | 5.91 | 14HA8 = 7.03 | 14HA8 = 7.03 | 10 |

Av(zone courant)=0.10%(e × L).

St(zone courant)=2 × St (zone nodale).

**Tableau V.15** La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Suivant Y).

| Voile | L (m) | N (kN) | M (kN.m) | T (kN) | Combinaison | $Av_{calculer}$ (cm²) | $Av_{choisie}$ (cm²) | $S_t$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
|  | 1.12 | 323.95 | -27.81 | -149.38 | 0.8G – Edy | 2.25 | 6HA8=3.01 | 20 |

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0,15.\%.a.h_e\}$$

**Tableau V.16** La section calculée d'armatures horizontales des voiles Zone Courant (Suivant Y).

| Voile | L (m) | he (m) | $\frac{2}{3} \times A_{vch}$ | $0,15.\%.a.h_e$ | $Ah_{calculer}$ ($cm^2$) | $A_{choisie}$ ($cm^2$) | $S_t$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Voile 1 | 1.12 | 3.05 | 11.38 | 9.15 | 11.38 | 60HA8=30.14 | 10 |

### V.4.1.2Vérification des contraintes à l'ELS:

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$).

**Tableau V.17** Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).

| L (m) | N (Kn) | M (Kn. m) | T (Kn) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s'$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.05 | 2756.80 | 544.85 | -182.90 | 2.8 | 40.6 | 0.00 | CV |

**Tableau V.18** Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).

| L (m) | N (Kn) | M (Kn. m) | T (Kn) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s'$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.12 | 223.42 | -0.335 | -33.06 | 1.6 | 20.8 | 0 | CV |

### V.4.2 Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

#### V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$):

**On devra disposer :**

- Des aciers longitudinaux $A_l$.
- Des aciers transversaux $A_t$.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) $A_c$.

**a) Aciers longitudinaux :**

$$A_l \geq \frac{M}{Zf_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4M_u$$

**a) Aciers transversaux :**

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

**Linteau long :**

$$S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$$

$S$ : Espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$ : Section d'un cours d'armatures transversales.

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4V_u$

**Linteau court :**

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$$

$$V = \min(V_1 \, ; \, V_2)$$

$$V_2 = 2 * V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec $M_{ci}$ $et M_{cj}$moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée $l_{ij}$ et calculés par :

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

### V.4.2.2 Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$):

**Aciers diagonales :**

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales $A_D$à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e sin\alpha}$$

$$\alpha = Arctg\left(\frac{h-2d'}{l}\right)$$

**Ferraillage minimal :RPA2003 « Art 7.7.3.3 »**

**a) Armatures longitudinales :**

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$$

**b) Armatures transversales :**

$$Pour : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \ b * s$$

$$Pour : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \ b * s$$

$s$ : Espacement entre les cadres

**c) Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

**Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\boldsymbol{\tau_b \geq 0.06 f_{c28}}$):**

**Tableau V.19** Choix de la méthode de calcul.

| L (m) | h (m) | T (kN) | M1 (kN) | τ (MPa) | $0.06f_{c28}$ | $\tau \leq 0.06f_{c28}$ | Choix de la méthode |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.9 | 1.5 | 662.37 | 556.26 | 3.43 | 1.5 | **Non** | Traction/Compression |

**Tableau V.20** La section d'armatures des linteaux (Suivant X)

| *Armatures diagonales* | | *Armatures longitudinales* | | *Armatures transversales* | | *Armatures de peau* | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $A_d$ ($cm^2$) | $A_{d\,ch}$ ($cm^2$) | $A_l$ ($cm^2$) | $A_{l\,ch}$ ($cm^2$) | $A_t$ ($cm^2$) | $A_{t\,ch}$ ($cm^2$) | $A_p$ ($cm^2$) | $A_{p\,ch}$ ($cm^2$) |
| 13.15 | 8HA16=16.08 | 4.5 | 4HA14=6.16 | 0.75 | 2HA8=1.01 | 6.00 | 16HA8=8.04 |

**Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\boldsymbol{\tau_b \leq 0.06 f_{c28}}$):**

**Tableau V.21** Choix de la méthode de calcul.

| *L* *(m)* | *h* *(m)* | $T$ $(kN)$ | $M1$ $(kN)$ | $\tau$ $(MPa)$ | $0.06f_{c28}$ | $\tau \leq 0.06f_{c28}$ | *Choix de la méthode* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.90 | 1.50 | 150.50 | 121.93 | 0.78 | 1.5 | **Oui** | flexion simple |

**Tableau V.22** La section d'armatures des linteaux (Suivant X)

| *Armatures longitudinales* | | *Armatures transversales* | | | *Armatures de peau* | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $A_l$ $(cm^2)$ | $A_{l\,ch}$ $(cm^2)$ | $A_{t\,ch}$ $(cm^2)$ | $St$ *(cm)* | $St_{\,ch}$ *(cm)* | $A_p$ $(cm^2)$ | $A_p$ $(cm^2)$ |
| 2.94 | 4HA10=3.14 | 2HA8=1.01 | 14.73 | 15 | 6 | 16HA8=8.04 |

