REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie civil
Spécialité : structures

Etude d'un bâtiment (R+5+entre-sol) à Chlef

Présenté par :

NAAS Ahmed

OUNESLI Salah

Proposé et Dirigé par :

M^{me} BACHENE. S

Promotion Juin 2021

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Dieu pour nous avoir guidé vers le chemin de la lumière et du savoir, pour nous avoir donné le courage et la volonté afin de pouvoir réaliser ce travail.

Nous tenons à remercier vivement nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices, et tous ceux qui nous ont aidé à élaborer cet ouvrage.

Nous remercions en particulier notre Promoteur

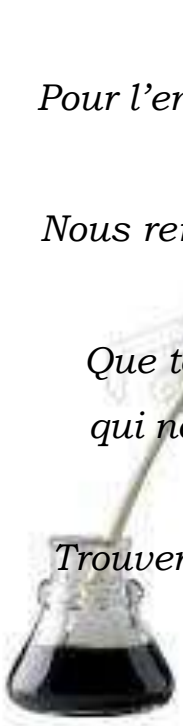
Mdm. BACHENE . S

Pour l'encadrement et pour son aide et ses orientations précieuses afin de mener notre travail à bon port.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leurs soutiens et qui nous ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce mémoire

Trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.



ترحم



*إن القلب ليحزن وإن العين لتدمع وإنا على فراقك يا صالح لمحزونون وما نقول إلا ما يرضي ربنا ‹‹**إِنَّا لِلَّهِ وَإِنَّا إِلَيْهِ رَاجِعُونَ**››، شاءت الأقدار أن تفارقنا وأنت في ريعان شبابك وقبل أن تختتم مسارك الدراسي فالحمد لله على نعمته وابتلاءه لله ما أعطى ولله ما أخذ.*

اللهم اغفر له وارحمه وعافه واعفو عنه وأكرم نزله ووسع مدخله واغسله بالماء والثلج والبرد ونقه من الخطايا كما ينقى الثوب الأبيض من الدنس وأبدله دارا خيرا من داره وأهلا خيرا من أهله وأدخله الجنة وأعذه من عذاب القبر وعذاب النار.

اللهم جازه بالحسنات إحسانا وبالسيئات عفوا وغفرانا.

اللهم اجعل صبره على ألام مرضه مغفرة لذنوبه واجعل اجتهاده في طلب العلم ذخرا وعلو مقام يوم القيامة إنك عفو رحيم.

أحمد.

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère ".

Á celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

Á mes sœurs

Á mes chers amis Billel et Oussama et Nedjmou et Younes

Et à tous mes amis.

Á mon binôme ***OUNISLI Salah*** *et toute la promotion 2021*

Ahmed.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة بناية من الخرسانة المسلحة تتكون من (**5طوابق+ طابق أرضي وتحت أرضي**)
تقع في ولاية شلف التي تعتبر ذات نشاط زلزالي قوي المنطقة الثالثة
نضمن مقاومة البناية لكل الحمولات الأفقية والعمودية بواسطة نظام العارضات والأعمدة + جدران من الإسمنت المسلح
قياس الأبعاد والتسليح مختلف العناصر الأساسية مصممة طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر
(**RPA2003.CBA93**)
الدراسة الديناميكية أنجزت بواسطة برنامج تحليل الهياكل
(**SAP2000 version 20**)

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé, constituée de **RDC+5étage+sous-sol** .Ce bâtiment se situe à la wilaya de Chlef qui fait partie de la zone de forte sismicité « Zone III ».

C'est une structure contreventée par des portiques et des voiles, sa conception est faite Conformément aux Règlement Parasismique Algérien (**RPA2003**) et le codes du béton armé (**CBA 93**).

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse des structures (**SAP2000 version 2020**).

Abstract

The goal of this work is the study of a concrete reinforced structure, made up of (**Ground dealing + 5 stories+ underground**).This building is located at wilaya of Chlef, which belongs to the zone of strong seismicity "zone III".

It is a structure braced by mixed system gantry-sails.

The dimensioning and the reinforcement of all the resistance elements were prepared in accordance with regulatory and technical documents (**RPA2003, CBA93**).

The dynamic study was carried out using software (**SAP2000 version 20**).

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	I
Chapitre 1	
Introduction	2
1.2. Présentation de l'ouvrage	2
1.3.Description de l'ouvrage	2
1.4. Structure Porteuse	3
1.4.1. Ossature	3
1 .4.3. Escaliers	3
1.4.4. Terrasse	3
1.4.5. Ascenseurs	3
I.4.6. Maçonnerie	3
1.3. les PROPRIETES des matériaux	4
1.3.1 Béton	4
I.3.2. Acier	8
I.4.1. Hypothèse de calcul à L'ELU	9
1.5. Hypothèse de calcul à L'ELS	10
1.6. Conclusion	10
Chapitre 2	
2.1. INTRODUCTION	11
2.2. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS	11
2.2.1. Plancher en Corps Creux	11

2.2.2 Plancher dalle pleine	12
2.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	13
2.3.1. Terrasse inaccessible (corps creux)	13
2.3.2. Planchers courants (corps creux)	14
2.3.3. Maçonnerie	15
2.3.4. Dalle pleine	16
2.3.5. Les Balcons	17
2.3.7. Charges d'exploitations	18
2.4. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.	19
2.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	20
2.5.2. Pré-dimensionnement des poteaux	22
2.5.3 Calcul des poteaux	23
2.5.4 Choix des sections des poteaux	26
2.5.5. Vérification du critère de résistance	26
2.5.6 .Vérification de l'effort normale réduit	27
2.6. Pré dimensionnement des voiles	28
2.8. Conclusion	29
Chapitre 3	
3.1. Acrotère	30
3.1.1. Introduction	30
3.1.2. Evaluation des charges	30
3.1.4. Ferraillage de la Section de L'acrotère	32

3.1.5. Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91»[1]	33
3.1.6. Armatures de répartitions	35
3.1.7. Vérification à L'E.L.S.	35
3.1.8 Vérification des contraintes	35
3.1.9 Vérification de l'effort tranchant	35
3.1.10 Schéma de ferraillage	36
3.2. Plancher en corps creux	36
3.2.1Dimensionnement des poutrelles	37
3.2.2 Calcul des poutrelles avant le coulage	38
3.2.3 Evaluation des charges et surcharge	38
3.2.4 Calcul des moments avant coulage	38
3.2.5 Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression.	38
3.2.6 Evaluation des charges et surcharges	38
3.2.3.2Calcul des efforts internes	38
3.2.3.3 Ferraillage des poutrelles	41
3.2.3.4 Vérifications de l'effort tranchant	43
3.2.3.5 Vérification de la flèche	45
3. 3.Plancher en dalle pleine	49
3.5.1. Introduction	49
3.5.2. Définition des éléments d'un escalier	50
3.5.2.1. Pré-dimensionnement	50
3.5.4 Détermination des efforts	52

3.5.4 Les efforts internes des escaliers	52
3.5.5 Ferraillage des escaliers	54
3.5.6 Effort tranchant	54
3.5.7 Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.	55
3.5.8 Vérification des armatures transversales	55
3.6. Etude de la poutre palier	57
3.6.2. Evaluation des charges	58
3.6.3. Calcul des efforts internes	58
3.6.4. Ferraillage de la poutre palière	58
Chapitre 4	
4.1. Introduction :	61
4.2. Objectif de l'étude dynamique :	61
4.3. Modélisation de structure	61
4.4. Caractéristiques géométriques de la structure	62
4.4.1. Disposition des voiles	63
4.4.3. Centre de masse	64
4.4.3. Centre de torsion	64
4.4.4. Excentricité	66
4.4.4.1. Excentricité théorique (statique)	66
4.4.4.2. Excentricité accidentelle	67
4.5. Choix de la méthode de calcul	68
4.5.1. Introduction	68

4.5.2. Méthode dynamique modale spectrale	68
4.5.2.1. Principe de la méthode	68
4.5.2.2. Modélisation	69
4.5.2.3. Le spectre de réponse de calcul	69
a. Coefficient d'accélération A	69
b. facteur de correction d'amortissement η	69
c. coefficient de comportement R	69
4.6. Résultats et vérification de l'analyse dynamique	71
4.6.1 Vérification de comportement modal des trois premiers modes	72
4.6.2 Vérification de participation massique	72
4.6.3 Vérification de la force sismique V à la base	74
4.6.4 Vérification de la stabilité au renversement	76
4.6.4.2. Moment de renversement	77
4.6.4.3. Moment stabilisant	78
4.6.5 Vérification des déplacements inter-étages	79
4.6.6. Vérification vis à vis de l'effet P-delta	81
4.6.7. Vérification de cisaillement des éléments	82
4.6.8. Vérification de l'effort normal réduit	83
Chapitre 5	
5.1.Introduction	85
5.2.Ferraillage des poutres	85
5.2.1.Ferraillage des poutres principales et secondaires	86

5.2.2.Vérification des contraintes à l'ELS	86
5.2.3.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants	87
5.2.4.Vérification de la flèche à l'ELS	87
5.2.5. Coupe de ferraillage des poutres	88
5.3. Ferraillage des poteaux :	89
5.3.1.Détermination des armatures longitudinales :	90
5.3.1.1.Calcul les armatures longitudinales à l'ELU :	90
5.3.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS.	90
5.3.1.3. Calcul les armatures transversales à l'ELU ou ACC	91
5.3.1.4.Coupe de ferraillage des poteaux	92
5.4.Ferraillage des voiles	92
1) Les voiles pleins	92
2) Les voiles avec files ouvertures	93
5.4.1.1.Calcul d'armatures verticales :	94
5.4.1.2.Vérification des armatures à l'ELS :	95
5.4.1.3.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :	95
5.4.1.4.Calcul des armatures horizontales	95
5.4.1.5.Coupe de ferraillage des voiles	97
5.5 Conclusion	97
Chapitre 6	
6.1. Reconnaissances du sol	98
6.2. Semelle isolé	99

6.3.1 Méthode de calcul	99
6.3.2 Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles	100
6.3.3. Dimensionnement des semelles	101
6.3.4 Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS	101
6.3.5 Vérification de la stabilité au renversement	102
6.3.5.1 Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux	103
6.3.5.2. Calcul de ferraillage	104
6.3.5.3 Sous un voile	104
6.4 les longrines	109
Conclusion général	112

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 2	
Tableau 2.1 : choix du l'épaisseur de la dalle pleine	13
Tableau 2.2 : Les charges permanentes sur le plancher terrasse inaccessible	14
Tableau 2.3 : Les charges permanentes sur le plancher étage courant	11
Tableau 2.4 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs	15
Tableau 2.5 : Les charges permanentes de la dalle pleine	16
Tableau 2.6 : Les charges permanentes provenant balcon	16
Tableau 2.7 : Les charges permanentes de paillasse d'escalier	17
Tableau 2.8 : les charges d'exploitations	17
Tableau 2.9 : Dimensions finales des poutres	18

Tableau 2.10 : Dégression des surcharges	18
Tableau 2.11 : Descente de charge du poteau plus sollicité	20
Tableau 2.12 : Choix des sections des poteaux	21
Tableau 2.13 : Vérification du critère de résistance	25
Tableau 2.14 : vérification de l'effort normal réduit	26
Tableau 2.15 : Choix final des sections des poteaux	27
Chapitre 3	
Tableau 3.1 : Dimensions des poutrelles.	38
Tableau 3.2 : tableau de chargement des poutrelles	38
Tableau 3.4 : Les charges des poutrelles après coulages	39
Tableau 3.5 : Les moments fléchissant et l'effort tranchant maximal.	41
Tableau.3.6 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée	42
Tableau.3.7 :Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis	43
Tableau 3.8 : Vérification à l'ELS	44
Tableau 3.9 : Calcul de la flèche	46
Tableau 3.10 : Charges et surcharge de paillasse	51
Tableau 3.11 : Charges permanentes sur le palier	52
Tableau 3.13 : combinaison des charges	52
Tableau 3.14 : Ferraillage de l'escalier	54
Tableau 3.15 : Vérification de compression du béton	56
Tableau 3.16 :Vérification de la flèche de l'escalier	57
Tableau 3.17 : Pré-dimensionnement de la poutre palière	58

Tableau 3.18:Ferraillage de la poutre palière	59
Tableau 3.19 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière	59
Tableau 3.20 Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière	59
Tableau 3.21: Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière	59
Tableau 3.22 : Vérification de la flèche de la poutre palière	60
Chapitre 4	
Tableau .4-1 : Calcul du centre de Masse	64
Tableau 4-2 : centre de torsion	66
Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité théorique	67
Tableau4-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle.	70
Tableau 4.5. Justification du coefficient de comportement R suivant X	70
Tableau4.6. Choix du coefficient de comportement suivant X en %	70
Tableau 4.7. Justification du coefficient de comportement R suivant y	71
Tableau 4.8. Choix du coefficient de comportement suivant Y en %	71
Tableau 4.9: Valeurs des pénalités Pq.	72
Tableau 4. 10 : Vérification de comportement des trois premiers modes	73
Tableau 4. 12 : Coefficient de participation massique	75
Tableau 4-13: calcul de la force sismique	76
Tableau 4-14 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	77
Tableau 4-15 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y	78
Tableau4-16 : calcul du moment de renversement	78
Tableau 4-17 : calcul du moment stabilisant	78

Tableau.4-18 : Vérification de stabilisation	79
Tableau 4. 19 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x	80
Tableau4-21 : Vérification de l'effet P-* sens X et sens Y	82
Tableau 4-22 : Vérification de cisaillement des poutres	83
Tableau 4.23: Vérification de l'effort normal réduit.	84
Tableau 4-24 : Les dimensions final de projet	84
Chapitre 5	
Tableau 5.1. Les données du calcul	85
Tableau 5.2.ferraillage des poutres (principales et secondaires)	86
Tableau 5.3.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres	86
Tableau 5.4. Vérification des poutres selon les conditions [CBA et RPA	87
Tableau 5.5. Calcul des armatures transversales	87
Tableau 5.6. Vérification de la flèche	87
Tableau 5. 7. calcul les armatures longitudinales	90
Tableau 5. 8. Vérification des contraintes à l'ELS	90
Tableau 5. 9. Vérification de cisaillement	91
Tableau 5. 10. Calcul des armatures transversales et leurs espacements	91
Tableau 5.11.les sollicitations des voiles pleins (Suivant X)	92
Tableau 5.12 les sollicitations des voiles pleins (Suivant Y)	94
Tableau 5.13 La section calculée d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant X).	94
Tableau 5.14 La section calculée d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant Y).	94
Tableau 5.15 vérification des armatures à ELS (sens x)	95

Tableau5.16 vérification des armatures à ELS (sens y)	95
Tableau 5.17 vérification des contraintes de cisaillement à ELU	95
Tableau 5.18La section d'armatures horizontal et transversale des voiles pleins(Suivant X).	95
Tableau 5.19La section d'armatures horizontal et transversale des voiles pleins(Suivant Y).	96
Chapitre 6	
Tableau 6.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.	100
Tableau 6.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.	101
Tableau 6.4: Vérification de la stabilité au renversement	102
Tableau 6.5: Dimensionnement de la poutre de libage	102
Tableau 6.6: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.	103
Tableau 6.7: Ferraillages des semelles filantes sous un voile.	104
Tableau 6.8: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.	104
Tableau 6.9: Ferraillages des armatures principales de la semelle	105
Tableau 6.10: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage	105
Tableau 6.11: Détermination des sollicitations de la poutre de libage	106
Tableau 6.12: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU	106
Tableau 6.13: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS	106
Tableau 6.14: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.	106
Tableau 6.15. : La section calculée d'armatures longitudinale des longrines	107
Tableau 616. La section choisie d'armatures longitudinale des longrines	110

Tableau 6.17.Vérification des contraintes normale	110

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1	
Figure 1.1:façade de l'bâtiment	1
Figure 1.2 : Essai Brésilien	4
Figure 1.3 :Traction par flexion	4
Figure 1.4:Diagramme contraintes – déformations à l'ELU.	6
Figure 1.5:Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS	6
Figure 1.6 :Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L. U	8
Figure 1.7 :Règle des trois pivots	9
Chapitre 2	
Figure.2.1 : Plancher en corps creux	11
Figure 2.2 : Plancher terrasse en corps creux	13
Figure 2.3 : Plancher étage courant en corps creux	14
Figure 2.4 : Murs extérieurs	15
Figure 2.5 : Constituants d'une planche à dalle pleine	16
Figure 2.6 : Constituants d'un Balcon	17
Figure 2.7 : Section réduite du poteau	22
Figure 2.8 : Surface revenant au poteau central	24
Figure 2.9 : Schéma du voile et les Coupes en plan	28
Chapitre 3	

Figure 3.1 : L'acrotère	30
Figure 3.3:Diagramme des efforts à l'ELU.	30
Figure 3.4 : Position de l'axe neutre	31
Figure 3.5 :Ferraillage de l'acrotère	33
Figure 3.6 : Dimension du corps creux	36
Figure 3.7 :Schéma de poutrelle	37
Figure 3.8 : Diagramme des moments fléchissant des poutrelles A et B à ELU.	37
Figure 3.9 : Diagramme des moments fléchissant des poutrelles A et B à ELS	40
Figure 3.10 : Diagramme des efforts tranchant des poutrelles A et B à ELU.	40
Figure 3.11 : Diagramme des efforts tranchant des poutrelles A et B à ELS.	41
Figure 3.12 : Disposition constructive des armatures de la table de compression	41
Figure 3.13 :Ferraillage des poutrelles en travée, et en appuis	49
Figure 3.14 :Schéma d'escalier.	49
Figure 3.15 :Schéma statique de l'escalier	51
Figure 3.16 : diagrammes de moment fléchissant à l'ELU et ELS	52
Figure 3.17 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS	53
Figure 3.18 :Schéma statique équivalent de la poutre palière	53
Figure 3.19 : Efforts internes dans la poutre palière a)à l'ELU et b) à l'ELS	57
Chapitre 4	
Figure 4.1. : Modèle 3D de la structure.	62
Figure .4.2 : Disposition des voiles	63
Figure .4.3 : Disposition des centre de masse et centre de rigidité	68
Figure .4.4 : Dissipation d'énergie en fonction du temps	74

Figure. 4.5 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement	77
Figure. 4.6 -: déplacements et déformation inter-étage suivant X	80
Figure. 4.7 -: déplacements et déformation inter-étage suivant Y	81
Chapitre 5	
Figure 5.1. Sens des poutres	88
Figure 5.2: ferraillage de la poutre porteuse	88
Figure 5.3: ferraillage de la poutre non porteuse	92
Figure 5.4.Ferraillage des poteaux	94
Figure 5.5: disposition des voiles pleins	97
Chapitre 6	
Figure 6.1 : Les bulles de pression sous la semelle	100
Figure 6.2 : Chevauchement des bulles de pression sous la semelle	100
Figure 6.3: Les dimensions des semelles filantes	104
Figure 6.4: Les dimensions finales des semelles filantes.	107
Figure 6.5: Le ferraillage des semelles filantes sous poteau	108
Figure 6.6: Le ferraillage des semelles filantes sous voile	108
Figure 6.7. Ferraillage de la longrine	111

NOTATIONS

MAJISCULES ROMAINES :

A: Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

$Amax, Amin$: : Section d'acier maximale et minimale.

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

At: Section d'armatures verticales.

Ah : Section d'armatures horizontales.

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

AD: Section d'armatures diagonales.

B: Aire du béton.

Br: Section réduite du béton d'un poteau.

Bt: Section de la partie tendue.

Lt: Largeur de la section tendue.

ELS: Etat Limite de Service.

ELU: Etat Limite Ultime.

Ev: Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es: Module de déformation longitudinale de l'acier.

I: Moment d'inertie.

Ie: Moment d'inertie équivalent.

M: Moment fléchissant.

Mt: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma: Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu: Moment fléchissant à l'ELU.

$Mser$: Moment fléchissant à l'ELS.

N: Effort normal.

$Nser$: Effort normal à l'ELS service.

Nu: Effort normal à l'ELU.

Tu: Effort tranchant à l'ELU.

G: Charge permanente.

Q: Charge d'exploitation.

E: Charge sismique.

W: poids.

MINISCULES ROMAINES :

h: Hauteur de la section du béton.

b: Largeur de la section du béton.

$b0$: Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c,c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d: Hauteur utile d'une section.

f: Flèche.

fcj: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

$fc28$: Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe: Limite d'élasticité de l'acier.

ftj: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

$ft28$: Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i: Rayon de giration.

lf: Longueur de flambement,

St: Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv: Espacement des armatures verticales.

MAJUSCULES GRECQUES :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

MINISCULES GRECQUES :

α: Angle.