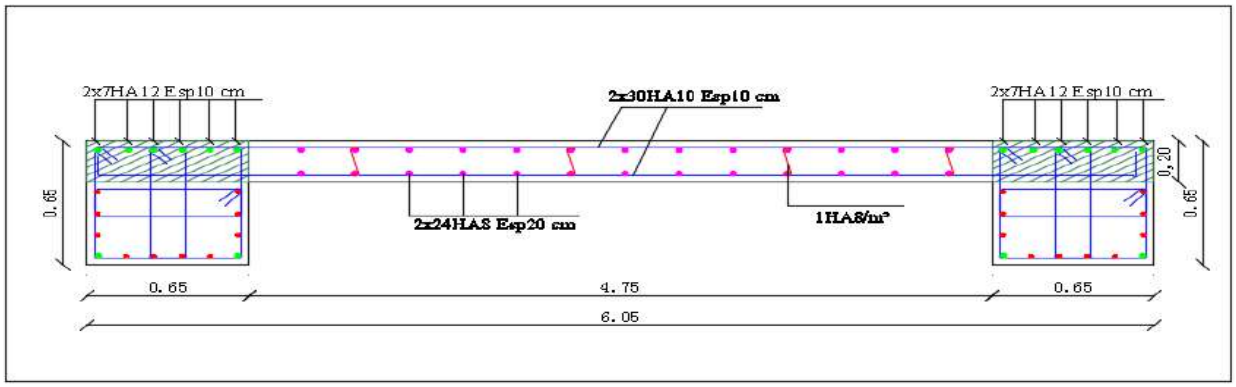



**Figure V.7** Dessin de ferraillage de voile pleine

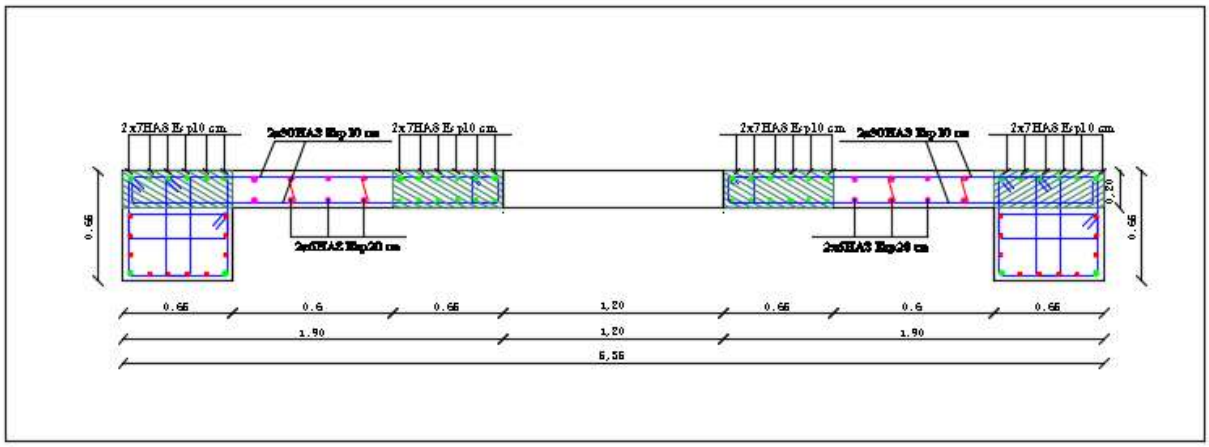



**Figure V.8** Dessin de ferraillage de voile avec ouverture

## VI.1.INTRODUCTION :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

## VI.2 .TYPES DE FONDATIONS :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

## VI.3. CARACTERISTIQUES DU SOL :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 3.00bar\text{=0.3MPA}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exige de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 1.50m$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$\gamma_s = 18.00\,kN/m^3$ , $\varphi = 50°$ , $C = 1.00\ bar$

## VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS :

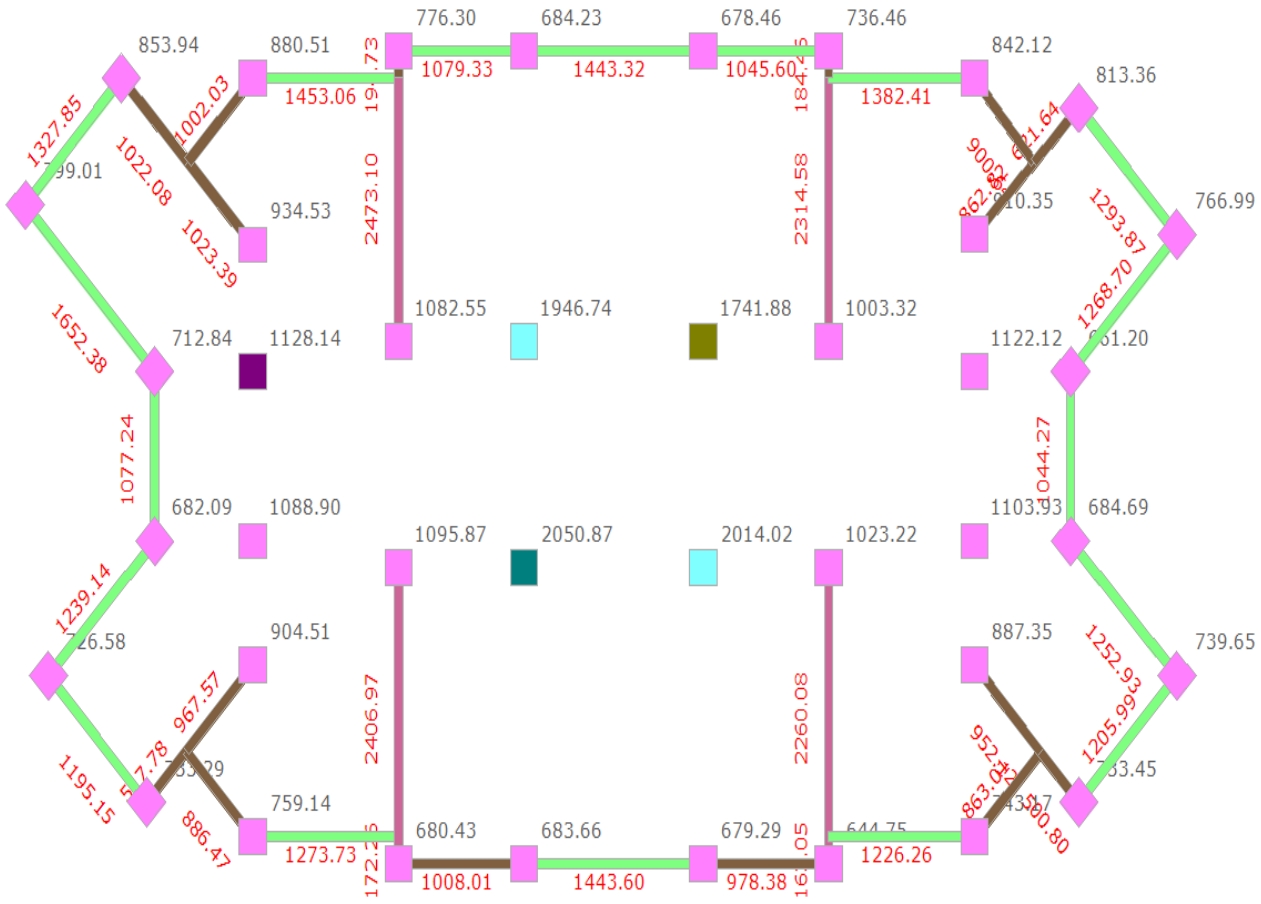
Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

## VI.5. Les efforts normaux à base de la structure

Les efforts normaux a la base (ELS) :

**Figure VI.1**Les effort normal a la base.



## VI.6. Calcul des semelles isolées

### VI.6. 1. Dimensionnement des semelles isolées :

**Tableau VI.1** Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

| | A (cm) | B (cm) | N (kn) | Mx (kn.m) | My (kn.m) | Ai initial (m) | Bi initial (m) | A ch (m) | B ch (m) | H (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **S1** | 65 | 65 | 2050.87 | 6.12 | -1.20 | 2.62 | 2.62 | 2.8 | 2.8 | 80 |
| **S2** | 65 | 65 | 1741.88 | 7.78 | -0.11 | 2.36 | 2.36 | 2.6 | 2.6 | 60 |
| **S3** | 65 | 65 | 1128.14 | -11.11 | 2.98 | 1.95 | 1.95 | 2.5 | 2.5 | 50 |

### VI.6.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

a) **Suivant B**: $l \geq \frac{1.5}{2}(B + B')$

**b) Suivant A :** $l \geq \frac{1.5}{2}(A + A')$

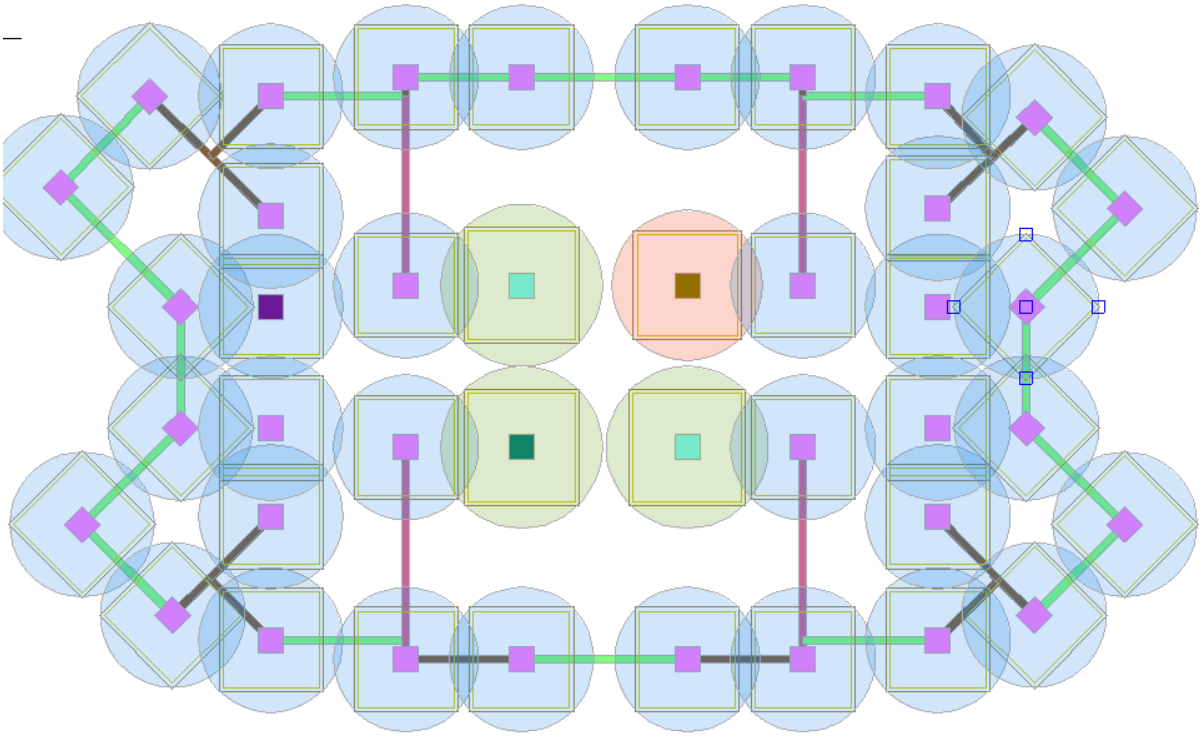


**Figure VI.2** Dessin des bulles de pression.

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant les deux directions, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

## VI.7. CALCUL DES SEMELLES FILENTES :

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi- travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- La semelle continue.
- La poutre de libage.

Les calculs de dimensionnement et de détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle, et longitudinalement pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

• Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

• Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.

• Bon enrobage des armatures.

• Non poinçonnement.

### VI.7.1 Dimensionnement des semelles filantes :

**Tableau VI.2** Dimensionnement des semelles Filantes à l'ELS.

| Semelle | | A m | $N_{ser}$ kN | $M_{corr}$kN | B calculé m | B adopté m | h calculé cm | h adopté cm | $\sigma_{sol}$ calculé MPa | $[\bar{\sigma}_{sol}]$ MPa |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sous Plusieurs poteaux | SF 1 | 4.30 | 2050.87 | 6.12 | 1.60 | 2.00 | 36.81 | 40 | 2.75 | 3.00 |
| | SF 2 | 3.60 | 1128.14 | 3.93 | 1.15 | 2.00 | 36.81 | 40 | 1.60 | |
| Sous voiles | SF ph1 | 1.0 | 457.98 | 30.11 | 1.66 | 2.00 | 36.81 | 40 | 2.40 | |
| | SF ph2 | 1.0 | 377.26 | 17.42 | 1.26 | 1.60 | 28.06 | 40 | 2.35 | |
| | SF ph3 | 1.0 | 465.18 | 6.35 | 1.55 | 1.60 | 28.06 | 40 | 2.75 | |