γ: Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

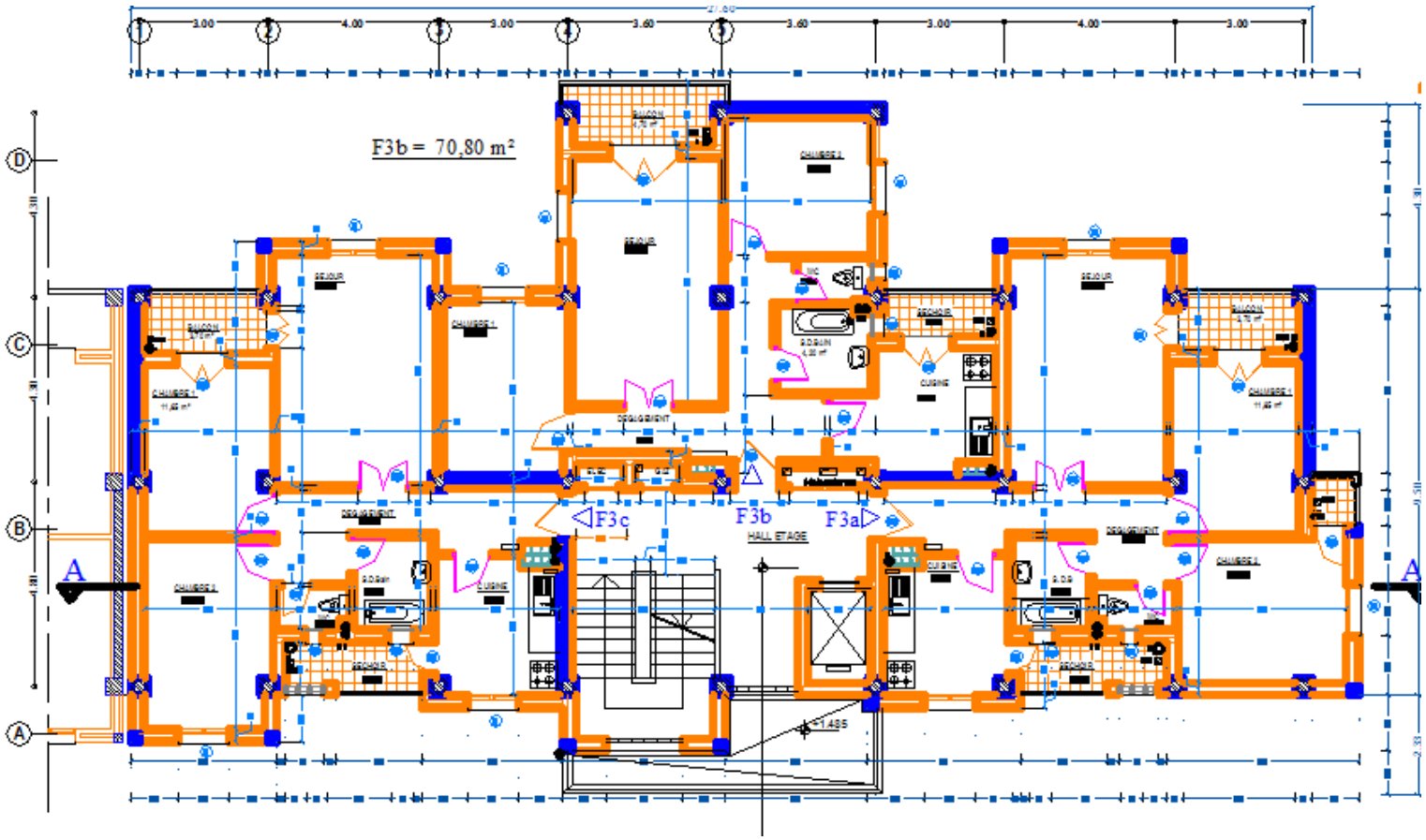
ν: Coefficient de POISSON.

ρ: Rapport de deux dimensions

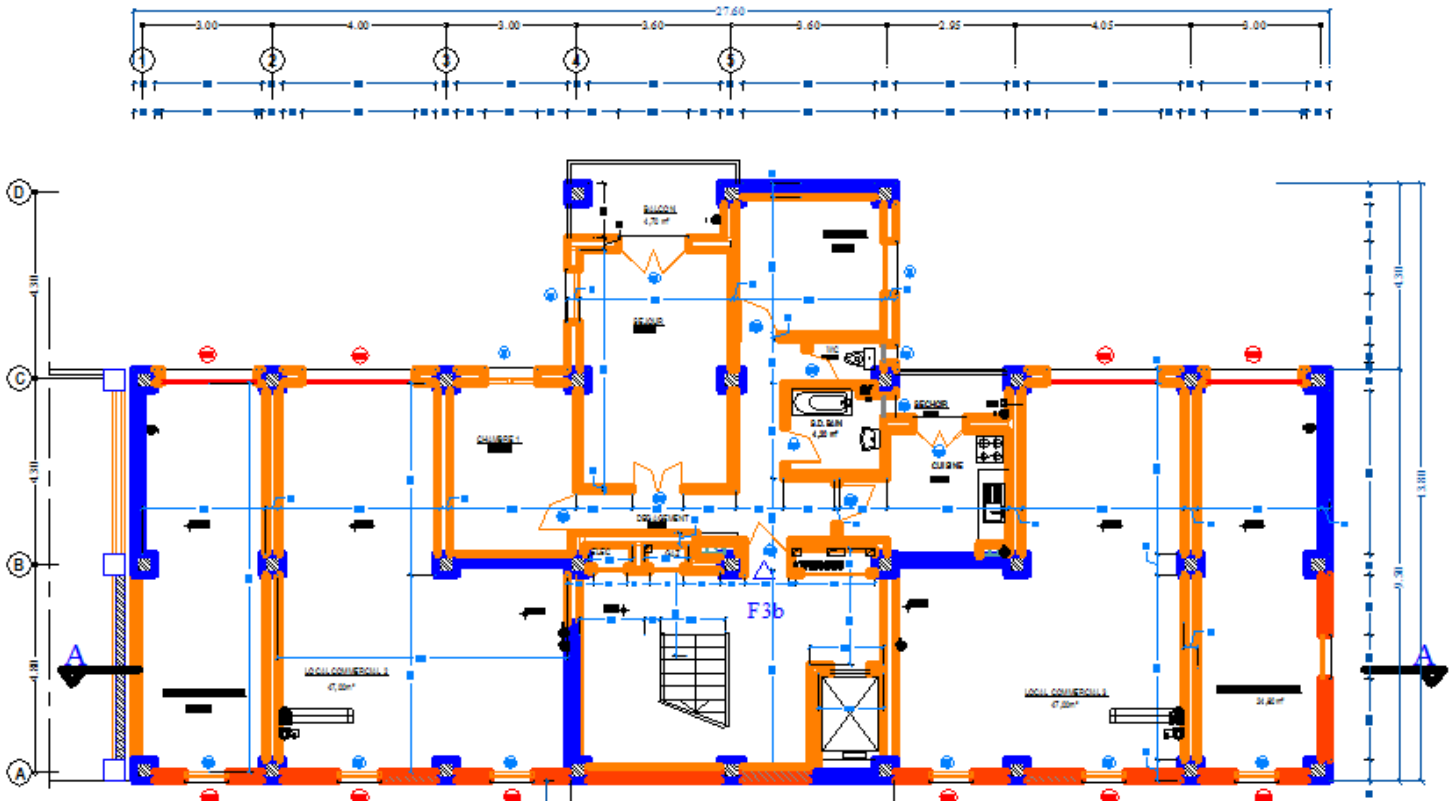
ζ: Contrainte normale.

η: Contrainte tangentielle.

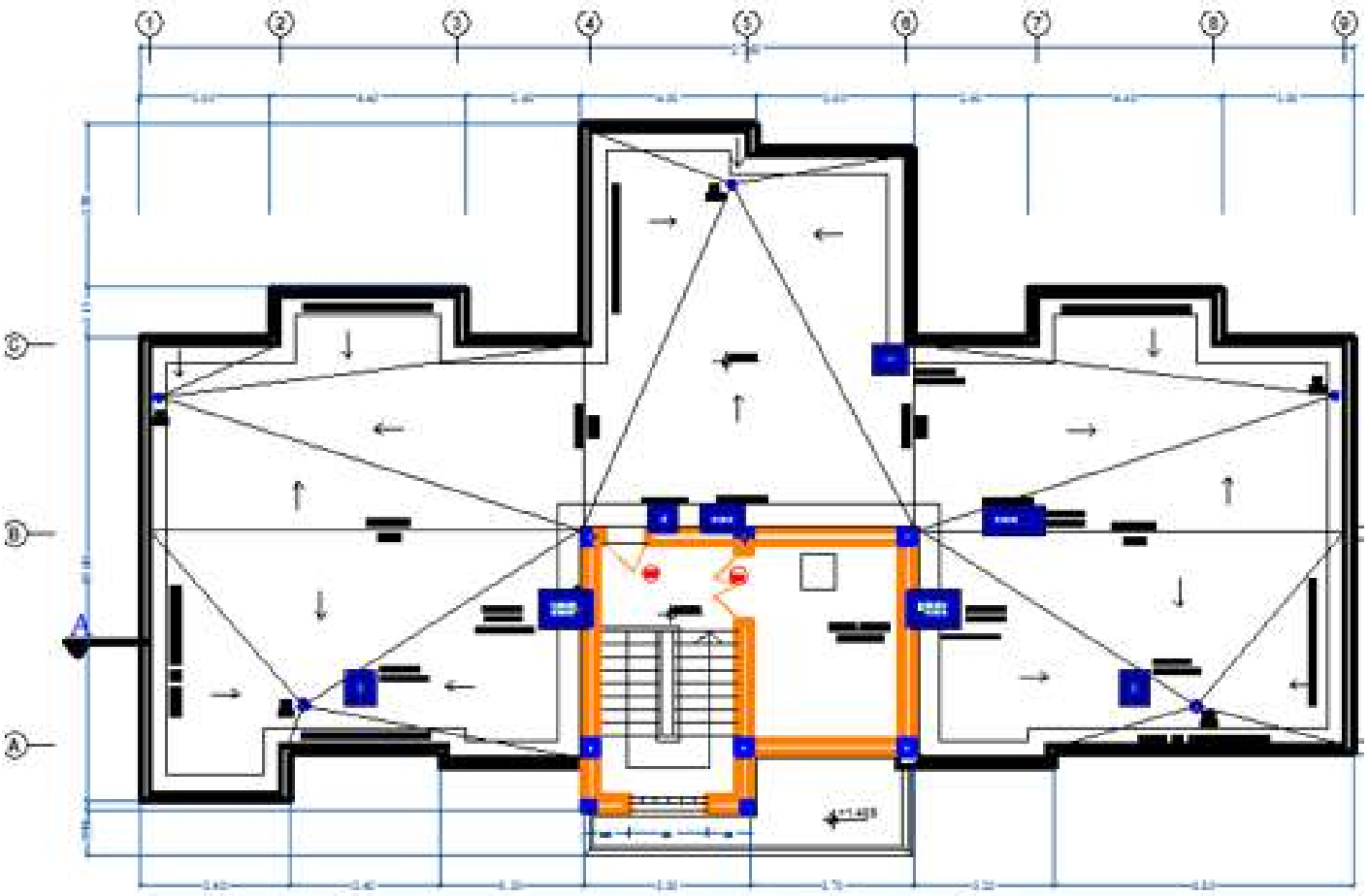
δ: Déplacement d'un niveau.



Vue en plan : Plan architecture **(RDC)**



Vue en plan : plan architecture**(étage courant)**



Vue en plan : plan architecture **(toiture)**

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en **RDC+5+sous-sol**, implanté à **Chlef** qui fait partie des zones de forte sismicité (**zone III**), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux

(L'escalier, les poutrelles et les dalles pleines).

- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments structuraux

(Poutres, poteaux, voiles).

- La sixième étape sera le calcul de l'infrastructure (type, dimensions et ferraillages).

Chapitre 1

Présentation de l’ouvrage et matériaux utilisés

1.1. Introduction

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en ce qui concerne le type de structure, des éléments, et la géométrie.

1.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet étudié, présente un batiment en béton armé qui est composé de cinq étages plus un rez de chaussée (R+5) et un entresol, l'ouvrage est implanté à wilaya de Chlef la commune de alkarimia .Selon le règlement parasismique algérien (**RPA99v03**), elle est classée comme étant une zone de forte sismicité (**ZONE III**).

Il est classé aussi comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, c'est le **« Groupe 2 ».**



Figure 1.1 : façade du bâtiment.

1.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

1.3.1 Dimensions en élévation

- Hauteur de entresol……..…...4.125 m
- Hauteur de RDC ……...……2.97m
- Hauteur d'étage courant …….....2.97 m
- Hauteur du bâtiment (sans entresol) 21.95.m

1.3.2 Dimensions en plan

- longueur max……..……..……..27.20 m
- largeur max ……15.6 m

1.4. Conception de l'ouvrage

1.4.1. Ossature de l'ouvrage

D'après le règlement parasismique algérien (**RPA99 ver2003**), notre structure comporte des portiques et des voiles de contreventement en béton armé suivant les deux directions.

Le système de contreventement du bâtiment est un « système contreventement de structures en portique par des voilesen béton armé »**.**

1.4.2. Les Planchers

Le type de dalle au niveau des planchers a été choisi en fonction :

- De leur forme géométrique.
- De leur usage.

Notre structure comporte un seul type de planchers dont un plancher en corps creux pour tous les étages.

1.4.3. Escaliers

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte une cage d'escalier doncun seul type d'escaliers qui est un escalier droit à deux volés.

1.4.4. Terrasse

La terrasse de notre bâtiment est inaccessible.

1.4.5. Ascenseurs

La structure comporte unecage d'ascenseur du rez de chaussée au $5^{ème}$ étage.

I.4.6. Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.

  Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur

  L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur

  Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur

- **Murs intérieurs** : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux chambres voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

1.5. LES PROPRIETES DES MATERIAUX

1.5.1 Béton

Le béton set une pierre artificiel composée de granulats (sable et gravier), liant (ciment) et d'eau.Le béton armé est le matériau obtenue on enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

1.5.1.1 Composition de béton

a. Ciment : Le CEM II 42.5 est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

b. Granulats : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($0 \leq D_S \leq 5$) mm
- Graviers de dimension ($5 \leq Dg \leq 25$) mm

c. Eau de gâchage : elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits tels que les sulfates ou autres produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

1.5.1.2 Résistance du béton

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j" jours d'âge.

a. Résistance à la compression

Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle et obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16·32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm².Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa

b.Résistance à la traction

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents.
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

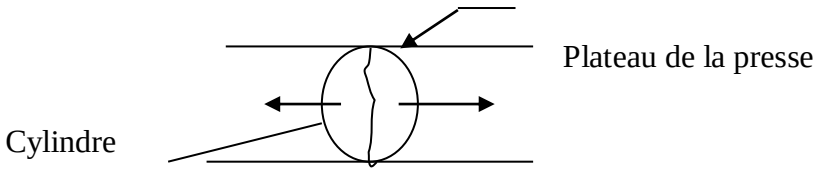


Figure 1.2 : Essai Brésilien

- Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion :

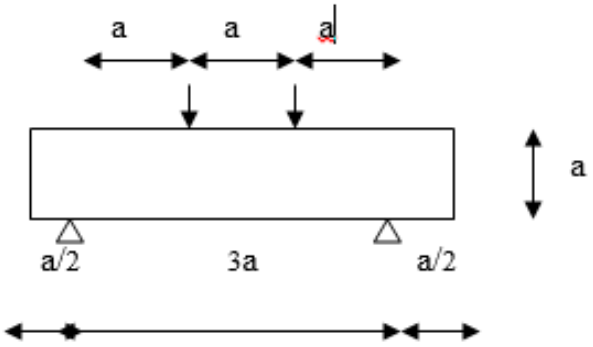


Figure 1.3 : Traction par flexion

La résistance caractéristique à la traction dubéton à « j » jours, notée f_{tj}, est conventionnellement définie par la relation :

$f_{tj} = 0,6 + 0,06\ f_{cj}$ (MPa)

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{C28} = 25$ MPa et à la traction $f_{t28} = 2,1$ MPa

1.5.1.3 Module de déformation longitudinale du béton

Ce module est connu sous le nom de module de Youngou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

a. Module de déformation instantané

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de «j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\ 000\ (f_{cj})^{1/3} (MPa)$$ **[4]**

Pour : f_{c28}= 25 MPaon trouve : E_{i28} = 32164,19 MPa

b. Module de déformation différé

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

Evj = 3700. $(fcj)^{1/3}$ (MPa)

Pour : fc28 = 25 MPa on trouve : Ev28 = 10818,86 MPa.

1.5.1.4 Coefficient de poisson

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{allongement\ relatif\ \ du\ côté\ de\ la\ section}{raccourcissement\ relatif\ \ longitudinal}$$

- ν = 0,2 pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- ν = 0 pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

1.5.1.5Contraintes limitesde calcul

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99) ; on distingue deux états limites.

a. Etat limite ultime « E. L. U » C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. Lacontrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85\ f_{c28}}{\gamma_b}$$ Avec :γ_b = coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

f_{c28} =résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

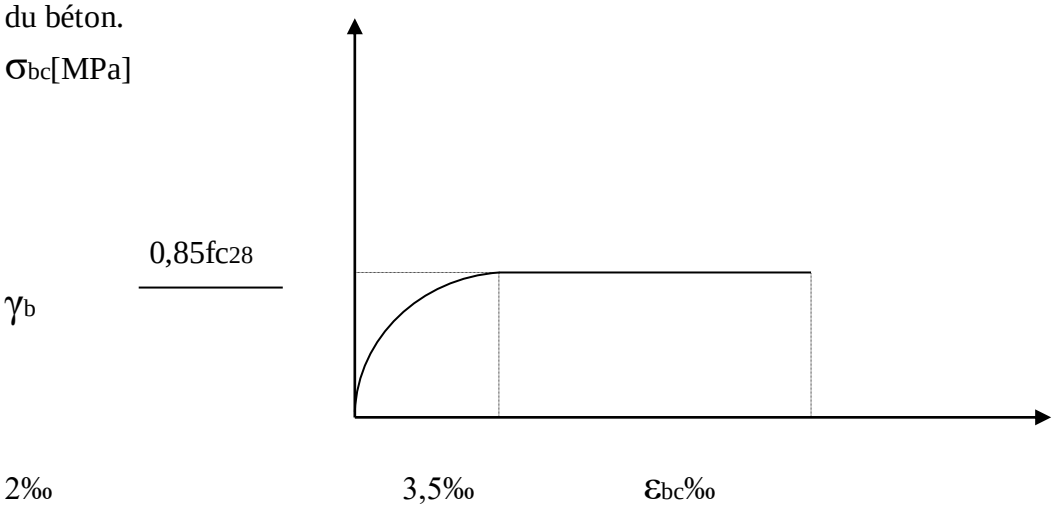


Figure 1.4 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

b. Etat limite de service « E. L. S »

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

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

Pour f_{c28} = 25 MPaon trouve : σ_{bc}= 15 MPa

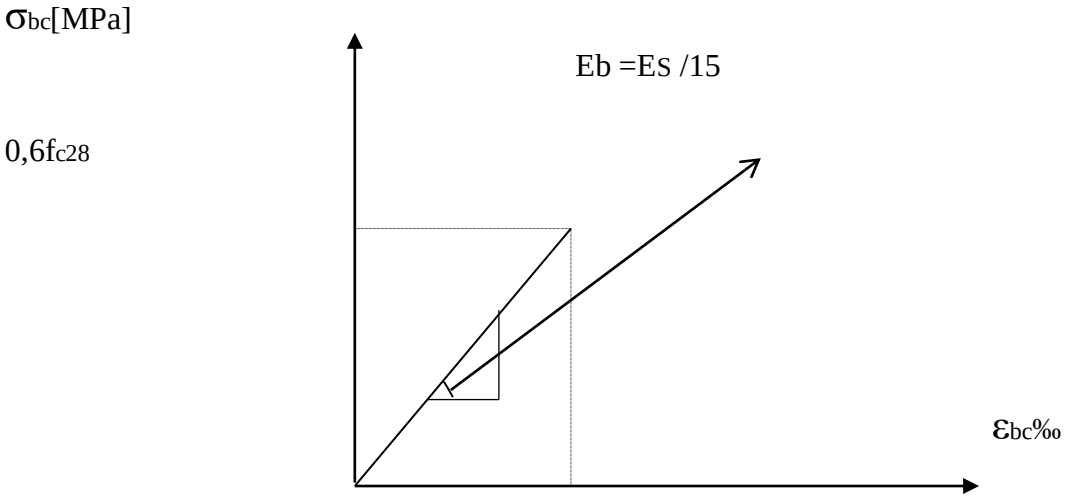


Figure 1.5 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

I.5.2. Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

Tableau 1.1 : Les types des aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
ronds lisses (R.L)	les armatures transversales	FeE 235	Ø = 6 et Ø = 8
barres à haute adhérence (HA)	les armatures longitudinales	FeE 400	HA≥8
	les armatures longitudinales	FeE 500	HA≥8
Treillis soudés (TS)	Table de compression	TLE525	0 ≤ Ø ≤ 6

1.5.2.1 Contrainte de calcul

a. E.L.U

σ_s= contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

γ_s= { 1,15 situation durable ou transitoire ; 1,0 situation accidentelle

σ_s = 348 MPa situation durable ou transitoire
Haute adhérence
(fe = 400 MPa) σ_s = 400 MPa situation accidentelle

b. E.L.S

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable **:** $\sigma_s \leq \overline{\sigma}$

  $= \min\left\{\frac{2fe}{3}; \max(0.5\ fe\ ; 110\ \sqrt{\eta ftj}\right\}$(MPa)

- Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma} = 0.8\xi$

$\xi = \min\left\{\frac{2fe}{3}; \max(0.5\ fe\ ; 110\ \sqrt{\eta ftj}\right\}$

AVEC :
η = coefficient de fissuration tel que :

η = { 1,0 pour les aciers ronds lisses. ; 1,6 pour les aciers à haute adhérence.

1.5.2.2 Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; il sera pris égale à : Es = $2{,}1.10^5$ [MPa]

1.5.2.3 Diagramme contraintes – déformations à l'ELU :

σ_s= contrainte de l'acier.

γ_s= coefficient de sécurité de l'acier.

ε_s= allongement relatif de l'acier.