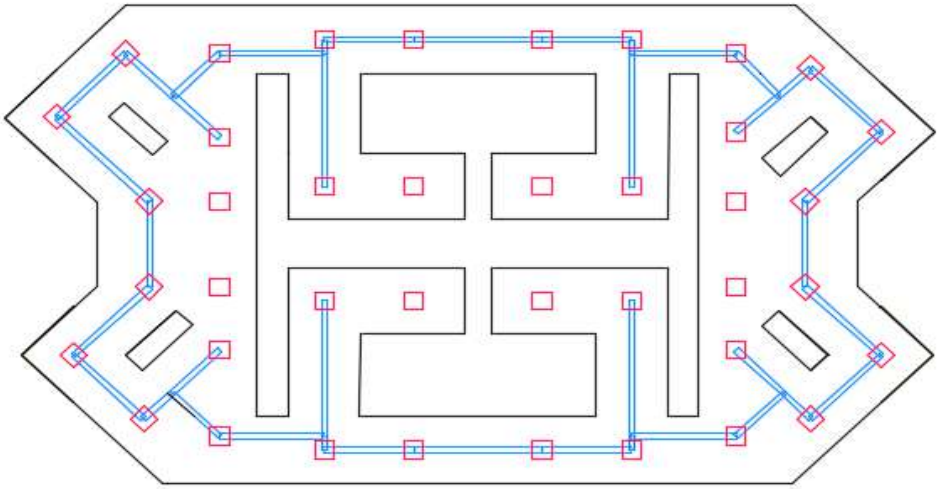


**Figure VI.3** Dimensionnement des semelles filante.

### VI.7.2 Vérification de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à

L'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement $(e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4})$.

**Tableau VI.3.** Vérification de renversement des semelles filantes.

| Semelle | | $N_{ser}$ Kn | $M_{ser\ corr}$ kN.m | $e_0$ cm | B m | $\frac{B}{4}$ Cm | $e_0 \leq \frac{B}{4}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sous plusieurs poteaux | SF 01 | 2050.87 | 6.12 | 0.298 | 2.00 | 50 | CV |
| | SF 02 | 1128.14 | 3.93 | 0.348 | 2.00 | 50 | CV |
| Sous voiles | SF ph01 | 457.98 | 30.11 | 6.574 | 2.00 | 50 | CV |
| | SF ph02 | 377.26 | 17.42 | 4.618 | 1.60 | 40 | CV |
| | SF ph03 | 465.18 | 6.35 | 1.365 | 1.60 | 40 | CV |

### VI.7.3 Vérification de poinçonnement de semelle filante

$$F \leq F_{Limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

**Tableau VI.4.** Vérification de poinçonnement de la semelle filante.

| Semelle filante | H<br>Cm | $F_{limite}$<br>kN | $F_u$<br>kN | Vérification |
|---|---|---|---|---|
| | 40.00 | 1260 | 2828.08 | Non |

### VI.7.4 Ferraillage de la semelle filante :

#### VI.7.4 .1Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux

La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment Mb parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$).

**Tableau VI.5** Choix de méthode de calcul.

| Semelle | $N_u$<br>(KN) | $M_u$<br>(KN) | $e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm) | $\frac{B}{18}$ (cm) | Méthode |
|---|---|---|---|---|---|
| **SF01** | 2828.08 | 8.48 | 0.299 | 11.11 | Des bielles |
| **SF02** | 1547.43 | 5.42 | 0.350 | 11.11 | Des bielles |

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Méthode des bielles $\begin{cases} N'a = N\left(1 + \frac{3.e_{0a}}{A}\right); \ A_b = \frac{P_u(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \ ; A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$

- Armatures principales

**Tableau VI.6.** Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

| Semelle | $N_u$<br>KN | A<br>m | B<br>m | $A_{calculée}$<br>$cm^2$ | $A_{choisie}$<br>$cm^2$ | St<br>cm |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **SF01** | 2828.08 | 4.30 | 2.00 | 40.80 | 43HA12=48.59 | 10 |
| **SF02** | 1547.43 | 3.60 | 2.00 | 22.27 | 24HA12=27.12 | 15 |

- Armature de répartitions

**Tableau VI.7.** Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

| Semelle | Ab $cm^2$ | B m | $A_{rép}$ m | $A_{choisie}$ $cm^2$ | St cm |
|---|---|---|---|---|---|
| **SF01** | 11.31 | 2.00 | 5.65 | 2x (6HA12)=13.57 | 15 |
| **SF02** | 7.92 | 2.00 | 3.96 | 2x (6HA12)=13.57 | 15 |

### VI.7.4.2 Semelle filante (continue) sous un voile

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle B.

**Tableau VI.8.** Vérification de méthode de calcul.

| Semelle | $N_u$/ml (KN/ml) | $M_u$/ml (KN) | $e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$ | $\frac{B}{18}(cm)$ | Méthode |
|---|---|---|---|---|---|
| **SF ph01** | 626.58 | 41.61 | 6.64 | 11.11 | Bielles |
| **SF ph02** | 514.82 | 23.74 | 4.61 | 8.88 | Bielles |
| **SF ph03** | 635.52 | 8.77 | 1.38 | 8.88 | Bielles |

- Armatures principales

**Tableau VI. 9.** Ferraillages principaux des semelles filantes sous voiles.

| Semelle | $N_u$/ml KN/ml | $M_u$/ml KN | $e_0(cm)$ | B m | $A_{calculée}$ $cm^2$ | $A_{choisie}$/ml $cm^2$ | St Cm |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **SF ph01** | 626.58 | 41.61 | 6.64 | 2.00 | 9.09 | 10HA12=11.31 | 10 |
| **SF ph02** | 514.82 | 23.74 | 4.61 | 1.60 | 7.46 | 10HA12=11.31 | 10 |
| **SF ph03** | 635.52 | 8.77 | 1.38 | 1.60 | 9.15 | 10HA12=11.31 | 10 |

- Armature de répartitions

**Tableau VI.10.** Armature de répartitions des semelles filantes sous voiles.

| Semelle | Ab $cm^2$ | B m | $A_{rép}$ M | $A_{calculée}$ $cm^2$ | St Cm |
|---|---|---|---|---|---|
| **SF01** | 10HA12=11.31 | 2.00 | 5.65 | 13HA12=14.69 | 15 |
| **SF02** | 10HA12=11.31 | 1.60 | 4.52 | 11HA12=12.43 | 15 |
| **SF03** | 10HA12=11.31 | 1.60 | 4.52 | 11HA12=12.43 | 15 |

### VI.7.5. Pré dimensionnement de Poutre de Libage :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura inferieur à la largeur b du poteau, sa hauteur $h_p$ sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol : $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5kll^4max}{E}}$

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164,2MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 12 kg/cm$^3$ bon sol).
- $h_p$ : la hauteur de la poutre de libage

**Tableau VI.11** Pré dimensionnement de Poutre de Libage

| Lmax (cm) | K (kg/cm^3) | Fc28 (MPA) | E (MPa) | hp (cm) | hp choisi (cm) | B choisi (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3.00 | 12.00 | 25 | 32164.2 | 55.10 | 80 | 50 |

**Tableau VI.12** vérification de poinçonnement

| A (m) | B (m) | H (m) | U (m) | ɣb | Fc28 (MPA) | F limite (kn) | Nu max (kn) | vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.50 | 0.50 | 1.00 | 3.40 | 1.5 | 25 | 3120 | 2060.40 | C.V |

Pas de Risque de poinçonnement de poutre de libage.

### VI.7.6. Ferraillage Poutre de libage

Pour le ferraillage on a deux poutres de libage a ferraillé de même section mais d'effort normal diffèrent.

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (kN/m$^2$) par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\sigma}_{ELU}= \frac{\sum N_U+1{,}35\times(P_{semelle})+P_{poutre\ de\ libage}}{\mathbf{BxL}} \qquad \boldsymbol{\sigma}_{ELS}= \frac{\sum N_{ser}+(P_{semelle})+P_{poutre\ de\ libage}}{\mathbf{BxL}}$$

Avec :

- ∑Ni: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.

- B : la hauteur de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (**renversée**), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$F_{ELU} = \sigma_{ELU} \times B$ $F_{ELS} = \sigma_{ELS} \times B$

La quantité de ferraillage calculé est très grand donc on a adopté une solution de crée des poutres de libage à mi travée (dans les travées longs).

**Tableau VI.13** Sollicitations des forces.

| σu | σser | F ELU | F ELS |
|---|---|---|---|
| 3.09 | 2.28 | 618.00 | 456.00 |

### VI.7.6.1. Détermination des moments de la poutre de libage:

**Tableau VI.14** Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

| **ELU** | | | **ELS** | |
|---|---|---|---|---|
| **$M_a$(kN.m)** | **$M_t$(kN.m)** | **T(kN)** | **$M_a$(kN.m)** | **$M_t$(kN.m)** |
| -162.76 | 691.74 | 871.38 | -120.49 | 510.41 |

### VI.7.6.2 Calcul des armatures longitudinales:

**Tableau VI.15** Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

| **P.libag** | **$M_u$(kN.m)** | **A cal ($cm^2$)** | **A'cal ($cm^2$)** | **$A_{adoptée}$ ($cm^2$)** |
|---|---|---|---|---|
| Travée | 691.74 | 28.40 | 0,00 | 15ChHA16=30.16 |
| Appuis | -162.76 | 6.20 | 0,00 | 5Ch HA16=10.05 |

### VI.7.6.3 Vérification des contraintes à l'ELS:

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

**Tableau VI.16** Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

| P.libage | $M_{ser}$ (kN.m) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\sigma_s'$ (MPa) | $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ | $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Travée | 510.41 | 9 | 201.63 | 120.8 | Vérifiée | Vérifiée |
| Appuis | -120.49 | 2.4 | 162.9 | 27.7 | | |

### VI.7.6.4 Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 93Art.5.2.4.2:

On doit vérifier :$\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{871.38 \times 1000}{500 \times 770} = 2.26\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

### VI.7.6.5 Armatures transversales:

Les valeurs des sections d'armateurs transversale ($A_t$), ainsi que leurs espacements ($S_t$) sont résumes dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.17** Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

| P.libag | T (kN) | τ (MPa) | $S_{t.adoptée}$ | | $A_{t.adoptée}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | $S_{ZN}$ (cm) | $S_{ZC}$ (cm) | |
| **Poutre** | 871.38 | 2.26 | 10 | 15 | 5HA8=2.51 |

### VI.7.6.6Armatures de peau selon CBA93 A.7.3:

Puisque la poutre de libage a une hauteur de 80cm Le CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinaux, des armateurs de peau d'au moins de $3cm^2$/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1{,}3 = 3{,}9\ cm^2, \text{donc on adopte } 4HA12 = 4.52cm^2.$$