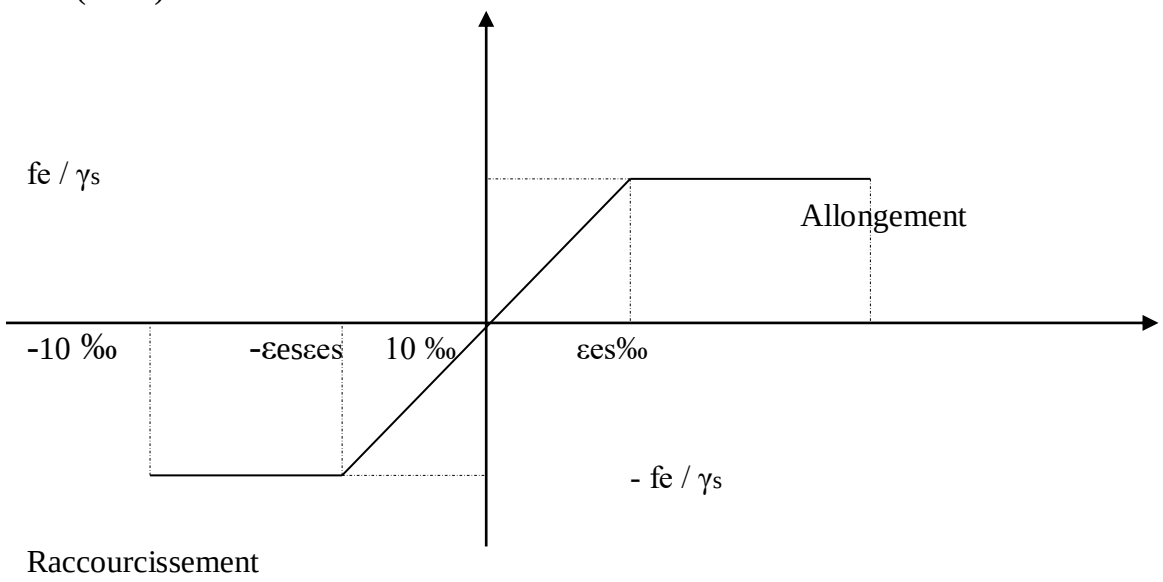


Figure 1.6 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L. U

1.6. Hypothèses de calcul aux états limites selon le CBA93.

I.6.1. Hypothèse de calcul à L'ELU

H1 : conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc} = 3,5‰$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2‰ dans le cas de compression simple.

H5 : l'allongement unitaire de l'acier est limité à $10.‰$

- **Règle des trois pivots [4] : (Art 4.3.2) BAEL91**

Le diagramme des déformations de la section correspond à un état limite, passe par un des trois pivots **A, B**, **C**ce qui indique que si :

- Le diagramme passe par le pivot **A** ce qui correspond à l'allongement unitaire $10‰$ de l'armature la plus tendue.

- Le diagramme passe par le pivot **B** ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de $3{,}5\,{}^{0}\!/_{00}$ du béton.
- Le diagramme passe par le pivot **C** ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de $2\,{}^{0}\!/_{00}$ de la fibre du béton située à une distance égale à 3h/7 de la fibre la plus comprimée.

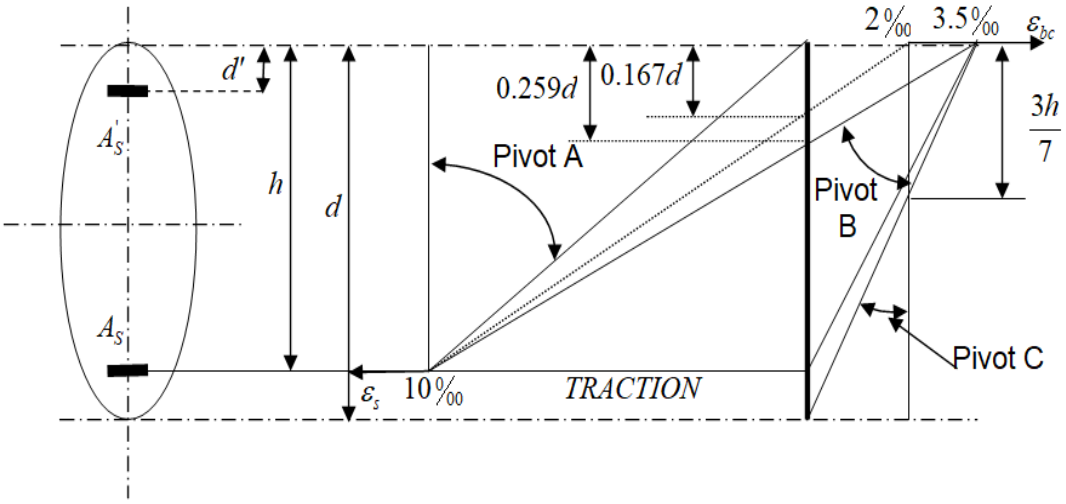


Figure 1.7 : Règle des trois pivots**.**

I.6.2 Hypothèse de calcul à L'ELS

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$ H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et :

$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

1.6. Conclusion

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base surla caractéristique des martiaux utilise lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Chapitre2

Pré-dimensionnement

2.1. Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois issues des essaisexpérimentaux, il sera fait selon le **BAEL99,CBA93 et** le **RPA 99/ version 2003**. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré-dimensionnement du sommet de la structure vers sa base des éléments structuraux et non structuraux.

2.2.Pre-dimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des toitures.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher en corps creux en partie courante.
- Dalle pleine pour les balcons et certaines parties des planchers.

2.2.1. Plancheren Corps Creux

Ce plancher est constitué d'éléments résistants, ce sont les poutrelles en béton armé, et des éléments de coffrages tels que les corps creux. Après la mise en place d'un ferraillage complémentaire (treillis soudé), une dalle de répartition est coulée sur place. Cette dalle appelée dalle de compression.

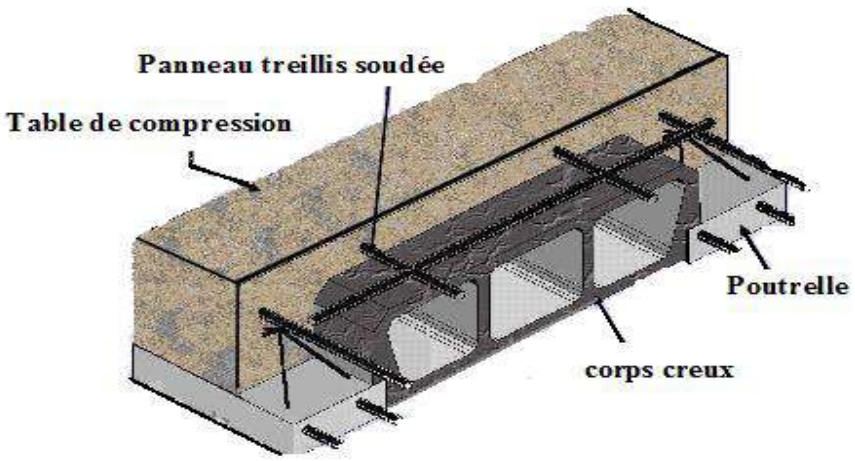


Figure.2.1 : Plancher en corps creux

Le pré-dimensionnement se fait en vérifiant la condition de déformation donné par :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \text{ ou } h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

h_t: Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L_{max} : la portée entre axes d'appuis des poutres principales. L = min {L_{max}(sens x) ; L_{max}(sens y)}

L_{max}= min {480 cm ; 400 cm}= 400

D'où :

$$h_t \geq \frac{400}{22.5}$$

On adopte un plancher de 20 cm où la hauteur de corps creux = 16 cm et la hauteur de la dalle de compression= 4 cm.

2.2.2 Plancher dalle pleine

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu**
  - e=7 cm Pour une heure de coupe-feu
  - e=11 cm Pour deux heures de coupe-feu

On prend : **e =11 cm**.

- **Isolation phonique**

Selon les règles techniques algériennes en vigueur **CBA93**l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- On limite donc notre épaisseur à : 15cm.

- **Résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre d'appuis selon les cas suivantes :

-Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

-Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis (plancher dalle pleine) :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

Dans notre cas la dalle repose sur trois appuis,

L : La petite portée du panneau le plus sollicité *(L =4.80m) donc on choisit e= 11 cm*

Tableau 2.1 : choix du l'épaisseur de la dalle pleine

Conditions	épaisseur (cm)
Résistance au feu	11
Isolation phonique	15
Résistance à la flexion	11
Le choix effectué	15

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux e =20cm. Ce qui nous donne un plancher constitue de corps creux de 16cm et une dalle de compression de 4cm (16+4)
- Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de 15 cm.

2.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Cette étape consiste à déterminer les charges selon le **DTR B.C.2.2 [4]**, qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

2.3.1. Terrasse inaccessible (corps creux)

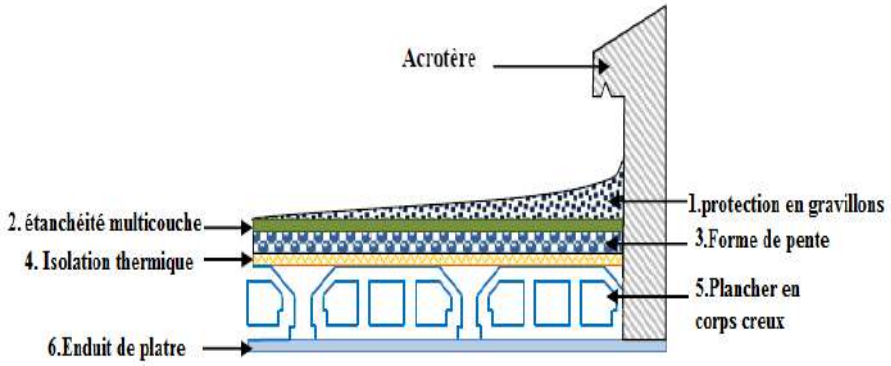


Figure 2.2 : Plancher terrasse en corps creux

Tableau 2.2 : Les **charges permanentes sur le plancher terrasse inaccessible**

Désignation de l'élément	ρ(KN/m³)	e_p (cm)	G (KN/m²)
Protection en gravillons	**17**	**5**	**0,85**
Étanchéité multicouche	**6**	**2**	**0,12**
Forme de pente	**22**	**10**	**2,2**
Par vapeur	**6**	**1**	**0,06**
Isolation thermique (liège)	**4**	**4**	**0,16**
Plancher en corps creux (16+4)	**/**	**20**	**2,8**
Enduit de plâtre	**10**	**2**	**0,2**
Σ	**/**	**/**	**6,39**

2.3.2. Planchers courants (corps creux)

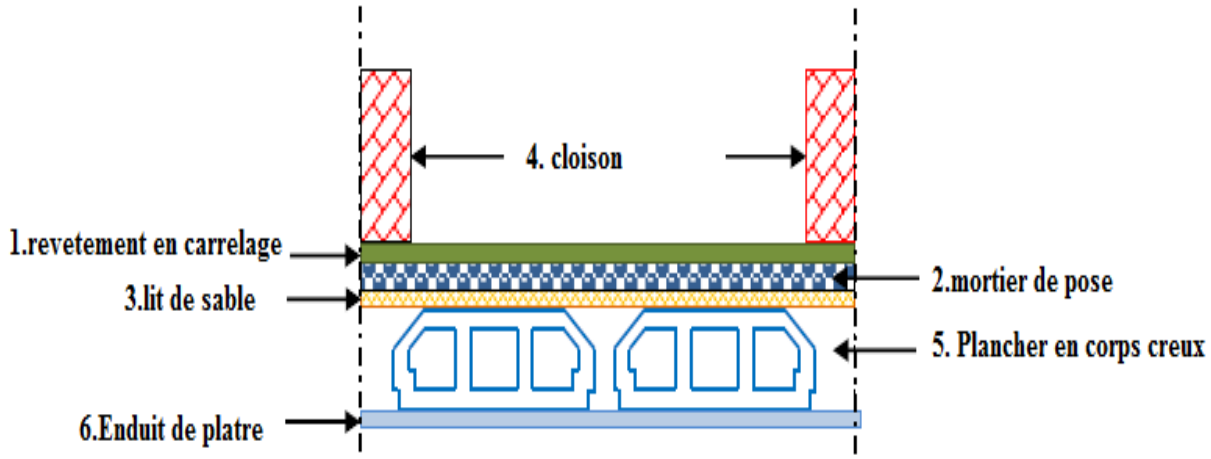


Figure 2.3 : Plancher étage courant en corps creux

Tableau 2.3 : Les charges permanentes sur le plancher étage courant

Désignation de l'élément	ρ (KN/m³)	ep (cm)	G (KN/m²)
Revêtement en carrelage	**20**	**2**	0,40
Mortier de Pose	**20**	**2**	0,40
Lit de sable	**18**	**3**	0,54
Plancher en corps creux (16+4)	/	**20**	2.8
Enduit de plâtre	**10**	**2**	0,2
Cloisons légères	**9**	**10**	1.62
Σ	/	/	5,24

2.3.3. Maçonnerie

Mur extérieur à double cloison

Les murs extérieurs sont en double cloisons, et ils sont réalisés en briques creux de 10 cm. d'épaisseurs et une l'ame d'air de 10 cm.

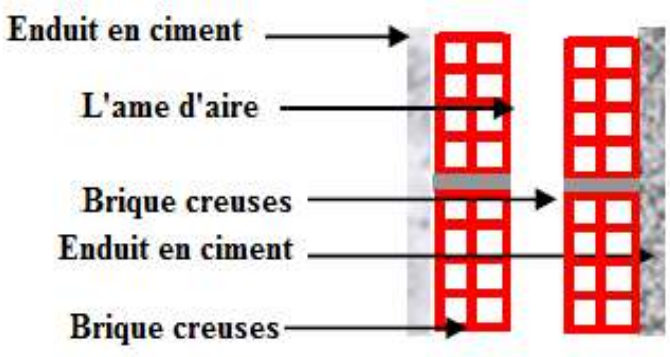


Figure 2.4 : Murs extérieurs

Tableau 2.4 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs

Désignation de l'élément	ρ (KN/m³)	e_p(cm)	G (KN/m²)
Enduit en ciment extérieur	**18**	**2**	0,36
Briques creuses	**9**	**15**	1,35
L'ame d'air	**/**	**5**	/
Briques creuses	**9**	**10**	0,9
Enduit en plâtre intérieur	**10**	**2**	0,2
Σ	/	/	2,85

2.3.4. Dalle pleine

La dalle est constituée d'une plaque de béton avec desarmatures incorporée, cette dalle en béton armée peut reposer sur deux ou plusieurs appuis.

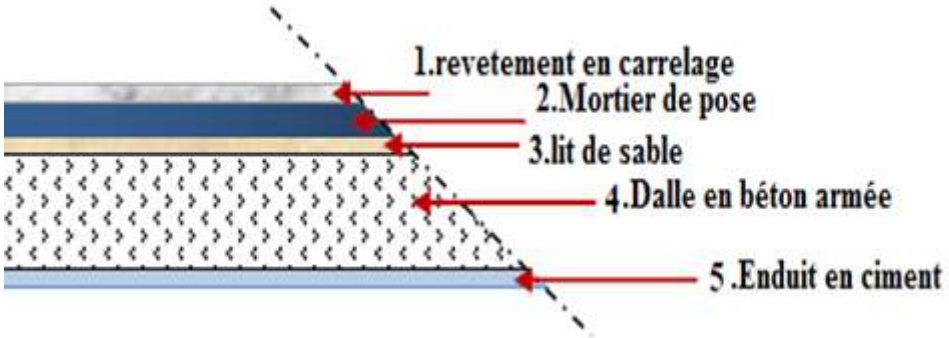


Figure 2.5 : Constituants d'une planche à dalle pleine

Tableau 2.5 : Les charges permanentes de la dalle pleine

Désignation de l'élément	ρ (KN/m³)	e_p (cm)	G (KN/m²)
Revêtement en carrelage	20	2	0,4
Mortier de Pose	20	2	0,4
Lit de sable	18	3	0,54

Dalle en béton armé	25	15	3,75
Enduit en ciment	**18**	**2**	0.36
Cloison de distribution	**/**	**/**	1.00
Σ	/	/	6.45

2.3.5. Les Balcons

Les Balconssont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armée, dont l'épaisseur et relativement faible par rapport aux autres dimensionscette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis comme elle peut porter dans une ou deux directions.

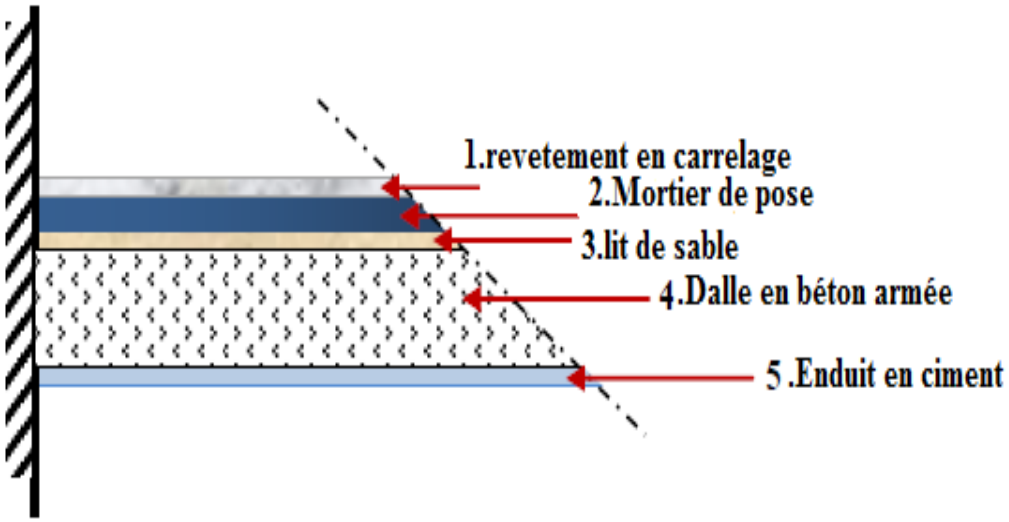


Figure 2.6 : Constituants d'un Balcon

Tableau 2.6 : Les charges permanentes provenant balcon

Désignation de l'élément	ρ (KN/m³)	e_p (cm)	G (KN/m²)
Revêtement en carrelage	**20**	**2**	0,4
Plancher dalle pleine	**25**	**15**	3,75
Mortier de Pose	**20**	**2**	0,40
lit de sable	**18**	**3**	0,54
Garde- corps	**/**	**10**	1

Enduit en ciment	**18**	**2**	0,36
Σ	/	/	6,45

2.3.6. Escaliers

La structure comporte un escalier balancé : escaliersans palier intermédiaire dont les changements de directionsont assurés par des marches balancées

- **Paillasse**

Tableau 2.7 : Les charges permanentes de paillasse d'escalier

Désignation de l'élément	ρ (KN/m³)	e_p (cm)	G (KN/m²)
Carrelage	**22**	**0,02**	0,40
Mortier de pose	**20**	**0,02**	0,40
Poids propre de l'escalier	**25**	**0,16/cosα**	4,60
Poids propre des marches	**25**	**0,17/2**	2,13
Garde- corps	**/**	**/**	1,34
Enduits en ciment	**18**	**0,02**	0,36
Σ	/	/	9,23

2.3.7. Charges d'exploitations

Vu la nature des planchers et leurs usages, et selon le règlement charge et surcharge []on distingue les charges d'exploitations suivantes :

Tableau 2.8 :les charges d'exploitations

Désignation de l'élément	Q (KN/m²)
Plancher terrasse (inaccessible)	1
Plancher courant	1,5
Escaliers	2,5
Balcon	3,5

Parking (sous-sol)	2,5

2.4. Pre-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Leurs pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les **BAEL91 (modifié 99)**. Les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien **(RPA99).**

Les deux étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

- **Selon les règles BAEL 91 modifié 99.**
  - La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L\max}{15} \leq h \leq \frac{L\max}{10}$
  - La largeur b de la poutre doit être : $0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$

Avec :

L_{MAX} : La plus grande portée entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

- **Selon le RPA 99(version 2003) pour la zone III**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ h \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \geq 4 \end{cases}$$

a. Poutres Porteuses

Dans notre structure on a la longueur de poutre à considérer :

L_{max}= 4.8- 0,30 = 4.50 m

Donc : L_{max} = 4,50 m

- **selon BAEL91**

$30cm \leq h \leq 45\ cm \quad \Rightarrow \quad h = 40cm$

$12cm \leq b \leq 28\ cm \quad \Rightarrow \quad b = 30\ cm$

Nous choisissons une poutre de**:b x h = 30x 40 cm**

➢ **Vérification selon le RPA99 :**

$b = 30\ cm \geq 20cm$

$h = 40\ cm \geq 30cm$ $\Rightarrow$ les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

$\frac{h}{b} = 1.333 \leq 4$

b. Poutres non Porteuses

L_{max}=4 - 0,30= 3,70 cm

➢ **selon BAEL91**

$24.67cm \leq h \leq 37cm \quad \Rightarrow \quad h = 35\ cm$

$10.5\ cm \leq b \leq 24.5\ cm \Rightarrow \quad b = 30cm$

Nous choisissons une poutre de**:b x h = 30x30cm**

➢ **Vérification selon le RPA99**

$b = 30cm \geq 20cm$

$h = 35cm \geq 30cm$ $\Rightarrow$ les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

$\frac{h}{b} = 1.0 \leq 4$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Tableau 2.9 : Dimensions finales des poutres

Plancher à corps creux	
Poutres porteuses	30x40
Poutres non porteuses	30x35

2.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

a. Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure.

Chaque type de poteau reprendra une partie de la charge globale du plancher. A cet effeton utilisera un calcul basé sur la descente de charge, touten appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Etapes depré-dimensionnement (calcul)

- Calcul de la surface reprise par le poteau plus sollicité.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit être supérieure ou égales aux conditions minimales imposées par le " **RPA99 version 2003** "| **3]**
- Vérification préliminaire de l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement du béton.

c. Loi de dégression

Les charges d'exploitation reprises par les poteaux sont calculées en tenant compte de la loi de dégression, applicable lorsque le bâtiment comporte plus decinq(05) niveaux.Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq (n≥5) on applique la loi suivante :

$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$ Donnée par**[DTR B.C.2.2] .**

Avec :

Q : Charge d'exploitation ;

n : nombre d'étage ;

Q_0 : la charge d'exploitation sur le plancher terrasse ;

Q_1 , Q_2 ,……, Q_n : les surcharges d'exploitations des planchers respectifs.