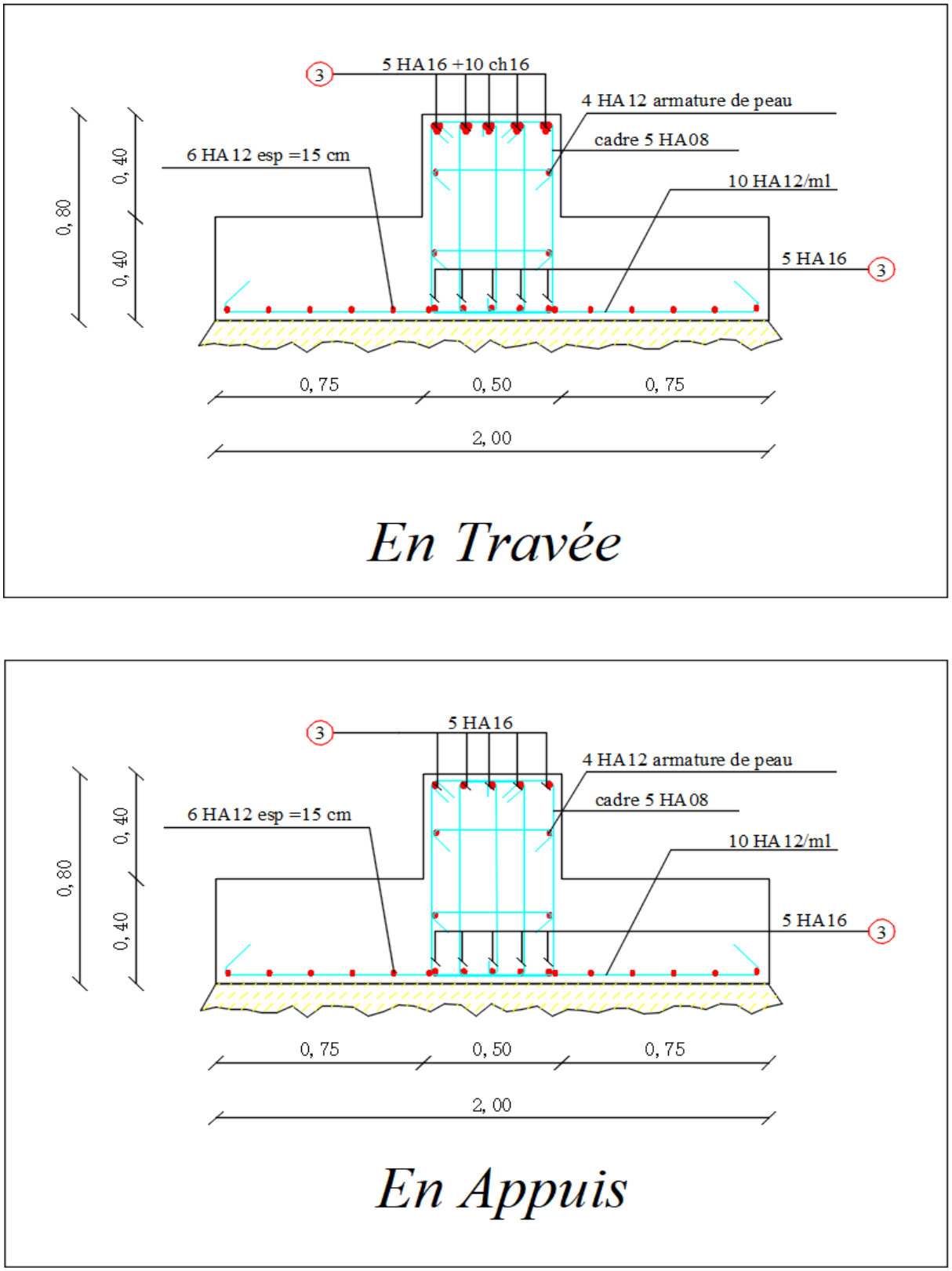



**Figure VI.4** ferraillage de poutre de libage.

## VI.8 Calcul de voile périphérique :

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumise à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

Selon le RPA2003, l'épaisseur minimale des voiles est : e ≥ 15 cm, dans notre cas on adoptera une épaisseur de 20 cm.

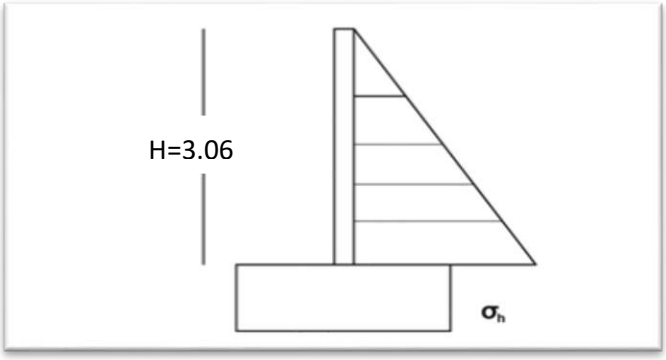



**Figure VI.5**: Schéma statique du voile périphérique.

### VI.8.1 Calcul de la poussée des terres :

$$P = (1/2)\,\rho_{remblai} * K_p * h^2$$

Avec :

$K_p = tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$\rho_d = 18.00kN \quad , \quad h = 3.06\,m \quad , \quad \varphi = 50° \Rightarrow K_p = 0.13$

$P = (0.5) * 18 * 0.13 * (3.06)^2 = 10.95\ kN/m^2$

Le voile est donc soumis à une charge rectangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, le calcul se fera par la méthode forfaitaire pour une bande de 1m.

$$P = 10.95/2 = 5.48\ kN$$

$$P_u = 1.35 * P = 7.39\ kN \quad , \quad P_{ser} = P = 5.48\ kN$$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y = 4.3\ m$ et comme hauteur $l_x = 3.06m$; ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres).

$$\rho = \frac{l_{ix}}{l_{iy}} = \frac{3.06}{4.3} = 0.71$$

Tant que le rapport $0.4 \leq \rho \leq 1$ donc, la dalle travaille suivant les deux directions.

$$M_x = \mu_x * q * l_x^2 \quad , \quad M_y = \mu_y * M_x$$

$$M_{tx} = 0.85 * M_x \quad , \quad M_{ty} = 0.75 * M_y$$

$$M_{sx} = 0.3 * M_x \ , \quad M_{nx} = 0.3 * M_x \quad , \quad M_{ey} = M_{wy} = 0.5 * M_y$$

**Tableau VI.18**La section d'armatures du voile périphérique.

| | $\mu$ | *Armatures en travées* | | | | *Armatures aux appuis* | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $M_t$ $(kN.m)$ | $A_{tcal}$ $(cm^2)$ | $A_{tch}$ $(cm^2)$ | $S_t$ $(cm)$ | $M_a$ $(kN.m)$ | $A_{acal}$ $(cm^2)$ | $A_{ach}$ $(cm^2)$ | $S_t$ $(cm)$ |
| ***Suivant X*** | 0.0670 | 3.48 | 0.59 | 7HA8 =3.52 | 15 | 1.39 | 0.24 | 7HA8 =3.52 | 15 |
| ***Suivant Y*** | 0.4539 | 1.79 | 0.30 | 7HA8 =3.52 | 15 | 1.05 | 0.18 | 7HA8 =3.52 | 15 |