2.5.1. Dégression des surcharges

Tableau 2.10 : Dégression des surcharges

Niveau	Surcharge	∑ surcharge	∑ surcharge (KN/m^2)
P5	Q_1	$\sum_1=Q_0+Q_1$	2 ,5
P4	Q_2	$\sum_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P3	Q_3	$\sum_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P2	Q_4	$\sum_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
P1	Q_5	$\sum_5=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7

PR	Q_6	$\sum_6=Q_0+0,75(Q_1+\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_6)$	7,75
Ps	Q_7	$\sum_7=Q_0+0,714(Q_1+\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_7)$	9.211

Avec :

Q_0 =1KN/m², Q1,Q_2,……, Q_8, Q_{RDC} =1,5KN/m² et Q_{ssol}= 2.5 KN/m^2

2.5.2. Pré-dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha\left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s\, fe}{\gamma_s}\right] \quad \text{.....(1) Art (B-8-4-1)}$$

Avec :

* N_u : effort normal ultime (compression) $=1,35G+1,5Q$;
* α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $(\alpha = f(\lambda))$.

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

l_f: longueur de flambement ;

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

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

* B : surface de la section du béton *(B=a x b)*.
* γ_b : coefficient de sécurité pour le béton *(γ_b=1,50)*……..situation durable.
* γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier *(γ_s=1,15)*…….situation durable.
* fe : limite élastique de l'acier *(fe=400MPa)*.
* f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours *(f_{c28}=25MPa)*.
* A_s : section d'acier comprimée.
* Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle *1cm* d'épaisseur sur toute sa périphérie *(Br= (a-0,02) (b-0,02)) [m^2]*.

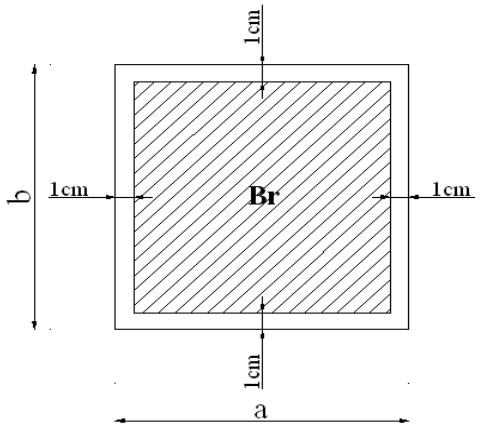


Figure 2.7 : Section réduite du poteau

- **Selon le « BAEL 91 modifié 99 »**

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

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

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

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0{,}708$

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

$$Br \ge \frac{N_u}{\alpha\left(\dfrac{f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + \dfrac{A_s}{B}\dfrac{fe}{\gamma_s}\right)} = 0{,}66 N_u$$

- **Le minimum requis par « l'RPA99 version 2003 »**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} * \ Min(a;b) \ge 30cm \\ * \ Min(a;b) > \dfrac{h_e}{20} \\ * \ \dfrac{1}{4} < \dfrac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée *(a=b)*.

2.5.3 Calcul des poteaux

On doit calculer le poteau central seulement d'après la remarque de l'RPA99v 2003 [3]

Selon l'article 7.4.1 du RPA « Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux. »

Poteau central …… S=16.38m^2

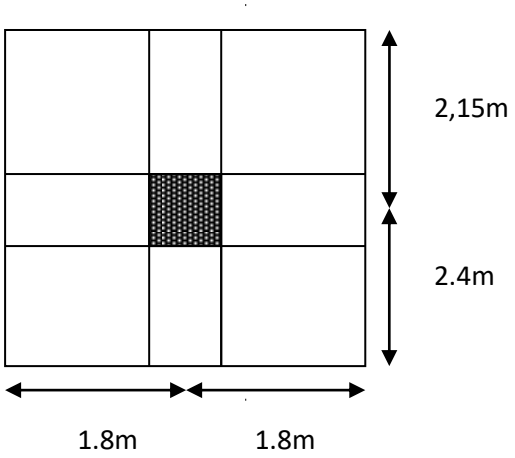


Figure 2.8 : Surface revenant au poteau central

Surface afférente

S_{Total} = (4.55x3,6) =>S=16.38 m².

S_{CC} = (3.4x2,05)+(3.4x2.3)=14,025 m².

S_{PP}= (4.55x.0.3)=1.365m².

S_{ESC}=(3.6x0.3)=1.08m².

La portée de la poutre principale = 4.55m

La portée de la poutre secondaire = 3.6m

- **Calcul des différents poids**

Poids des planchers

Poids du plancher terrasse (corps creux) = 6,39x14.025 =89.62KN

Poids du plancher étage courant (corps creux) = 5,34x14.025 =74.9KN

Poids du plancher étage courant (dalle pleine) = 5,72x6, 45= 36.9KN

Poids des poutres

Poids des poutres porteuse G_{PP}= 0.3x0,4 x25 x4.55 = 13.65KN

Poids des poutres non porteuse G_{PNP}= 0,3x0, 35x25x3.6 = 9.45KN

Poids de poteaux

Poids de poteau de l'étage courant (2.97-0,35)x25x(0,3)²= 5.9KN

Poids de poteau de l'étage RDC (2.97-0,35)x25x(0,3)²= 5,9 KN

Poids de poteau de l'étage S.S (4.125-0,35)x25x(0,3)²= 8.5 KN

Poids des escaliers

Poids des escaliers 1,50x1.25x9,23=17.3 KN

Poids étage courant

Poids de l'étage courant :((17,98+3,63) x5,34)=115,39KN

Tableau récapitulatif de la descente de charge pour le poteauplus sollicité

Tableau 2.11 : Descente de charge du poteau plus sollicité

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
5ème étage	N1	Poids terrasse inaccessible	89.62	**40.95**
		Poids de la poutre principale	13.65	
		Poids de la poutre secondaire	9.45	
		Total :	**112.72**	
4ème étage	N2	Venant de N1	112.72	**63.06**
		Poids du plancher étage courant	74.9	
		Poids poteau	5.9	
		Poids de la poutre principale X	13.65	
		Poids de la poutre secondaire	9.45	
		Poids des escaliers	17.3	
		Total :	233.92	
3ème étage	N3	Venant de N2	233.92	**83.21**
		X	121.2	
		Total :	**355.12**	
2ème étage	N4	Venant de N3	355.12	**99.92**
		X	121.2	
		Total :	**476.32**	
1ème étage	N5	Venant de N4	476.32	**114.66**
		X	121.12	
		Total :	**597.44**	
RDC	N6	Venant de N5	597.44	**126.95**
		X	121.2	
		Total :	**718.64**	
Entre sol	N7	Venant de N6	718.64	**150.87**
		X	123.89	
		Total :	**842.53**	

Exemple de calcul

Etude de5ème étage

N_{G5}= 112.72kN

N_{Q5}= QxS=2,5x(16.38)=40.95kN

N_{u5}=1,35 N_{G5}+1,5 N_{Q5}=213.597kN

$$Br \geq 0,66Nu \Rightarrow Br \geq 229,45cm^2$$

Br=0.66 213.6= 140.97

Br=(a - 0,02)(b - 0,02)

On a: a=bdonc: $Br = (a-0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 1189cm$

a=11.89 et a=b=11,87cm

Le choix: a=b=30cm

Vérification de la section à l'ELS

N_{ser}=N_G+N_Q=153.67kN

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad avec: \quad B = axb = 900cm^2$$

$$\sigma_{ser} = 2,42MPa \prec \bar{\sigma}_{bc} = 0,6\, f_{c28} = 15MPa$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau 2.12 de la section 2.5.4.

2.5.4 Choix des sections des poteaux

Tableau 2.12 : Choix des sections des poteaux

Niveau	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	B_r (cm^2)	a=b (cm)	RPA (cm^2)	CHOIX (cm^2)	Nser (KN)	σser (MPA)	Obs
5	112.72	40.95	213.6	141	11.89	30*30	30*30	153.67	1.49	**ok**
4	233.92	63.06	410.38	270.85	16.48	30*30	30*30	296.98	2.87	**ok**
3	355.12	83.21	604.22	398.79	19.99	30*30	30*30	438.33	4.23	**ok**
2	476.32	99.92	792.91	523.32	22.9	30*30	35*35	576.24	4.09	**ok**
1	597.44	114.66	978.53	645.83	25.43	30*30	35*35	712.1	5.05	**ok**
RDC	718.64	126.95	1160.05	765.63	27.69	30*30	40*40	845.59	4.96	**ok**
Entre sol	**842.53**	**150.87_**	**1363.72**	**900.06**	**30.02**	**30*30**	**40*40**	**993.4**	**5.4**	**ok**

2.5.5. Vérification du critère de résistance

$$\frac{Nu}{B} \leq f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

Tableau 2.13 : Vérification du critère de résistance

Poteau	Niveau	N_u(KN)	B(cm²)	N_u/B(MPa)	Conditions
poteau central	EntS	1363.72	40*40	8.52	**Vérifiée**
	RDC	1160.05	40*40	7.25	**Vérifiée**
	1ème étage	978.53	35*35	8	**Vérifiée**
	2éme étage	792.91	35*35	6.47	**Vérifiée**
	3ème étage	604.22	30*30	6.71	**Vérifiée**
	4ème étage	410.38	30*30	4.56	**Vérifiée**
	5ème étage	213.6	30*30	2.37	Vérifiée

Le critère de la résistance est vérifié dans tous les étages.

2.5.6 .Vérification de l'effort normale réduit

- $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \ldots\ldots\ldots [3]$

Avec :

Bc : section de poteau
Nd : G+Q
Fc_{28} : 25Mpa

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 2.14 : vérification de l'effort normal réduit

Niv	N_d (KN)	b x h (cm2)	B_c (cm^2)	υ	Observation
5éme	153.67	30*30	900	0,068	Vérifiée
4éme	296.98	30*30	900	0,13	Vérifiée
3éme	438.33	30*30	900	0,2	Vérifiée
2éme	576.24	35*35	1225	0,2	Vérifiée
1éme	712.1	35*35	1225	0,23	Vérifiée

RDC	845.59	40*40	1600	0,21	Vérifiée
Entre sol	993.4	40*40	1600	0,25	Vérifiée

La condition de l'effort normal réduit est vérifiée dans tous les étages.

2.5.7 Sections choisi des poteaux

Les sections choisis sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 2.17 : Choix final des sections des poteaux

Les étages	Choix finale
5ème étages	30*30
3ème et 4ème étage	30*30
2ème et 1er étage	35*35
RDC et sous-sol	40 *40

2.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES

D'après **l'article 7.7.1 du RPA99 V2003**, les éléments satisfaisant la condition **(L ≥ 4a)** sont considérés comme des voiles. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façond'assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré-dimensionnement, nous nous sommes basés sur les recommandations du règlement parasismique RPA99 version 2003.

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.

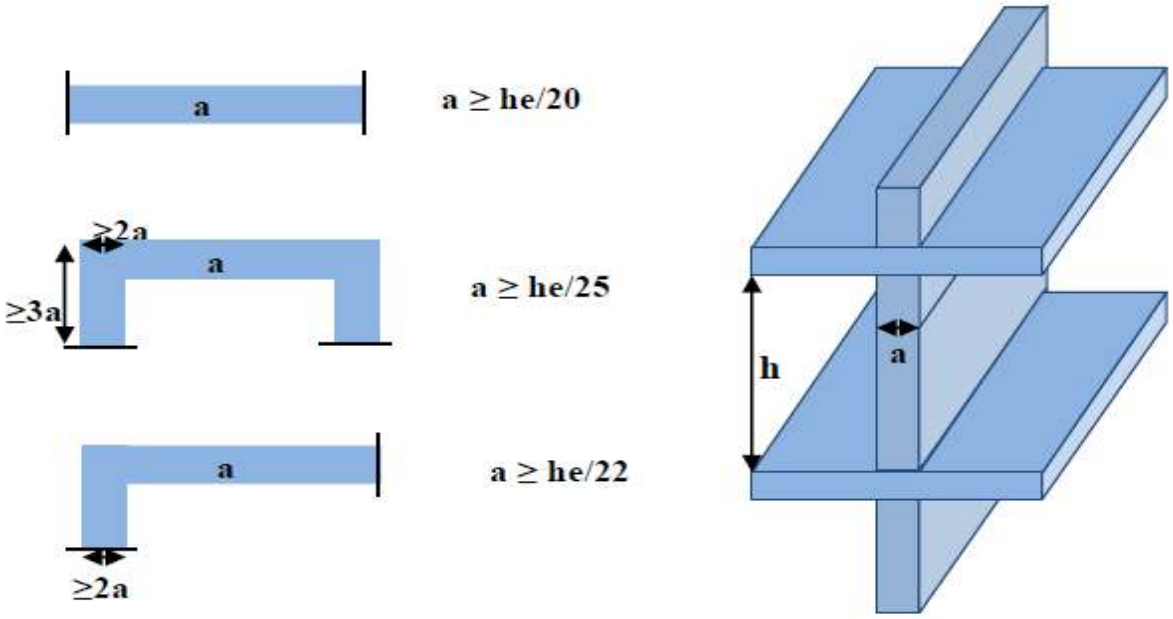


Figure 2.9 : Schéma du voileet lesCoupes en plan.

Dans notre cas :

$a_{min} \geq \{ \max \quad 5\ cm\ ;\ h_e/22 \}$ **(art:7.7.1) [6]**

h_e : hauteur d'étage- hauteur de la poutre

a_{min}: épaisseur de voile

- Pour l'étage courant he= (2.97-0.35) = 2.62 m

  $a_{min} \geq \max \{ 15\ cm\ ;\ 11.9cm \} \Rightarrow a\ min \geq 15\ cm.$

- Pour le ent solh$_e$= (4.125-0,35)=3,775m.

  $amin \geq \max \{ 15\ cm\ ;\ 17.1cm \} \Rightarrow a\ min \geq 17.1\ cm.$

On opte pour a= 20cm.

Donc on a choisi a= 20 cm pour l'entresol et a=15 cm pour les autres étages.

2.7. Conclusion

La descente des charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaitre la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

Les valeurs obtenues permettront de dimensionner les éléments porteurs, leurs pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les **BAEL91 (modifié 99).** Les

sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien **(RPA99).**

Chapitre3

Calcul des éléments secondaires

3.1. Acrotère

3.1.1. Introduction

L'acrotère est un élément non structurel, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante Q=1kN/ml.
- Force sismique horizontale Fp agissant sur l'acrotère

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur b=100cm
- Hauteur H=60cm
- Epaisseur e=10cm

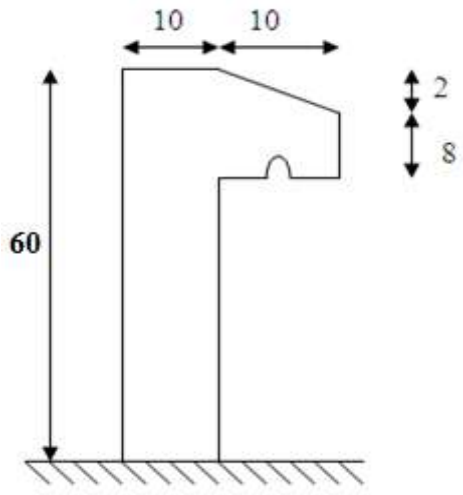


Figure 3.1 : **L'acrotère**

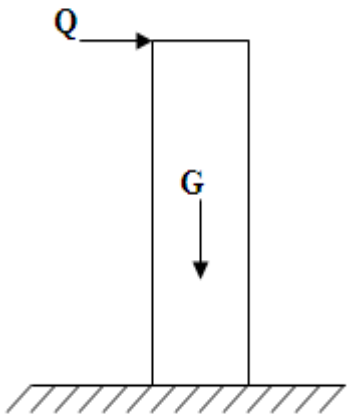


Figure 3.2 **: Sollicitation de l'acrotère**

3.1.2. Evaluation des charges

a-Charges permanentes

- Surface de l'acrotère :

$$S=\left[(0,1\times 0,6)+(0,1\times 0,08)+\frac{(0,1\times 0,02)}{2}\right]=0,069cm^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G=\rho_b\times S=25\times 0,069=1,725kN/ml$$

- Revêtement en ciment (e=2cm ; ρ=14kN/m^3) :

$$G=\rho_{ci}\times e\times P_{cme}=14\times 0,02\times(60+10)\times 2.10^{-2}=0,392kN/ml$$

- Poids total de l'acrotère**G=2,117KN/ml**

b-Charge d'exploitation

Q=1,00kN/ml

- **L'action des forceshorizontalesQ_h : (F_p)**

L'action des forces horizontales est données par : $Fp=4AC_pW_p$ Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés, donc A=0,25(groupe 2).

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1), donc C_p=0,8.

W_p : Poids de l'acrotère =2,12 KN.

F_p= 4x 0,25x 0,8x 2,12= 1.696KN.

Q_u= max (1,5Q ; F_p) =max (1.5KN ; 1.696KN).

Q_u =Q_h=1.696KN.

3.1.3. Calcul Des Efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

N_U = 1,35 G = 1,35 × 2.12 = 2.862 KN

M_U = 1,5 .Q_h .H = 1,5 x1.696x0.60 = 1.526 KN.m

Tu = 1,5×F_p =1,5× 1.696 =2.544 KN

E.L.S :

N_s = G = 2,12KN

M_s = Q_h .h = 1,02KN.m

T_s = F_p =1,696KN

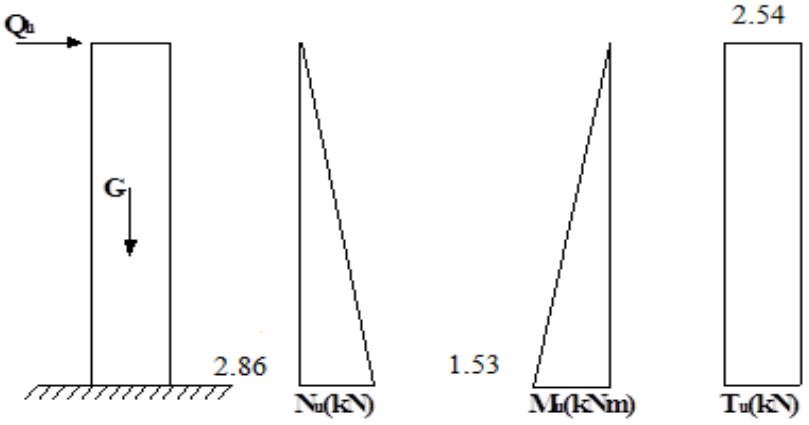


Figure 3.3: Diagramme des efforts à l'ELU.

3.1.4. Ferraillage de la Section de L'acrotère

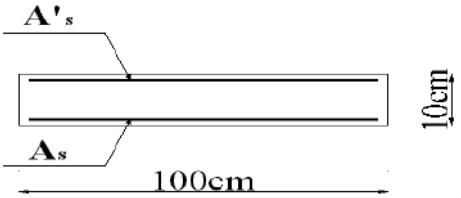
L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données :

h =10 cm, b =100 cm, f_{c28} =25 MPa, M_U= 1,53 KN.m, N_U =2,86 KN, σ_b =14,17MPa, Fe=400 MPa , f_{t28}=2,1MPa .

d = 0,9 h = 9cm

c = c' = 2,5 cm



$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.53}{2.86} = 0{,}534.m$$

$$\frac{h}{2} - c = 2{,}5cm$$

On a : $e_0 = 53.4cm > \frac{h}{2} - c = 2{,}5\,cm \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de l'acrotère.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f.

- **Calcul du moment fictif « M_f »**

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c'\right) = 1.601.KNm$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0{,}014$$

D'après l'organigramme : M=M_F =1.601 KN.m

$\mu < \mu_R = 0{,}392 \Rightarrow A_s^{'} = 0$ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}018$$

$$Z = d(1 - 0{,}4\alpha) = 8.935cm$$

$$\mu = 0{,}014 \le 0.186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad et \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348MPa$$

$\Rightarrow A_S$ = 51.49 mm^2

D'où A_1= A_S' et $A_2 = A_s - \frac{N}{\sigma_S} = 51.49 - \frac{2.86.10^3}{348} = 43.27\text{mm}^2$

On obtient : A_1 =0 et A2= 43.27mm^2

3.1.5. Vérification de la section d'acier selon " BAEL 91"

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq Max\left\{\frac{bh}{1000};0,23bd\frac{f_{t28}}{fe}\right\}$$

Avec :

f_{t28}=2,1MPa ; fe=400MPa ; b=100cm ; d=9cm

$A_s^{min} \geq$ max {1cm^2 ; 1.087 cm^2}= 1.087 cm^2

Donc :

On opte finalement pour 5T8 =2,51 cm^2

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20cm$

3.1.6. Armatures de répartitions

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,63cm^2$$

On choisi4T8 =2,01 cm^2 avec un espacement. $S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3}$

Donc : S_t = 18 cm.

3.1.7. Vérification à L'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48,11cm$

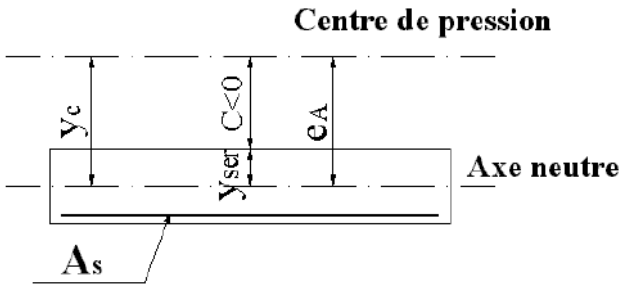


Figure 3.4 : Position de l'axe neutre

On a :

$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée *(SPC)*.

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

C=d-e_A

Avec :

$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - \frac{h}{2})$ = 52,11 cm ⇒ C = -43,11 cm (C < 0)

D'après le "**BAEL 91 modifié 99**", on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15 \begin{cases} p = -3c^2 - 6n\left(c - c'\right)\frac{A_s'}{b} + 6n\left(d - c\right)\frac{A_s}{b} = -5560,73 \\ q = -2c^3 - 6n\left(c - c'\right)^2\frac{A_s'}{b} - 6n\left(d - c\right)^2\frac{A_s}{b} = 149403,93 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -3,15.10^9$$

$$\cos\phi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,93 \qquad \Rightarrow \phi = 159,40^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 86,10$$

$$y_1 = a\cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -85,48cm$$

$$y_2 = a\cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 51,65cm$$

$$y_3 = a\cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 33,42cm$$

La solution qui convient est : y_c=51.65cm

Car :

$0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$0 < y_{ser} = 51,65 - 43,11 = 8,54cm < 9cm$

$$Donc : \begin{cases} y_{ser} = 8,54cm \\ y_c = 51,65cm \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y_{ser}^3 + n\left[A_s\left(d - y_{ser}\right)^2 + A_s'\left(y_{ser} - c'\right)^2\right] = 21869,08\ cm^4 \quad ; \quad n = 15$$

3.1.8 Vérification des contraintes

a. Contrainte de béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \le \bar{\sigma}_{bc} = 0,6\, f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,12.10^3 \times 51,65.10}{21869,08.10^4}\right) \times 8,54.10 = 0,43MPa < \bar{\sigma}_{bc} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n\left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right)(d - y_{ser}) \le \bar{\sigma}_s \ldots\ldots\ldots\ldots Acier\ tendu$$

$$\sigma'_s = n\left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right)(y_{ser} - c') \le \bar{\sigma}_s \ldots\ldots\ldots\ldots Acier\ comprimé$$

$$\bar{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe; Max(0,5\, fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 201,63MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (\eta = 1,6\ pour\ les\ aciers\ HA)$$

$$\sigma_s = 0,35\ MPa < \bar{\sigma}_s \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

$$\sigma'_s = 4,53\ MPa < \bar{\sigma}_s \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

3.1.9 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \le \bar{\tau}_u = Min\{0,1 f_{c28}; 4MPa\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{2,55.10^3}{90.10^3} = 0,028MPa < \bar{\tau}_u \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

3.1.10 Scéma de ferraillage

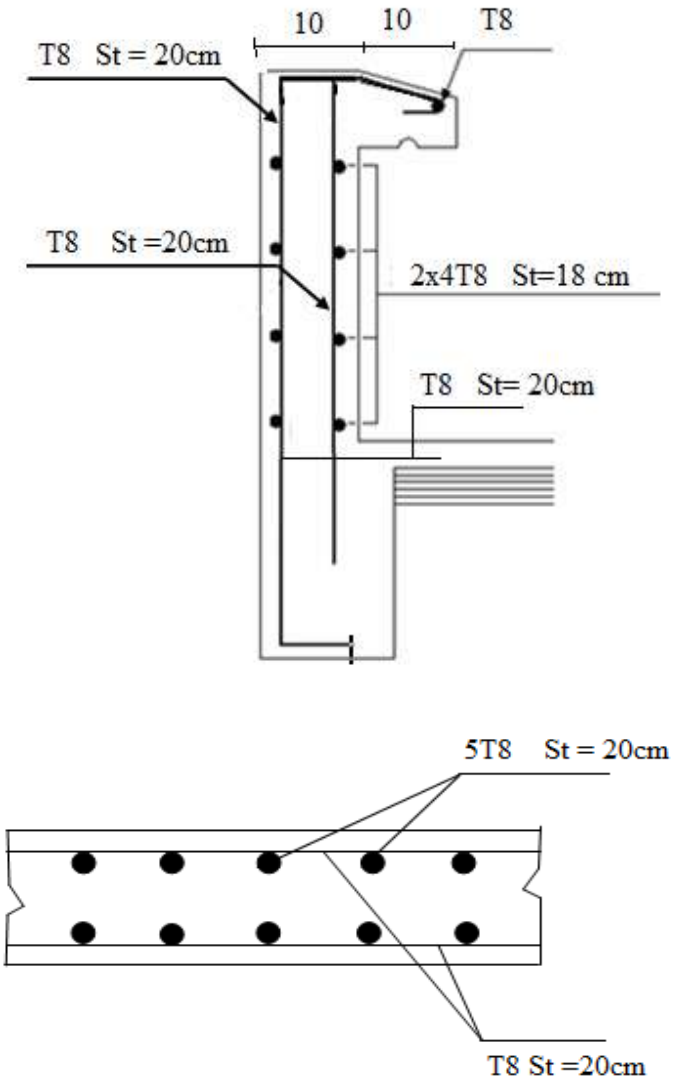


Figure 3.5 : Ferraillage de l'acrotère

3.2. Plancher en corps creux

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle.

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (20x16x65) cm^3 avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur

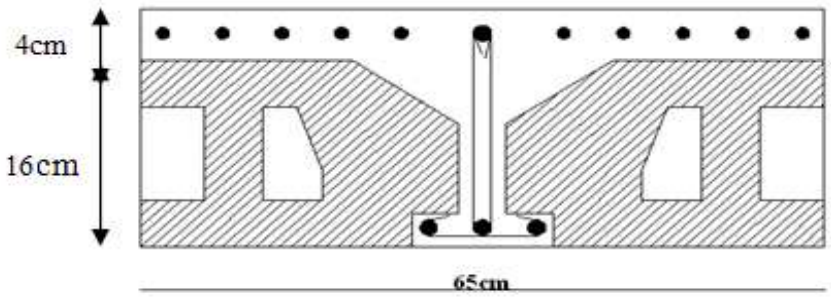


Figure 3.6 : Dimension du corps creux

3.2.1Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles après le coulage sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis, parallèlement à la petite portée.

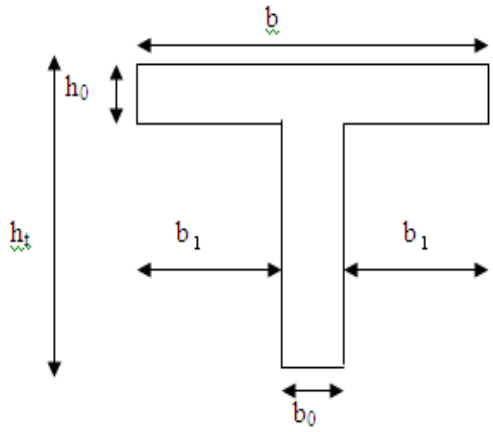


Figure 3.7 : **Schéma de poutrelle**

Pour dimensionné les poutrelles on a deux conditions :

$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$ et $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t$

Les dimensions finales des poutrelles est dans le tableau suivant :

Tableau 3.1 : Dimensions des poutrelles.

h_t(cm)	h_0(cm)	B (cm)	b_0(cm)	b_1(cm)
20	4	65	12	26.5

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1ère étape : Avant le coulage de la table de compression.

- 2ème étape : Après le coulage de la table de compression.

3.2.2 Calcul des poutrelles avant le coulage

Poutrelle de travée L=4.00m

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique simplement appuyée à ses extrémités soumise à son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G et 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 comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit soit vérifier la flèche ou avec la méthode simplifiée qui consiste à calculer la section en BA d'une poutre de 12x4 (cm) en flexion simple. Le fait que A'≠0, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient $\mu \leq \mu l$.

3.2.2.1 Evaluation des charges et surcharge

Les charges permanentes et les surcharges d'exploitation ainsi que les combinaisons de charges sont présenté dans le tableau (3.2).

Tableau 3.2 : Tableau de chargement des poutrelles

Charge permanente		**Charges d'exploitation**	**Combinaison des charges**	
Poids propre de la poutrelle	Poids du corps creux	Usage d'habitation	ELU	ELS
0.12x0.04x25	0.65x0.20x15	1x0.65	1.35G+1.5Q	G+Q
2.07		0.65	3.76	2.72

3.2.2.2 Calcul des moments avant coulage

Dans notre cas L = 4 m,

$M_u = \frac{q_u l^2}{8} \Longrightarrow M_u = 7.52 KN.m$

$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} \Longrightarrow M_{ser} = 5.44\ KN.m$

3.2.2.3 Ferraillage des poutrelles avant coulage

M_u=7.52 KN.m ; b=12 cm ; d=3,6 cm ; σ_{bc}=14,17MPa

D'après l'organigramme de la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

μ=3,41> μ_R=0.392 $\Longrightarrow A'_S \neq 0$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.On prévoit donc des étaiements

pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse, dans notre cas, on arrive à une distance égale à 1,00 m entre les étaiements

3.2.3 Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression.

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutre continue de section «Té » dons notre cas on aura deux types de poutrelles à traiter séparément, poutrelle « A » a 8 travées et poutrelle « B » a 2 travées.

3.2.3.1 Evaluation des charges et surcharges

Les charges permanentes et les surcharges d'exploitation ainsi que les combinaisons de charges sont présenté dans le tableau (3.4).

Tableau 3.4 : Les charges des poutrelles après coulages

Plancher terrasse	**Charge permanente**	6,39x 0.65	4.15 KN/ml
	charge exploitation	1x0.65	0.65 KN/ml
	ELU	1.35G+1.5Q	6,57KN/ml
	ELS	G+Q	4,80 KN/ml
Plancher courant	**Charge permanente**	5.34x0.65	3,47 KN/ml
	charge exploitation	1.5x0.65	0.975 KN/ml
	ELU	1.35G+1.5Q	6,13 KN/ml
	ELS	G+Q	4,44 KN/ml

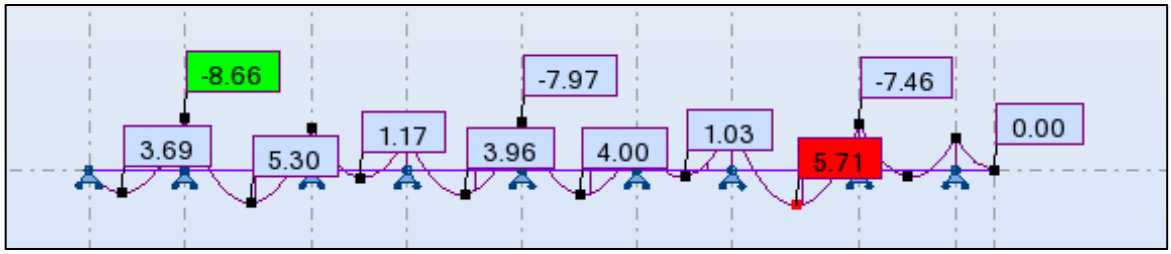
On conclue que le plancher Terrace est le plus sollicité.

3.2.3.2Calcul des efforts internes

Le calcul des poutrelles est fait par la méthode deséléments finis par une modélisation sur le logiciel SAP 2000 d'une poutre en section T chargé par les charges et surcharges mentionnés dans le tableau précédent.

- **Diagrammes des moments fléchissant à ELU :**

Poutrelle A



Poutrelle B

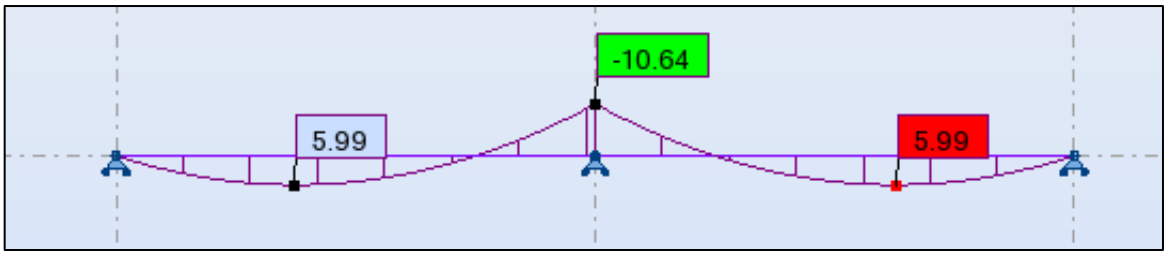
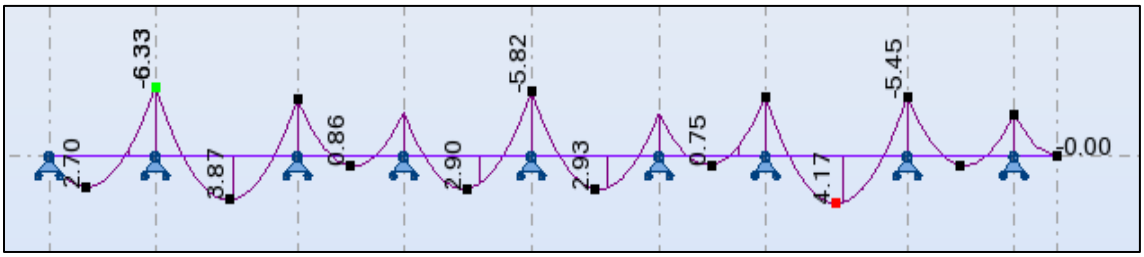


Figure 3.8 : Diagramme des moments fléchissant des poutrelles A et B à ELU.

- **Diagrammes des moments fléchissant à ELS :**

Poutrelle A



Poutrelle B

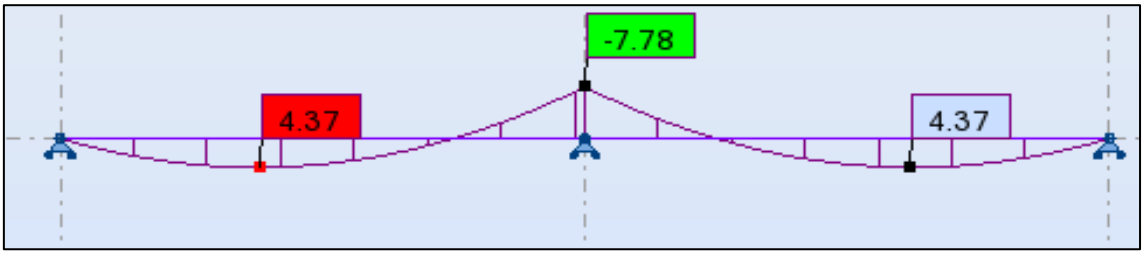
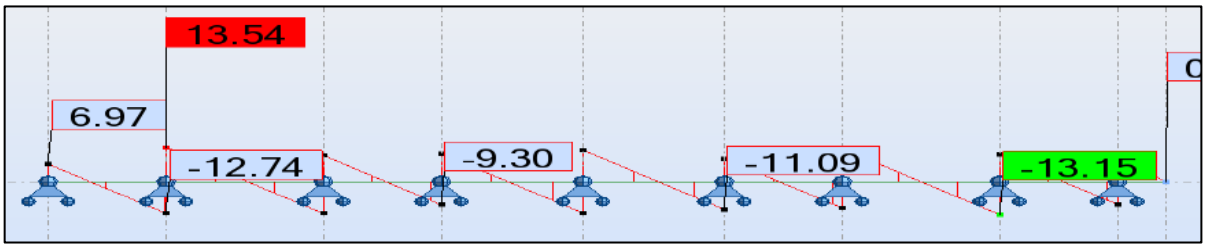


Figure 3.9 : Diagramme des moments fléchissantdes poutrelles A et B à ELS.

- **Diagrammes des efforts tranchants à ELU :**

Poutrelle A



Poutrelle B

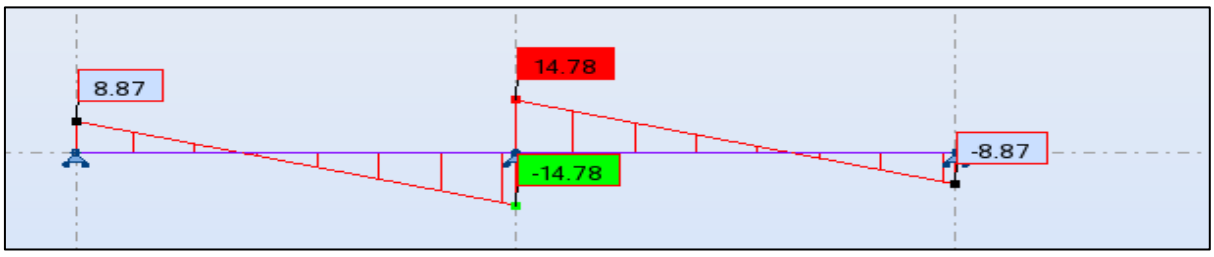
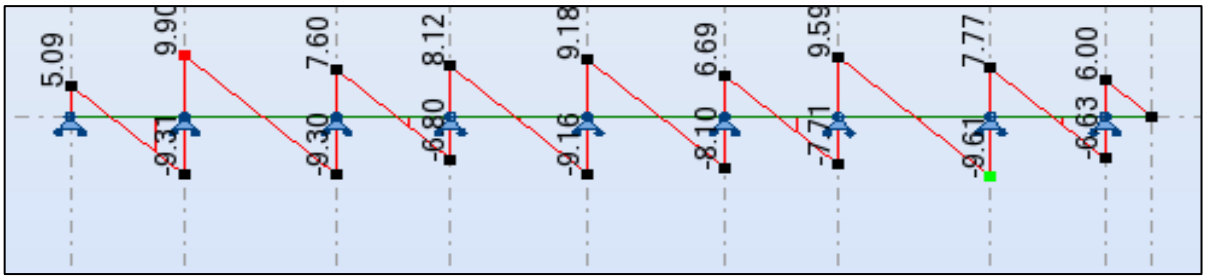


Figure 3.10 : Diagramme des efforts tranchant des poutrelles A et B à ELU.

- **Diagrammes des efforts tranchants à ELS :**

Poutrelle A



Poutrelle B

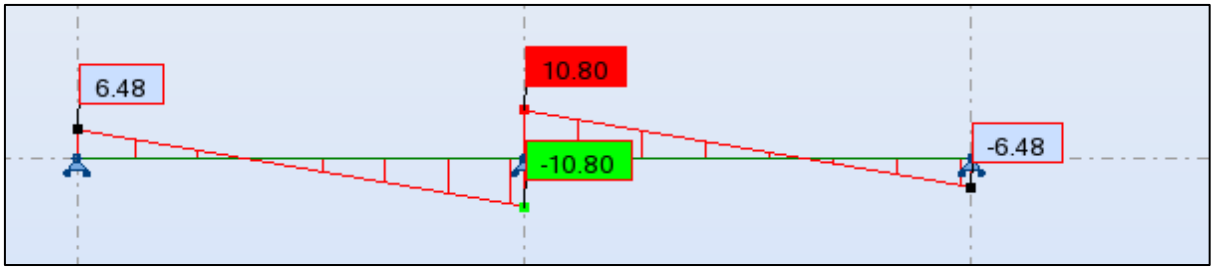


Figure 3.11 : Diagramme des efforts tranchant des poutrelles A et B à ELS.

3.2.3.3 Ferraillage des poutrelles

On considère pour le ferraillage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont présentés dans le tableau (3.5).

Tableau 3.5 : Les moments fléchissant et l'effort tranchant maximal.

	ELU	**ELS**
Moment max aux appuis (KN.m)	10.64	7.78
Moment max aux travées (KN.m)	5.99	4.37
Effort tranchant	14.78	10.80

a. Ferraillage en travée

h=20cm ; h_0=4cm ; b=65cm ; b_0=12cm ; d=0,9h=18cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; fe=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si M_u<M_{tab} : l'axe neutre est dans la table de compression.

- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 58,94KNm$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferraillage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.3.6 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée

M_{tu}(KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm²)	α	Z (cm)	A_s (cm²)
5.99	0,023	Oui	0	0,029	17,79	1,13

Condition de non fragilité

$$A_s^{min} \geq 0,23bd\frac{f_{t28}}{fe} = 1,41cm^2$$

A_s=Max {1,41 cm² ; 1,13 cm²}=1,41 cm²

Choix : 2T10 (A_s=1.57cm²)

b. Ferraillage sur appuis

On a: M_{au}^{max}=11,68kNm<M_{tab}=58,94kNm

⇒L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0$xh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferraillage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.3.7 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis

M_{au}(KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm²)	α	Z(cm)	A_s(cm²)
10.64	**0,19**	**Oui**	**0**	**0,049**	**17,64**	**1,91**

Condition de non fragilité

$$A_s^{min} \geq 0,23b_0d\frac{f_{t28}}{fe} = 0,26cm^2$$

A_s=Max {0,26 cm^2 ; 1,90 cm^2}=1,90 cm^2

Choix : 2T12 (A_s= 2,26 cm^2)

3.2.3.4 Vérifications del'effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :T_u^{max}=14.78 kN.On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = Min\left\{0,2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = 3,33MPa \quad \text{.....Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0.068MPa \prec \bar{\tau}_u \quad \text{.....Vérifiée}$$

a. Appuis de rives

a.1 Vérification de la compression du béton

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0 d} \leq 0,4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{.....[4]}$$

Avec : T_u=9.2 KN (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{9.2 \ \ \times 10^3}{0,9x120x180} = 0.47 \ MPa \prec 0,4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \quad \text{.....Vérifiée}$$

a.2 Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 2,26cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{fe}{\gamma_s}} = 0.34 \ cm^2 \quad \text{.....Vérifiée}$$

b. Appuis intermédiaires

b.1 Vérification de la contrainte de compression

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9b_0 d} = \frac{14.78 \ \times 10^3}{0,9x120x180} = 0.76 \quad MPa \prec 0,4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \quad \text{.....Vérifiée}$$

b.2 Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 2,26 \ cm^2 \geq \frac{T_u^{max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -0.146 \quad \text{.....Vérifiée}$$

3.2.3.5 Vérification à l'E.L.S

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

a. Vérification des contraintes du béton

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser}, la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \text{.....[4]}$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

b. Détermination de l'axe neutre

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + n\left(A_s + A_s^{'}\right) y - n\left(A_s.d + A_s^{'}.c^{'}\right) = 0 \text{.....[4]}$$

Avec: $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; b=65cm(travée) ; b_0=12cm(appuis) ; c=c'=2cm

y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

- Si $y \prec h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y \succ h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 - (b - b_0).\frac{(y - h_0)^2}{2} + \eta A_s^{'}.(y - c^{'}) - \eta.A_s.(d - y) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0)\frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta.A_s^{'}.(y - c^{'})^2 + \eta.A_s(d - Y)^2. \end{cases}$$

Tableau 3.8 : Vérification à l'ELS

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I (cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Travée	4.37	2,26	3,17	8527,51	1,91	Vérifiée
Appuis	7.78	2,26	3,17	8527,51	3,17	Vérifiée

3.2.3.6 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier sont :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ $\quad \bullet \frac{h}{L} = 0,04 < 0.05$ ..... *vérifée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{fe}$ $\quad \bullet \frac{A_s}{b_0 d} = 0,0104 > 0.01046$ ..... *non vérifée*
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ $\quad \bullet \frac{h}{r} = 0,047 < 0,043$ ..... *non vérifiée*

Avec:

h=20cm; b_0=12cm; d=18cm ;L= 4,00m ;M_{tser}=4,37KN.m ;M_0=10,58KN.m ; A_s=2,26cm^{2}fe=400MPa.