## VI.8.2Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\overline{\sigma_b} = 15MPa \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63MPa$$

**Tableau VI.19**Vérification des contraintes à l'ELS.

| | $\mu$ | *Contraintes en travées* | | | | | *Contraintes aux appuis* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $M_t$ $(kN.m)$ | $A_{tch}$ $(cm^2)$ | $\sigma_b$ $(MPa)$ | $\sigma_s$ $(MPa)$ | $\sigma_s'$ $(MPa)$ | $M_a$ $(kN.m)$ | $A_{acal}$ $(cm^2)$ | $\sigma_b$ $(MPa)$ | $\sigma_s$ $(MPa)$ | $\sigma_s'$ $(MPa)$ |
| ***Suivant X*** | 0.0670 | 2.58 | 3.52 | 0.4 | 4.00 | 4.00 | 1.03 | 3.52 | 0.1 | 1.6 | 1.6 |
| ***Suivant Y*** | 0.4539 | 1.33 | 3.52 | 0.2 | 2.1 | 2.1 | 0.78 | 3.52 | 0.10 | 1.2 | 1.2 |

## VI.8.3Vérification au cisaillement à l'ELU :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$\tau_{max} = 0.049\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$Condition vérifée.

## VI.9.calcule le ferraillage de Longrine:

### VI.9.1.Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC :

Les longrines doivent calculés pour résister à la **traction** sous l'action d'une force égale à :

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20\ KN$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

**a :** Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de la site considérée.

| Site | Zone 1 | Zone IIa | Zone IIb ,III |
|---|---|---|---|
| S1 | - | - | - |
| S2 | - | 15 | 12 |
| S3 | 15 | 12 | 10 |
| S4 | 12 | 10 | 08 |

Etant donné que le béton tendue est néglige, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de la **traction F** : N max=2825.34 KN (compression)

$$A = \frac{F_u}{\sigma_s} = \frac{F_u}{F_e/\gamma_s} = 812\ mm^2$$ A= 8.12 cm²

**Choix des Armatures :**

$A_{ch}$ = 6T14 = 9.24 cm²

Section minimale :

Amin = 0.6%.b x h (cm²) = 6.30 cm²

### VI.9.2.Vérification des contraintes normal à l'état limite de service:

**Combinaison : G+Q**

**Type de fissuration : Préjudiciable**

**Tableau VI.20**Vérification des contraintes normal

| Longrines | Sollicitation à L'ELS | | Contraintes normales | | Contraintes admissibles | | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| N° | $N_{ser}$ [KN] | $\alpha$ | $\sigma_b$ [MPa] | $\sigma_s$ [MPa] | $\sigma_b$ [MPa] | $\sigma_s$ [MPa] | Oui / Non |
| | 2050.40 | 10 | / | 221.90 | / | 201.63 | **C.N.V** |

**Choix des Armatures :**

$A_{ch}$ = 6T16 = 12.06 cm²

Section minimale :

Amin = 0.6%.b x h (cm²) = 6.30 cm² RPA2003 Art.10.1.1

**Combinaison : G+Q**

**Type de fissuration : Préjudiciable**

**Tableau VI.21** Vérification des contraintes normal

| Longrines | Sollicitation à L'ELS | | Contraintes normales | | Contraintes admissibles | | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| N° | $N_{ser}$ [KN] | $\alpha$ | $\sigma_b$ [MPa] | $\sigma_s$ [MPa] | $\sigma_b$ [MPa] | $\sigma_s$ [MPa] | Oui / Non |
| | 2050.40 | 10 | / | 170.02 | / | 201.63 | **C.V** |

## VI.9.3.Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement :

**Combinaison : G+Q**

**Tableau VI.22** Vérification des contraintes tangentielle

| Longrines et Sollicitation à L'ELU ou L'ACC | | | | Vérification | | | Espacements et armatures | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **N°** | h [ cm] | b [ cm] | T [KN] | Tu [MPa] | Tu adm [MPa] | Oui /Non | ZN [ cm] | ZC [ cm] | Ø [ mm] | At [ cm²] |
| | 35 | 30 | 10.117 | 0.11 | 3.33 | C.V | 10 | 15 | 08 | 1.51 |

Les cadres dont l'espacement est inférieur à la min [ 20 cm , 15 (Ø1) ]

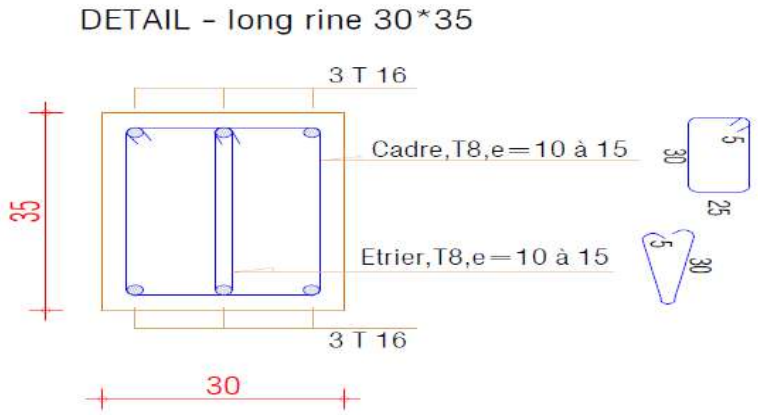



**Figure VI.6** ferraillage de Longrine.

# Références bibliographiques

## Documents réglementaires


📖[1] Règles parasismiques Algérienne RPA99 version 2003.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

📖[2] Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

📖[3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.


## Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures« SAP2000 version 20.2.0 ».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2016.
- Microsoft office 2016.

# ANNEXEA

## METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

On peut admettre que $I_f$est défini par la relation:

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1+(\lambda\,.\,\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

$I_0$: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé

$f_{t28}$:la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

$\sigma_s$:la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ: le"pourcentage"ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure;

$$\rho\frac{A}{b_0.d}$$

$b_0$: la largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie $I_{fi}$ et $I_{fv}$ correspondant a $\lambda_i$ et $\lambda_v$ et les modules de déformation longitudinale correspondants $E_i$ et $E_v = \frac{1}{3}E_i$ .

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}} \text{ et} \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

Adéfaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches$f_i$et $f_v$ sont égales à:

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_{v-}f_i$$

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

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & SI \quad L \leq 5\ m \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{1000} + 0{,}5\ cm & SI \quad L \geq 5\ m \end{cases}$$

# ANNEXE B

## CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si lesinégalitésci-dessous sont vérifiées :

**-Pour les Poutres**

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

**-Pour les Poutrelles**

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

**-Pour les Dalles Pleines**

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec:

$-M_t = k \times M_0$

-k : Est un coefficient rédacteur ($0{,}75 \leq k \leq 0{,}85$).

# ANNEXE C

## METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.

Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

### Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

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

Conventionnellement on désignera :

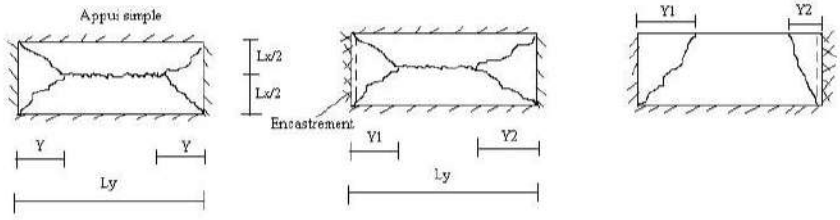
-Un côté libre par un trait sans hachures

-Un appui simple par une hachure

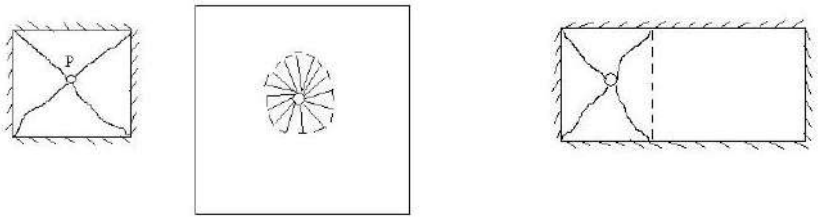
Un encastrement par une double hachure

**Exemples de fissuration de dalle**

*a)***Cas des charges réparties**




*b)***Cas des charges réparties concentrées**




**Calcul des moments (principe du travail virtuel)**

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum \text{des Travaux Externes} - \sum \text{des Travaux Internes} = 0$$

**a) Travail externes**

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

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

Pour le cas particulier de la charge répartie :

$T_{ext}$ = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

**b) Travail internes**

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

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

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

# ANNEXED

## METHODE FORFAITAIRE

**CALCUL DES MOMENTS :**

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

a) Elle est encastrée sur un seul coté :

$$M = -\frac{qL^2}{2}$$

b) Elle repose simplement sur deux cotés :

$$M = \frac{qL^2}{8}$$

c) Elle est encastrée sur ses quatre cotés :

$$M_t = 0{,}8\, M_0$$

$$M_a = -0{,}5\, M_0$$

Avec :

$$M_0 = \frac{qL_x^2}{8}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle articulée sur leur contour :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :

- Panneau de dalle de rive :

$$M_{tx} = 0{,}85\, M_x$$

$$M_{ty} = 0{,}85\, M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}3\, M_x \text{ (appui de rive)}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\, M_x \text{ (appui intermédiaire)}$$

- Panneau de dalle intermédiaire :

$$M_{tx} = 0{,}75\, M_x$$

$$M_{ty} = 0{,}75\ M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\ M_x$$

**CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :**

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

$$T_x = \frac{ql_x l_y}{2l_y + l_x}$$

$$T_x = \frac{Pl_x}{3}$$

3. Armatures transversales :

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0 d} \leq \frac{0{,}07 f_{c28}}{\Upsilon_b}$$

**FERRAILLAGE :**

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

- Diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

- Espacement :

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)

- Armatures de répartitions :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4}$$

$$\emptyset_{rép} \leq \emptyset$$

$a \leq$ Min [4h et 45 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges concentrées)

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

$$M_x \rightarrow A_x$$

$$M_y \rightarrow A_y$$

$$\emptyset_x \text{ et } \emptyset_y \leq \frac{h}{10}$$

$$a \leq \text{Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)}$$

$$a \leq \text{Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)}$$

b) Dalle encastrées sur leur contour :

$$M_{tx} \rightarrow A_{tx}$$

$$M_{ty} \rightarrow A_{ty}$$

$$M_{ax} \rightarrow A_{ax}$$

$$M_{ay} \rightarrow A_{ay}$$

$$\emptyset_{tx}, \emptyset_{ty}, \emptyset_{ax} \text{ et } \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$$

$$a \leq \text{Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)}$$

$$a \leq \text{Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)}$$

$$d_x = h - c = h - e - \frac{\emptyset_x}{2}$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2}\right)$$

# ANNEXE E

# CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

**Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs $\Phi_t$ est donnée par la relation suivante **:**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right)$$

Avec :

$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$ : avec est $n_t$ le nombre des barres transversales**.**

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

$St \leq$ Min [0,9d ; 40cm]. et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ Mpa et $S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times K)}$

Dans le cas de la flexion composée **:** $k = 1+3\times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

$A_t$:Section d'armaturestransversales.

b:Largeur de lasection droite.

h:Hauteur de lasection droite.

$S_t$:Espacementdesarmaturestransversales.

On prend $f_e = 400$ MPa.

**Pour les poutres :**

**Selon le RPA2003**: $\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0{,}003 * b} & \\ S_t \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset, 30\text{cm}\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$

**Pour les poteaux :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **RPA99version2003 « Art 7.4.2.2 »** :

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

$T_u$ : Effort tranchant.

$\rho_a$ :Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2,50 si : $\lambda \geq 5$

3,75 si :$\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

*t* : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \text{Min}\left[\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10\emptyset_l\right] & \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$ : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$h_1$ : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \quad \text{si :} \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \quad \text{si :} \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}8\% \quad \text{si :} \quad \lambda \leq 3$$