Alors :

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [4]

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0.8 \quad cm \qquad (L < 5m)$

$\bar{f} = 0.5 + L(cm)/1000 \ldots\ldots (L > 5m)$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longues durée.

- **Position de l'axe neutre « y_1 »[4]**

$$y_1 = \frac{bh_0\frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0\left(\frac{h-h_0}{2} + h_0\right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 »[4]**

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3}(y_1-h_0)^3 + 15A_s(d-y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs [4]**

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

Avec :

$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$ ..... Pour la déformation instantanée.

$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$ ..... Pour la déformation différée.

$\delta = \frac{A_s}{b_0 d}$: Pourcentage des armatures. $\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 3.9 : Calcul de la flèche

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
4,37	2,26	7,06	0,01	120,45	4,11	1,64	0,468	19842,36	7465,96	11226,10

- **Calcul des modules de déformation**

$$E_i = 11000\left(f_{c28}\right)^{\frac{1}{3}} = 32164{,}20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721{,}40MPa$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0{,}36cm \qquad (L = 4 \quad m)$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0.58 \ cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.29cm \prec \bar{f} = 0{,}84cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

3.2.4 Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa).

Selon BAEL91 modifié 99

$$\begin{cases} \bullet \ \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{tj} K}{0{,}8 fe} & (K = 1 \ pas \ de \ reprise \ de \ bétonnage) \\ \bullet \ S_t \leq Min\left(0{,}9d; 40cm\right) \\ \bullet \ \frac{A_t fe}{b_0 S_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

Selon RPA99V2003

$$\begin{cases} \bullet \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 b_0 \\ \bullet S_t \leq Min\left(\dfrac{h}{4}; 12\phi_l\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ nodale \\ \bullet S_t \leq \dfrac{h}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ courante \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$Ø_l$: Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$Ø_t \leq$ Min (0,57cm ; 1cm ; 0,65cm)=0,57cm

On adopte **: $Ø_t$= 6mm**

Donc :

- Selon BAEL91 modifié99

$$\begin{cases} \bullet \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.071\ \ cm \\ \bullet S_t \leq 22.5cm \\ \bullet \dfrac{A_t}{S_t} \geq 1.23.10^{-2}\ cm \end{cases}$$

- Selon RPA99 v2003

$$\begin{cases} \bullet \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5\ \ cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ nodale \\ \bullet S_t \leq 10\ \ cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ courante \end{cases}$$

Choix des armatures

$A_t = 2\pi\varphi_t^2/4 = 0{,}56cm^2$

On adopte : $A_t = 2Ø6 = 0{,}57cm^2$

Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0{,}57}{10} = 0{,}057cm > 0{,}036cm$$

Donc : $S_t = 10cm$

3.2.5. Ferraillage de la dalle de compression

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.

30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si : $\begin{cases} 50 \le L \le 80cm \Rightarrow A_1 = \dfrac{4L}{fe} \\ L \le 50cm \Rightarrow A_2 = \dfrac{200}{fe} \end{cases}$ **[4] (art.6.8.4.2.3)**

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

L=65cm ; Fe=235MPa (acier rond lisse)

Donc on obtient : A_1= 1,11cm^2/ml

On prend : **4T6=1,51cm^2**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25cm$$

En prend S_t = 25cm

Pour les armatures de répartition on a :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0{,}75cm^2$$

Soit : **3T6= 0.85 cm^2** St.=30cm.

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 30cm suivant les deux sens.

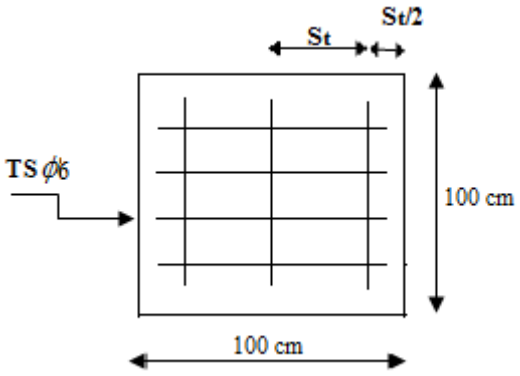


Figure 3.12 : Disposition constructive des armatures de la table de compression



Figure 3.13 : Ferraillage des poutrelles en travée, et en appuis

3.3. Escalier droit à deux volés

3.3.1. Introduction

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins régulière de plans horizontaux servantes à relier les différents niveaux d'une construction, il peut être en béton, en bois ou en charpente métallique.

3.3.2. Définition des éléments d'un escalier

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h: Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

3.3.2.1. Pré-dimensionnement

- Hauteur de la contre marche h = 16.5cm
- Largeur de la marche g = 30 cm
- Nombre de contre marches n = H/L = 297/ 16.5=18contre marches
- Nombre de marches m = 18 - 1 = 17 marches

a. Vérification de l'équation de *BLONDEL*

$$\begin{cases} (59 \le g + 2h \le 66)\,cm \\ (16 \le h \le 18)\,cm \\ (22 \le g \le 33)\,cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g = 30\ cm \\ H = 16.5cm \\ g+2h = 30 + (2*16.5) = 63 \text{ donc c'est vérifié} \end{cases}$$

L'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{148.5}{240} = 0.566 \alpha = 31.74$

La longueur de l'escalier Lv=2.82+1.5=4.32

Vu que la longueur L est importante, il est préférable d'ajouter un appui pour réduire la flèche maximale

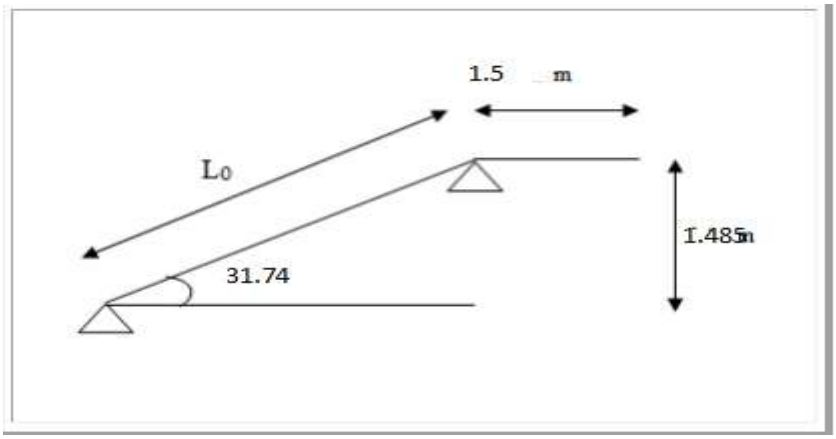


Figure 3.11 : Schéma d'escalier.

- Epaisseur de la volée

$\frac{Lv}{30} \le e \le \frac{Lv}{20} \Rightarrow 12,73 \le e \le 19,1 \quad cm$ On prend e = **16 cm**

3.3.3. Evaluation des charges et surcharges

a. Paillasse

Les charges permanenta et surcharges d'exploitation de la paillasse sont présenté dans le tableau suivant.

Tableau 3.9 : Charges et surcharge de paillasse

Désignation de l'élément	ρ (KN/m³)	e_p (cm)	G (KN/m²)
Carrelage	**22**	**0,02**	0,40
Mortier de pose	**20**	**0,02**	0,40
Poids propre de Paillasse	**25**	**0,16/cosα**	4,60
Poids propre des marches	**25**	**0,17/2**	2,13
Garde- corps	/	/	1,34
Enduits en ciment	**18**	**0,02**	0,36
G (charges permanentes)		**9,23 KN/m²**	
Q (charges d'exploitation)		**2,50KN/m²**	

b. Palier

Les charges permanenta et surcharges d'exploitation du plier sont présenté dans le tableau suivant.

Tableau 3.10 : Charges permanentes sur le palier

Designations des éléments	ρ(KN/m³)	Ep(m)	G (KN/m²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.54
Dalle pleine	25	0.16	4.00
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
G (charges permanentes)	5.7		
Q (charges d'exploitation)	25		

La figure suivante présente le schéma statique de l'escalier

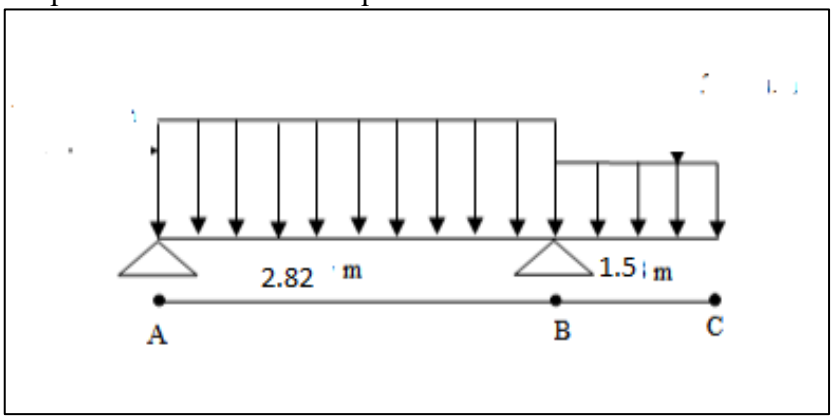


Figure 3.18 : Schéma statique de l'escalier

3.3.4 Détermination des efforts

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de longueur

a. Combinaison des charges

Tableau 3.12 **: combinaison des charges**

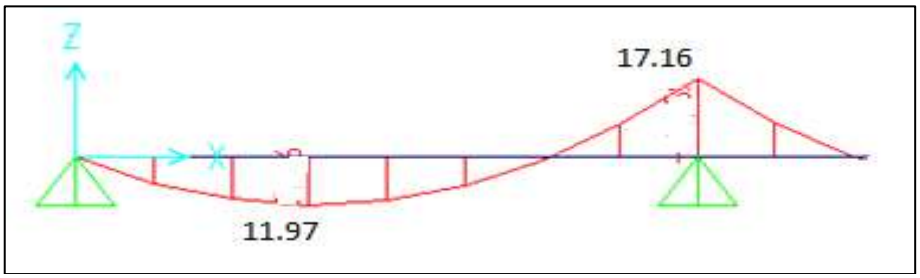
	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
Paillasse	9,23	2,5	16,21	11,73
Palier	5.7	2.5	11.07	8.2

3.3.4 Les efforts internes des escaliers

Le calcul se fait avec logiciel de calcul SAP 2000

a. Moment fléchissant

E.L.U



E.L.S

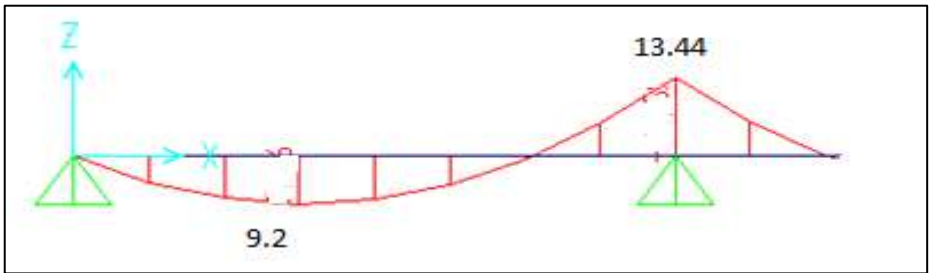
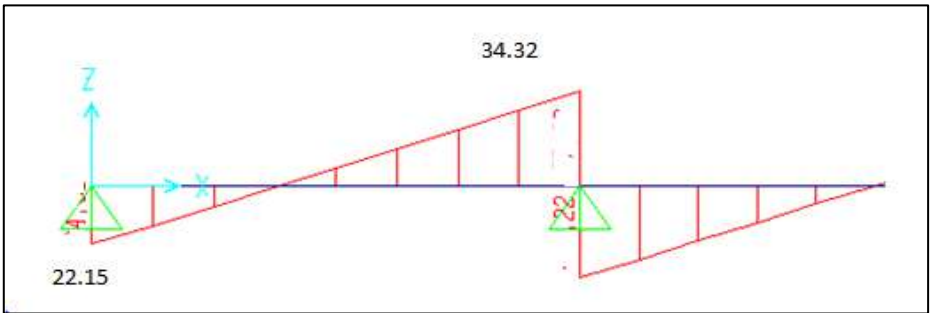


Figure 3.19 : diagrammes de moment fléchissant à l'ELU et ELS

b. Effort tranchant

E.L.U



E.L.S

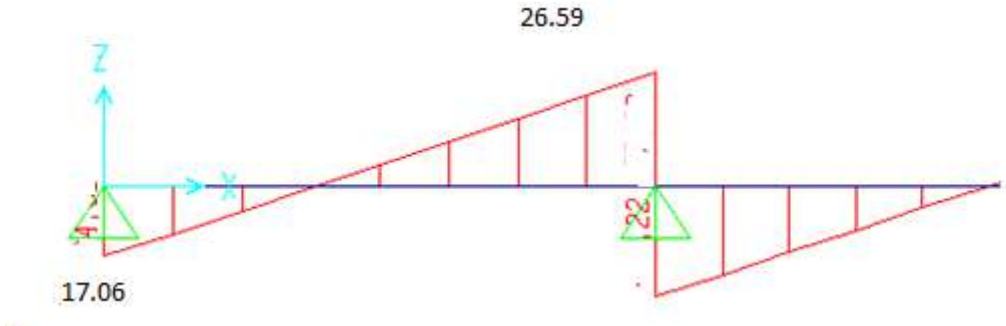


Figure 3.20 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS

3.3.5 Ferraillage des escaliers

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (100 x 16)
- Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$f_{c28} = 25MPa$; $f_{bc} = 14{,}17MPa$; $f_{t28} = 2{,}10MPa$; $\gamma_b = 1{,}5$; d=0,9h=14,4cm

$\sigma_s = 348\ MPa$; $\gamma_s = 1{,}15$; fe=400MPa

Tableau 3.12 : Ferraillage de l'escalier

	M_u(KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm²)	α	Z(cm)	A_s^{cal}/ml (cm²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm²)
Appui	**17.16**	**0,023**	**Oui**	**0**	**0,027**	**14.24**	**1.4**	**4T10**	**3.14**
Travée	**11.97**	**0,035**	**Oui**	**0**	**0.042**	**14.15**	**2.06**	**4T10**	**3.14**

Espacement :

En travée $esp \le \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : esp=20cm

Sur appui $esp \le \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : esp= 20 cm

Armatures de répartition :

En travée $\frac{A_s}{4} \le A_r \le \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.79\ cm^2/ml \le A_r \le 1.57\ cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec St=20cm.

Sur appui $\frac{A_s}{4} \le A_r \le \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.54cm^2/ml \le A_r \le 3.08cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec St=20cm.

3.3.5 Condition de non fragilité

$A_s \ge A_s^{min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{fe} = 1,74cm^2$

En travée : $A_s = 3.14\ cm^2 > A_s^{min} = 1,74cm^2$ .....vérifiée

Sur appui : $A_s = 3.14\ cm^2 > A_s^{min} = 1,74cm^2$ .....vérifiée

3.3.6 Effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \le \overline{\tau_u}$

$\bar{\tau} = Min\left(0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33MPa$ …… (Fissuration peu nuisible)

$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{34.32 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.233MPa < \overline{\tau_u} = 3,33MPa$.....vérifiée

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.
- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 39,59.10^3 - \frac{28,59.10^6}{0,9 \times 144} = -181311,85 \ kN < 0$$

-58041.111

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

3.3.7 Vérification des armatures transversales

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0.23 \ MPa < 0,05 f_{c28} = 1,25MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

3.3.8 Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

-Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

n=15 ; c'=2cm ; d=14,4cm ; b=100cm ; A_s'=0

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

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

Tableau 3.13 : Vérification de compression du béton

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Appui	13.44	3.14	15.967	67840	1.83	**Vérifiée**
Travée	9.2	3.14	15.6	67840	1.25	**Vérifiée**

3.3.9 Vérification de la flèche

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{16}{382} = 0.057 < 0,0625 \quad Non \quad vérifiée \\ \frac{4,52}{100 \times 14,4} = 0.0022 < 0,0084 \quad vérifiée \\ 0,041 < \frac{12,86}{10x15,97} = 0,08 \quad Non \quad vérifiée \end{cases}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec : $\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$ L=2 .82m<5m

- Moment d'inertie de la section homogène I_0

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = 67840 \quad cm^4$$

$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$ Moment d'inertie fictive.

Avec :

$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = 6,77 \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = 2,70 \end{cases}$; $\begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,0031 \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} = 0,231 \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 197,57 \end{cases}$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10818,87MPa

- Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau 3.14 : Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
9.2	3.14	0,003	203.447	0.96	0.38	000	67840	41316	41316

Donc :

$$\left.\begin{matrix} f_i = 0.023cm \\ f_v = 0.564cm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,42cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \quad cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,42cm < \bar{f} = 0.8 \quad cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée.$$

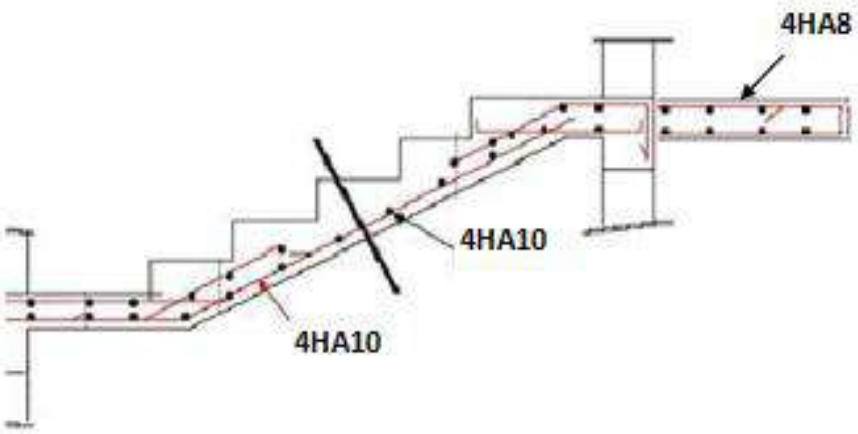


Figure 3.21 : Ferraillage des escaliers

3.4. Etude de la poutre palier

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées par les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99, de prédimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

3.4.1. Pré-dimensionnement

Le prédimensionnement de la poutre palière (Figure III.18) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III.25 :

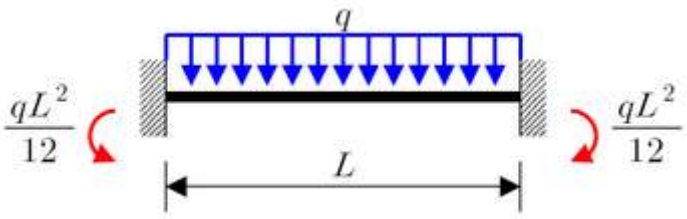


Figure 3.22 : Schéma statique équivalent de la poutre palière

Tableau 3.15 : Prédimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L_{max}= 3,35 m ⇒ 22.33cm ≤ h ≤33.5cm. On adopte : h = 35 cm 9 ≤ b ≤ 21cm.On adopte : b = 30 cm
Vérification selonle RPA 99	h=30 cm ≥ 30 cm ; b=30 cm ≥ 20 cm ; h/b=1.16
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.10.45) ≥ (1/16=0,0625) (CV)
Conclusion	h = 35cm ; b = 30 cm

3.4.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre : $_{poutre}$= 0,35×0,30×25 = 2.62kN/m

$G_{POIDSDUMUR}$= 1.62x(3.24-0.35)/2=2.34 KN/m

G_{tot} =2.62+2.34 = 4.96KN

Charge due aux réactions : R_u= 12.94 Kn R_{ser} = 9.42kN

$P_U = 1.35x\ G_{tot} + (R_U/3.10)$ = 10.87KN/m

$P_s = G_{tot} + (R_s/3.10)$ =7.86KN/m

3.4.3. Calcul des efforts internes

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés, la méthode R.D.M. donne les efforts internes illustrés dans le tableau 3.16 :

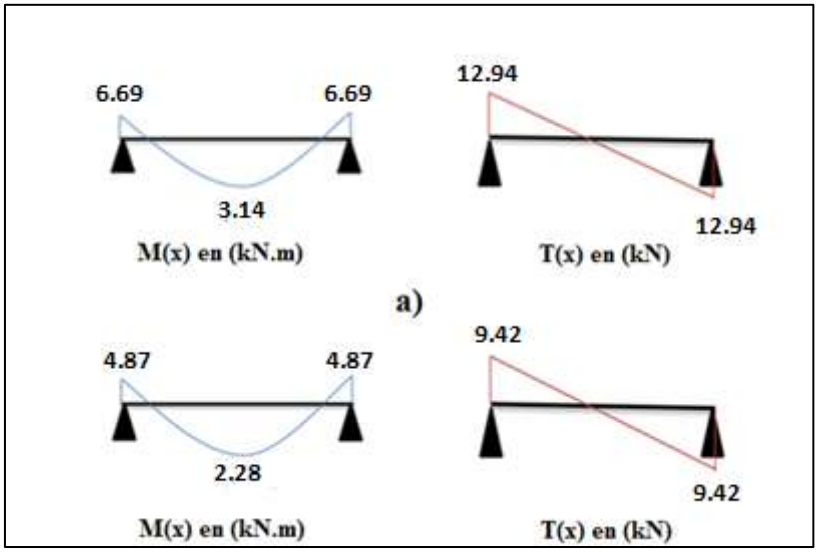


Figure 3.23 : Efforts internes dans la poutre palière a)à l'ELU et b) à l'ELS

3.4.4. Ferraillage de la poutre palière

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime. Une démonstration de calcul du ferraillage en détail avec toutes les vérifications nécessaires à l'ELU et à l'ELS d'une poutre porteuse selon les règlements en vigueur sera donnée en (annexe C), Par contre, on va présenter des tableaux récapitulatifs suivants, les résultats obtenus.

Tableau 3.16 : Ferraillage de la poutre palière

	M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{tenduemin}$ (cm²) CBA	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{totalemin}$ (cm²) RPA	Obs
En travée	3.14	0.29	0,00	0,75	3HA12=3,39	3,75	CV
En appuis	6.69	0.62	0,00	0,75	3HA12=3,39		CV

Tableau 3.17 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière

Section (cm²)	Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	Obs
30x35	Travée	2.28	3.39	0	0.61	23.5	CV
	Appui	4 .87	3,39	0	1.29	50.3	CV

Tableau 3.18 : Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière

Section (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
30x35	12.94	0,134	3,3	**CV**

La section d'armature transversale (A_t) dela poutre palière, ainsi que leurs espacements (S_t), sont résumés dans le tableau 3.18 :

Tableau 3.19 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière

section cm^2	τ_U MPa	CBA 93 (cm)			RPA 99 (cm)			$S_{t\ adopté}$		$A_t(cm^2)$	
		S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	Z_N	Z_C	$A_{choisie}$	A_{min}
30x35	0.134	22,47	25,7	26,5	15,06	7,50	15,0	10	15	4 Φ 6	0,90

En revanche, puisque la deuxième condition de la méthode forfaitaire, n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche et faire les vérifications nécessaires (Tableau 3.20).

Tableau 3.20 : Vérification de la flèche de la poutre palière.

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	$\rho(\%)$	ß$_1$	M
2.28	3.39	18.16	0.0035	0.87	0.50
L(m)	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
3,10	0.10	0.0317	0.073	6.2	C.V

Donc, la vérification de la flèche est satisfaite. On garde alorsles dimensions choisies initialement en prédimensionnement : bxh=30x35 cm^2.

Chapitre

4

Etude sismique

4.1. Introduction :

L'Algérie est un pays qui a une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin d'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformation, et que les déplacements resterons dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel **3D** avec logiciel **SAP2000 V23**, la méthode d'analyse et la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le **RPA99/version2003**.

4.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

4.3. Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est effectué à l'aide du logiciel SAP2000V23, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 7niveaux **(entre sol+rdc+5 étages)** encastrée à sa base avec les précisions suivantes.

- Les voiles sont disposés de telle sorte à vérifier les conditions de RPA afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.
- La participation massique des charges est donnée comme suit :

  $W= G + (\beta \times Q)$ Avec :

  G : Poids propre, Q : Charge d'exploitation, β: Coefficient de pondération, avec :

  $\beta = 0,2$ (Bâtiment d'habitation).
- Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA est introduit en termes de périodes.
- Ce fichier est généré par des applications comme RPA99sous forme de fichier texte.
- Pour l'orientation de la sollicitation sismique on va considérer deux directions orthogonales X et Y.

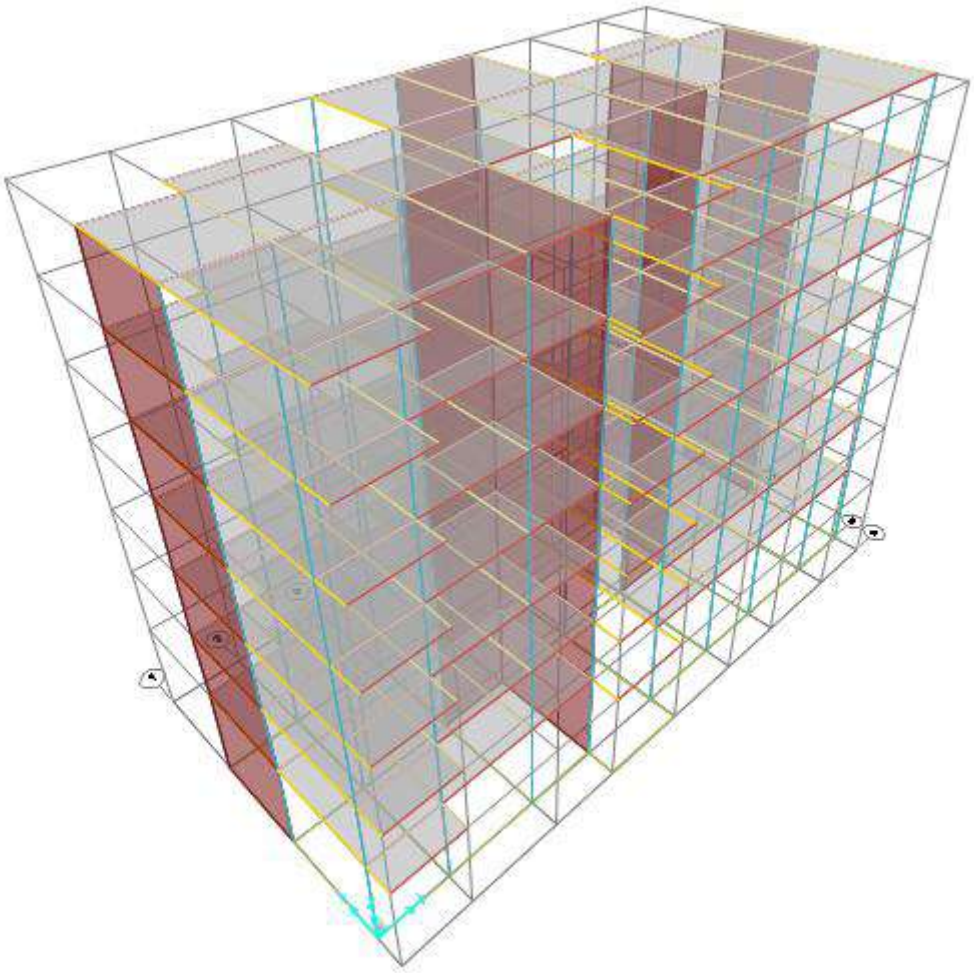


Figure 4.1 : Modèle 3D de la structure.

4.4. Caractéristiques géométriques de la structure :

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

4.4.1. Disposition des voiles

La structure étudiée est un bâtiment qui se distingue par une forme régulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique-voiles). Le positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

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

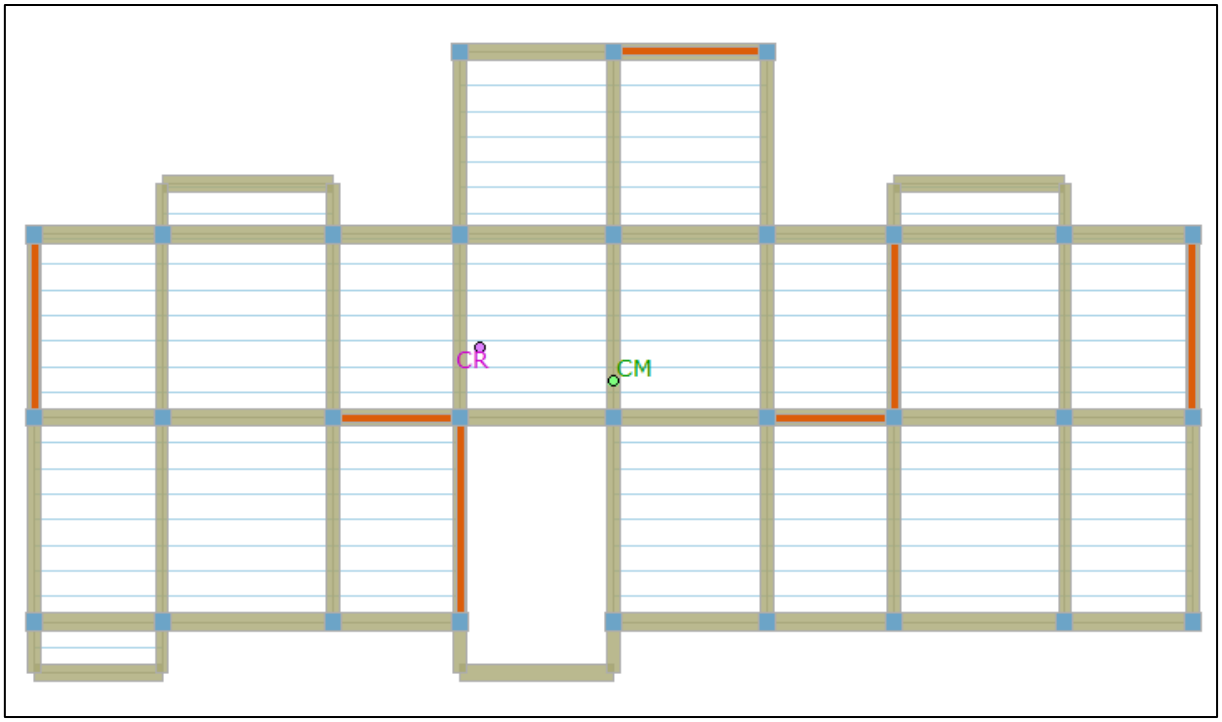


Figure .4 2 : Disposition des voiles

4.4.3. Centre de masse :

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

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

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i} \qquad Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global

Tableau .4-1 : Calcul du centre de Masse

Niveaux	Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)
G-DIAPH- 4.13	4.13	3172.446	13.611	5.674
F-DIAPH- 7.10	7.10	3027.182	13.595	5.656
E-DIAPH- 10.07	10.07	3027.182	13.595	5.656
D-DIAPH- 13.04	13.04	3027.182	13.595	5.656
C-DIAPH- 16.01	16.01	3027.182	13.595	5.656
B-DIAPH- 18.98	18.98	3027.182	13.595	5.656
A-DIAPH- 21.95	21.94	2746.940	13.547	5.599

4.4.3. Centre de torsion :

Le centre de torsion **R** est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.

- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

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

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \qquad Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

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

✓ Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;

✓ Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.

✓ Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
- pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
- pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$ **[4]**

Tableau4-2 : centre de torsion

Diaphragme N°	Niveau (m)	∑ Kx (N/m)	∑ Ky (N/m)	XR (m)	YR (m)
G_ DIAPH_ 4.13	4.13	5.513E+004	6.768E+004	10.626	6.779
F_ DIAPH_ 7.10	7.10	5.513E+004	6.768E+004	10.674	6.473
E_ DIAPH_ 10.07	10.07	5.513E+004	6.768E+004	10.699	6.314
D_ DIAPH_ 13.04	13.04	5.513E+004	6.768E+004	10.713	6.212
C_ DIAPH_ 16.01	16.01	5.513E+004	6.768E+004	10.722	6.138
B_ DIAPH_ 18.98	18.98	5.513E+004	6.768E+004	10.729	6.079
A_ DIAPH_ 21.95	21.95	5.513E+004	6.768E+004	10.735	6.028

4.4.4. Excentricité : [RPA 99 V2003 Art 3.5.a.2]

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

- **Excentricité admissible :**

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 4.08 m

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 3.72 m

4.4.4.1. Excentricité théorique (statique) :

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

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité théorique

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
G_ DIAPH_ 4.13	4.13	2.985	1.105	**C. V**
F_ DIAPH_ 7.10	7.10	2.921	0.817	**C. V**
E_ DIAPH_ 10.07	10.07	2.896	0.685	**C. V**
D_ DIAPH_ 13.04	13.04	2.882	0.556	**C. V**
C_ DIAPH_ 16.01	16.01	2.873	0.482	**C. V**
B_ DIAPH_ 18.98	18.98	2.866	0.423	**C. V**
A_ DIAPH_ 21.95	21.95	2.812	0.429	**C. V**

4.4.4.2. Excentricité accidentelle :[RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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

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

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

Tableau4-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
Tous les niveaux	27.20	13.40	4.08	2.01

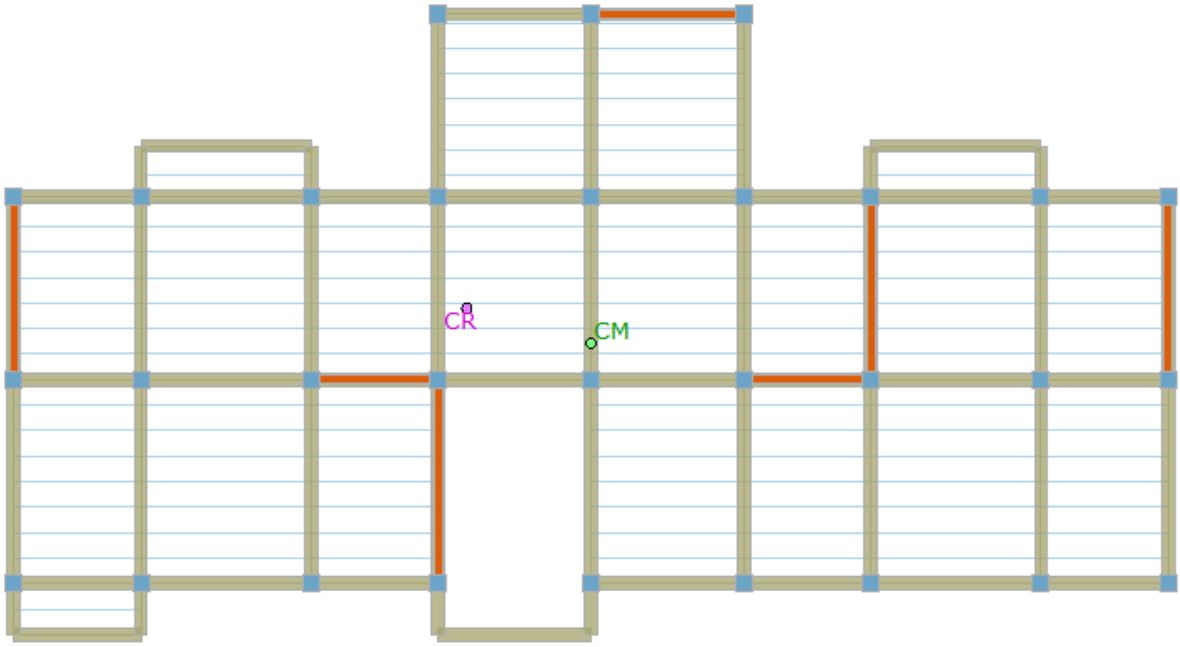


Figure .4-3 : Disposition des centre de masse et centre de rigidité

4.5. Choix de la méthode de calcul :

4.5.1. Introduction :

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

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

Pour notre bloc la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le **[RPA Art 4.1.2]** la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse **"SAP 2000v23".**

4.5.2. Méthode dynamique modale spectrale :

4.5.2.1. Principe de la méthode :

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

4.5.2.2. Modélisation : [RPA2003 .Art 4.3.2]

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000' 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.

4.5.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A : 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 :

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

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

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

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé (R=3.5).

d. Justification du coefficient de comportement R :

Suivent X :

Tableau 445. Justification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme N°	Poids Nz	Nz	Nz	Effort	Tx	Tx
A_ DIAPH_ 21.95	2583.506	2067.106	516.400	1311.393	0.000	1311.393
B_ DIAPH_ 18.98	5136.747	4126.946	1009.801	1752.658	0.000	1752.658
C_ DIAPH_ 16.01	7711.332	6023.888	1507.444	2106.447	0.000	2106.447
D_ DIAPH_ 13.04	10301.234	8295.676	2005.558	2391.589	0.000	2391.589
E_ DIAPH_ 10.07	12913.768	10410.443	2503.325	2594.535	0.000	2594.535
F_ DIAPH_ 7.10	15554.106	12553.462	3000.644	2719.861	0.000	2719.861
G_ DIAPH_ 4.13	1824.463	14867.803	3556.660	2719.861	0.000	2719.861

Tableau4.6. Choix du coefficient de comportement suivant X en %

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids	Nz	Nz	Effort	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
A_ DIAPH_	100	77.397	22.603	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_	100	75.902	24.098	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_	100	77.677	22.323	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_	100	78.473	21.527	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_	100	78.487	21.513	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_	100	78.984	21.016	100	0.000	100.000
G_ DIAPH_	100	79.02	20.980	100	0.000	100.000

Suivent Y :

Tableau 4.7. Justification du coefficient de comportement R suivant y

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort	Tx	Tx /Voiles
A_ DIAPH_	2823.599	2067.106	756.493	487.412	0.000	487.412
B_ DIAPH_	5686.658	4126.946	1559.712	1129.268	0.000	1129.268
C_ DIAPH_	8545.477	6203.888	2341.589	1541.132	0.000	1541.132
D_ DIAPH_	11403.825	8295.676	3108.149	1881.848	0.000	1881.848
E_ DIAPH_	14262.520	10410.443	3852.077	2168.572	0.000	2168.572
F_ DIAPH_	17121.662	12553.462	4568.200	2390.164	0.000	2390.164
G_ DIAPH_	20212.638	14867.803	5344.835	5833.031	0.000	5833.031

Tableau4.8. Choix du coefficient de comportement suivant Y en %

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids	Nz	Nz	Effort	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
A_ DIAPH_	100	73.208	26.792	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_	100	72.572	27.428	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_	100	72.598	27.402	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_	100	72.745	27.255	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_	100	72.992	27.008	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_	100	73.319	26.681	100	0.000	100.000
G_ DIAPH_	100	73.557	26.443	100	0.000	100.000

d. Facteur de qualité Q : [RPA **Art 4.4]**

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

$$Q=1+\sum P_q$$

Tableau 4.9: Valeurs des pénalités P_q.

	P_q			
Critère "q"	Observé	N/Observé	Q_x	Q_y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
$\sum s$			0.00	0.00
$Q=1+\sum P_q$			1.05	1.05

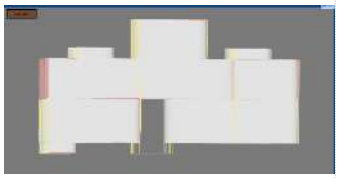
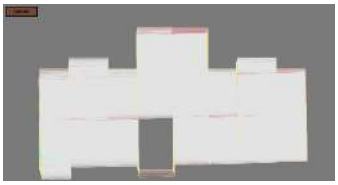
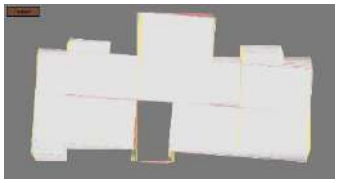
4.6. Résultats et vérification de l'analyse dynamique :

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

- Vérification du comportement modale de la structure.
- Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
- Vérification de la force sismique V à la base.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérifications des déplacements inter-étage.
- Vérification de l'effet P-Δ.
- **Résistance des éléments :**
- Vérification du cisaillement des éléments.
- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

4.6.1 Vérification de comportement modal des trois premiers modes :

Tableau 4. 10 : Vérification de comportement des trois premiers modes

Modes	Mode 1 / T1 = 0.505 s	Mode 2 / T2 = 0.397 s	Mode 3 / T3 = 0.359 s
Sens	Participation massique	Participation massique %	Participation massique %
Suivant X	72.93	0.06	0.21
Suivant Y	0.01	64.40	6.45
Autour de Z	0.19	6.48	63.65
Graphique			
Comporteme	Translation suivant l'axe	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z

4.6.2 Vérification de participation massique [Art 4.3.4. RPA99v2003] :

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

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau 4. 12 : Coefficient de participation massique

Modes	**Modes**	**Cumule des masses modales effectives (%)**	**Cumule des masses modales effectives (%)**	**Cumule des masses modales effectives (%)**
Modes	Périodes (en s)	Sens-x	Sens-y	Sens-z
1	0.505	72.927	0.011	0.193
2	0.397	72.992	64.409	6.675
3	0.359	73.198	70.859	70.323
4	0.148	73.198	70.863	70.331
5	0.121	91.682	70.863	70.333
6	0.087	91.683	90.398	71.441
7	0.078	91.683	91.531	90.095

Selon les résultats précédents on a :

- La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 5ème mode suivant l'axe (X).
- La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 6ème mode suivant l'axe (Y).
- La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 7ème mode auteur de l'axe (Z).
- Le Nombre des modes totales = 290 modes.
- Le Temps des modes Totales = 6.97 s.
- Le Nombre des modes retenus = 7modes.
- Le Temps des modes retenus = 1.77 s.



Figure .4-4 : Dissipation d'énergie en fonction du temps

4.6.3 Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]:

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

Donc il faut vérifier que :

$$\frac{Ed}{V} > 0,8$$

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

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

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

Tel que :

- A : coefficient d'accélération de zone A = 0,25
- D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

- **η : facteur de correction d'amortissement :**

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

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 1.08

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

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

Dx = 2.205, Dy = 2.205

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

R = 3.5

- **Q : facteur de qualité**

Q_x=1.05 ; Q_y=1.05

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

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

β = 0.2

Poids de la structure **W= 41766.577 kN**

Tableau 4-13: calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.25	2.205	2.205	3.5	1.05	1.05	21055.296	348044.04	348044.04

Tableau 4-14 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Ed (kN)	Ed /V	Ed/V ≥ 0.8
X	3448044.04	2804.922	0.804	**Oui**
Y	3448044.04	2804.922	0.804	**Oui**

4.6.4 Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003]:

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$

Avec :

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

Le moment de stabilité qui est égal à : **Mtx =X_G.Wi, Mty =Y_G.Wi**

Avec :

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

4.6.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]

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

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

On a :

- Tx< 0.7 s → Ft = 0
- Ty< 0.7 s → Ft = 0

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

Vx = 6891.485 **KN** , **V y** = 6891.485 **KN**

Tableau 4-15 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y

Niveau hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	Fix (kN)	Fiy (kN)
4.13	3172.446	13102.202	736.493	736.493
7.10	3072.182	21812.490	1314.623	1314.623
10.07	3027.182	30483.722	1742.493	1742.493
13.04	3027.182	394774.450	2074.524	2074.524
16.01	3027.182	48463.180	2343.181	2343.181
18.98	3027.182	57.455.91	2539.411	2539.411
21.95	2746.940	66446.640	2626.393	2626.393
		277240.594		

4.6.4.2. Moment de renversement :

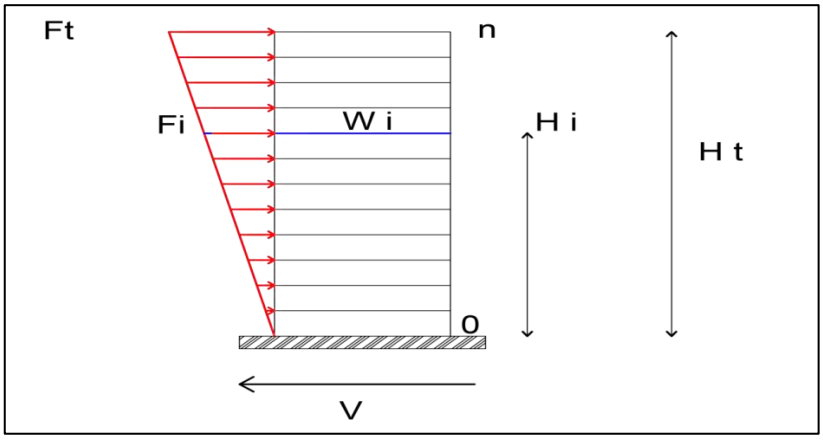


Figure. 4 -5 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

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

Tableau 4-16 : calcul du moment de renversement

Diaphragme N°	Niv (m)	Wi (kN)	Fxi (kN)	Fyi (kN)	Mrix (kN.m)	Mriy (kN.m)
A_ DIAPH_ 21.95	21.95	2746.94	614.68	594.07	13489.19	13036.98
B_ DIAPH_ 18.98	19.98	3027.182	585.71	566.08	11113.94	10741.35
C_ DIAPH_ 16.01	16.01	3027.182	494.04	477.48	7907.07	7641.99
D_ DIAPH_	13.04	3027.182	402.36	388.87	5244.77	5068.94
E_ DIAPH_ 10.01	10.01	3027.182	310.68	300.27	3127.03	3022.20
F_ DIAPH_ 7.10	7.01	3027.182	219.01	211.66	1553.85	1501.76
G_ DIAPH_ 4.13	4.13	3172.450	128.97	128.97	55044	531.99
				∑Mr	97479.85	41545.21

4.6.4.3. Moment stabilisant :

Le moment de stabilité qui est égal à : **Msx =X_G.Wi, Msy =Y_G.Wi**

Tableau4-17 : calcul du moment stabilisant

Diaphragme N°	Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Msix	Msiy (kN.m)
A_ DIAPH_ 21.95	21.95	2746.94	13.55	5.60	37221.04	15382.86
B_ DIAPH_ 19.98	19.98	3027.18	13.60	5.66	41169.65	17133.84
C_ DIAPH_ 16.01	16.01	3027.18	13.60	5.66	41169.65	17133.84
D_ DIAPH_ 13.04	13.04	3027.18	13.60	5.66	41169.65	17133.84
E_ DIAPH_ 10.01	10.01	3027.18	13.60	5.66	41169.65	17133.84
F_ DIAPH_ 7.10	7.10	3027.18	13.60	5.66	41169.65	17133.84
G_ DIAPH_ 4.13	4.13	3172.450	13.61	5.67	43177.04	17987.79
				∑Ms	286246.33	119039.85

Donc il faut vérifier que :

$$\frac{M_s}{Mr} \geq 1.5$$

Tableau.4-18 : Vérification de stabilisation

M_{sxi} (KN.m)	M_{syi} (KN.m)	M_{rxi} (KN.m)	M_{ryi} (KN.m)	M_{sxi}/M_{ryi}	M_{syi}/M_{rxi}	$M_{sx}/M_r \geq 1.5$	$M_{sy}/M_r \geq 1.5$
97479.85	41545.21	286246.33	119039.85	2.936	2.865	**C.V**	**C.V**

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

4.6.5 Vérification des déplacements inter-étages : [Art 4.4.1 RPA99v2003]

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

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

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

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ Selon **[RPA: Art 5.10]**le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser: Δ k limite = 0.01 he

Avec : he : la hauteur de l'étage k.

Tableau 4 19 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x

Diaphragm N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 21.95	21.95	1.679	5.877	0.924	2.97	C.V	2.18	3.5
B_ DIAPH_ 18.98	18.98	1.415	4.953	0.966	2.97	C.V	2.28	3.5
C_ DIAPH_ 16.01	16.01	1.139	3.987	0.984	2.97	C.V	2.32	3.5
D_ DIAPH_ 13.04	13.04	0.858	3.003	0.959	2.97	C.V	2.26	3.5
E_ DIAPH_ 10.07	10.07	0.584	2.044	0.864	2.97	C.V	2.04	3.5
F_ DIAPH_ 7.10	7.10	0.337	1.180	0.700	2.97	C.V	1.65	3.5
G_ DIAPH_ 4.13	4.13	0.137	0.480	0.480	4.13	C.V	0.81	3.5

Figure. 4.6 -: déplacements et déformation inter-étage suivant X

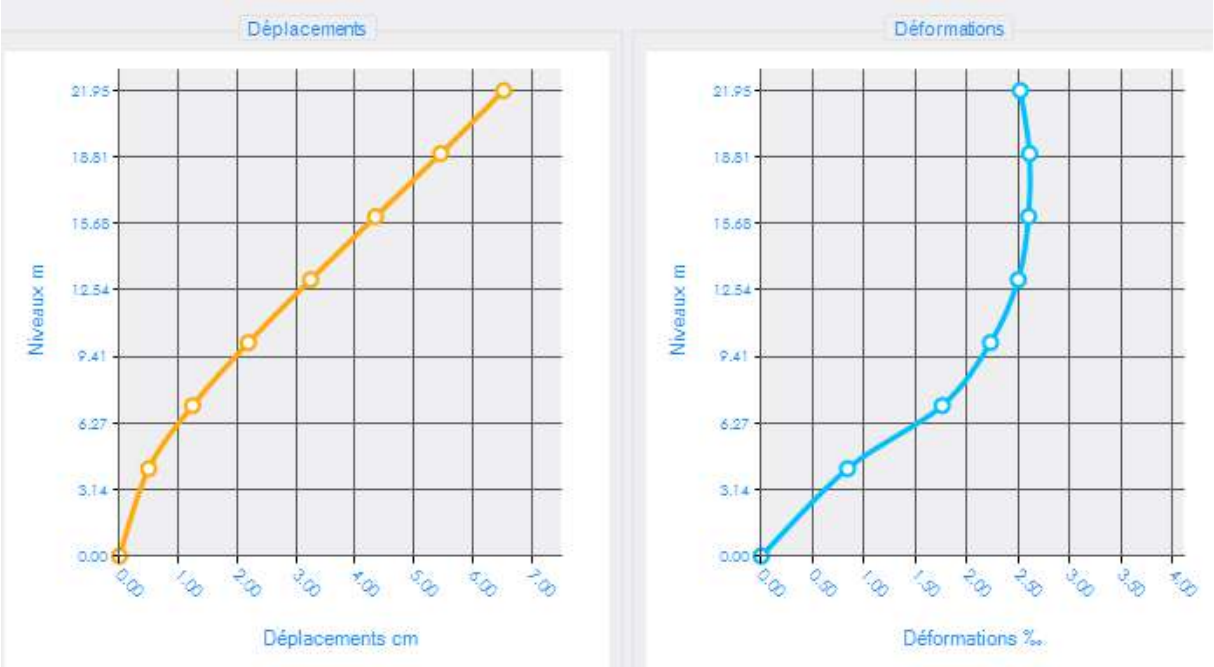


Tableau 4. 20 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y

Diaphragm N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 21.95	21.95	1.353	4.736	0.805	2.97	C.V	1.90	3.5
B_ DIAPH_ 18.98	18.98	1.123	3.931	0.819	2.97	C.V	1.93	3.5
C_ DIAPH_ 16.01	16.01	0.889	3.112	0.809	2.97	C.V	1.91	3.5
D_ DIAPH_ 13.04	13.04	0.658	2.303	0.759	2.97	C.V	1.79	3.5
E_ DIAPH_ 10.07	10.07	0.441	1.544	0.665	2.97	C.V	1.57	3.5
F_ DIAPH_ 7.10	7.10	0.251	0.879	0.525	2.97	C.V	1.24	3.5
G_ DIAPH_ 4.13	4.13	0.101	0.354	0.354	4.13	C.V	0.60	3.5

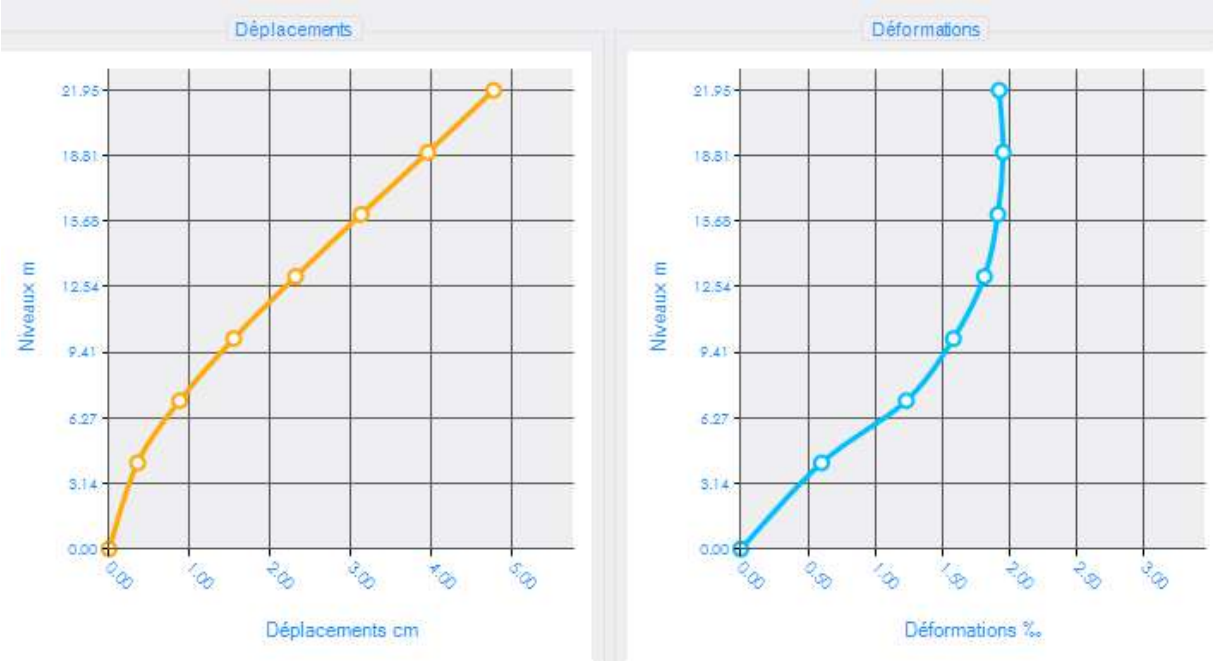


Figure. 4.7 -: déplacements et déformation inter-étage suivant Y

Commentaire :

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

4.6.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA.V.2003. ART 5.9]

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

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

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

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

Tableau 4-21 : Vérification de l'effet P-Δ sens X et sens Y

Niv (m)	Pk (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	WIHI	Vkx (kN)	Vky (kN)	hk (cm)	Θkx	Θky	Vérific
21.95	2746.940	0.93	0.80	60281.598	614.68	594.08	297.00	0.014	0.012	Vérifiée
18.98	3027.180	0.96	0.82	57440.741	585.71	566.08	297.00	0.017	0.015	Vérifiée
16.01	3027.180	0.99	0.81	48450.016	494.04	477.48	297.00	0.020	0.017	Vérifiée
13.04	3027.180	0.95	0.76	39459.291	402.36	388.87	297.00	0.024	0.020	Vérifiée
10.07	3027.180	0.87	0.66	30468.567	310.68	300.27	297.00	0.029	0.022	Vérifiée
7.10	3027.180	0.70	0.52	21477.842	219.01	211.66	297.00	0.033	0.025	Vérifiée
4.13	3172.450	0.48	0.36	13086.356	133.44	128.97	412.50	0.028	0.021	Vérifiée

4.6.7. Vérification de cisaillement des éléments :

Les poutres : [Art A.5.1 CBA93]

Par le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

On doit vérifier :

$$\tau_{max} = \frac{Tu}{d \times b} \leq \overline{\tau}$$

Avec :

$\overline{\tau} = \boldsymbol{min}\left(\mathbf{0.2} * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; \mathbf{5}\boldsymbol{Mpa}\right)$ …….. On une fissuration peu nuisible.

Tableau4-22 : Vérification de cisaillement des poutres

Eléments	section	T_u (kN)	Combinaison	$\boldsymbol{\tau}$ (**Mpa**)	$\overline{\boldsymbol{\tau}}$ (**Mpa**)	Vérification
Poutres principales	30*40	54.07	G+Q+EDx	0.49	4.35	**C**.v
Poutres secondaires	30*35	101.88	1.35G+1.5Q	1.04	2.5	**C**.v
Longrine	30*30	7.15	1.35G+1.5Q	0.087	1	**C**.v
Poutre Palière	30*35	76.84	G+Q-Edx	0.79	3.26	C.v

Commentaire :

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

4.6.8. Vérification de l'effort normal réduit : [Art 7.1.3.3]

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

$$\boldsymbol{\tau} = \frac{\boldsymbol{N_d}}{\boldsymbol{B_C} \times \boldsymbol{f_{c28}}}$$

Avec :

- $\boldsymbol{N_d}$: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- $\boldsymbol{B_C}$: est l'aire (section brute) de cette dernière. $\boldsymbol{B_C} = (a-2) \times (b-2)$
- $\boldsymbol{f_{c28}}$: est la résistance caractéristique du béton.

Section des poteaux a la base (40x40)

Tableau 4.23 :Vérification de l'effort normal réduit.

Direction	Section(b*h)	N_d(KN)	$B_c(mm^2)$	Combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
X	POT(40*40)	1014.50	1444.00	G + Q+Edx	0.281	c.v
Y	POT(40*40)	1009.69	1444.00	G + Q+Edy	0.280	c.v

4.7 Conclusion :

A la fin de ce chapitre, l'étude dynamique de la structure on a Les dimensions des éléments suivants :

Tableau 4-25 : Les dimensions final de projet

	Pré dimensionnement		Les dimensions finales	
	La section (cm)		**La section finale (cm)**	
Les poutres	**Poutre principale**	**30x40**	**Poutre principale**	**30x40**
	Poutre secondaire	**30x35**	**Poutre secondaire**	**30x35**
	Longrine	**30x30**	**Longrine**	**30x30**
Les poteaux	**6éme**	**30x30**	**6ére**	**30x30**
	5éme		**5éme**	
	4éme	**30x30**	**4éme**	**30x30**
	3éme	**35x35**	**3éme**	**35x35**
	2éme		2éme	
	1ére		1ére	
	Entre sol	**40x40**	Entre sol	**40x40**
	RDC		RDC	
Les voiles	Voile	**20**	Voile	**20**

Chapitre 5

Calcul des éléments résistants

5.1.INTRODUCTION

5.1 Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur applicable en Algérie en L'occurrence le **[CBA93, RPA99v2003].**

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

- Les combinaisons données par les règles du **C.B.A 93 :**

  E.L.U :1,35G +1,5Q.

  E.L.S : G + Q.

- Les combinaisons données par les règles du **[RPA99v2003]:**

  G +Q ± E.

  0,8 G ± E.

  On a : Q (habitation) et Q1 (commerce)

5.2.FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.On doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires), avec toutes les vérifications nécessaires des contraintes des déformations.

On calcul les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations (durable et accidentelle).

Tableau 5.1 : Les données du calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$f_{c28} = 25$ MPa	FeE 400	$f_{c28} = 25$ MPa	$f_{c28} = 25$ MPa
$\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_{bc} = 18.48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa.

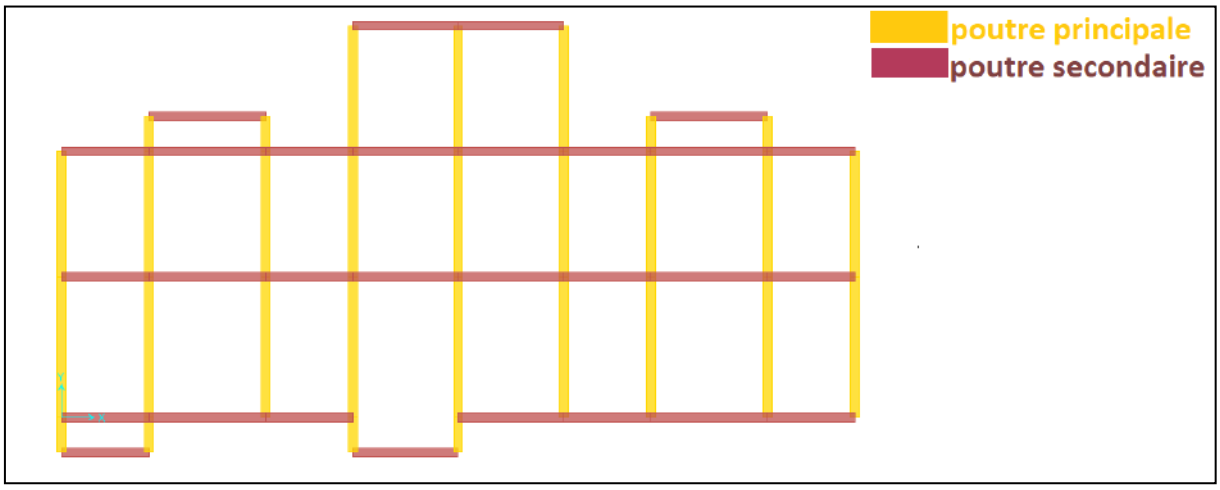


Figure 5.1 : Sens des poutres

5.2.1. Ferraillage longitudinales des poutres principales et secondaires

Le calcul des poutres principales se fera selon les combinaisons de calcul les plus favorables,l'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F E400.

Tableau 5.2.ferraillage des poutres (principales et secondaires)

Section	Positon	Mu (KN.m)	Combinaison	$A1_{calculé}$ (cm^2)	$A1_{choisie}$ (cm^2)	$A2_{calculé}$ (cm^2)	$A2_{choisie}$ (cm^2)
PP (30X40)	Travée	70.02	G+Q+Edx	6.82	3HA14+2chHA14 =7.69	0.00	3HA14 =4.62
	Appui	-78.95	G+Q+Edx	0.00	3HA14 =4.62	7.77	3HA14+3chHA14 =10.78
PS (30X40)	Appui (+)	42.59	G+Q+Edy	3.97	3HA12+4chHA12 =7.92	0.00	3HA12 =3.39
	Appui (-)	-91.41	G+Q+Edy	0.00	3HA12 =3.39	7.69	3HA12+3chHA12 =7.92

5.2.1.1Vérification des contraintes à l'ELS

$$\begin{cases} \text{Type de fissuration : peu nuisible} \\ \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}. \end{cases}$$

Tableau 5.3.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres

	Positon	Mser (KN.m)	$A1_{choisie}$ (cm^2)	$A2_{choisie}$ (cm^2)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	Vérif
PP (30X40)	Travée	32.07	7.69	4.62	4.00	15	123	400	oui
	Appui	-36.84	4.62	10.78	5.61	15	102	400	oui
PS (30X35)	Travée	31.13	7.92	3.39	5	15	135	400	oui
	Appui	-66.42	3.39	7.92	10.7	15	290	400	oui

Remarque :
Les vérifications sont faites selon le règlement parasismique RPA

5.2.1.2Vérification des sections minimales.

$$\begin{cases} \text{Amin RPA} = 0.5\%\ \text{b.h} & \text{RPA2003 Art. 7.5.2.1} \\ \text{Amin CBA} = 0.1\%\ \text{b.h} & \text{CBA93 Art. b. 6.4} \end{cases}$$

Tableau 5.4. Vérification des poutres selon les conditions [CBA et RPA]

Section	Positon	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	vérification
PP (30X40)	Travée	7.69	4.62	1.20	6.00	oui
	Appui	4.62	10.78	1.20	6.00	oui
PS (30X35)	Travée	7.92	3.39	1.05	5.25	oui
	Appui	3.39	7.92	1.05	5.25	oui

5.2.1.3.Vérification de la flèche

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche, les résultats présenté dans le tableau suivant.

Tableau 5.5 : Vérification de la flèche

Section	Mt (KN.m)	Mag_{corrsp}	Mad_{corrsp}	L (m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	$F_{calculée}$(mm)	A_{Adm} (mm)
PP (30x40)	70.02	-92.1	-90.65	3	7.69	4.62	6	2.6
PS (30x35)	42.59	-51.9	-53.18	4.8	7.92	3.39	9.6	0.2

5.2.2. Feraillage transversale des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

- **Calcul des armatures transversales**

Les armatures transversales ainsi que leur espacement sont calcul à partir des formules suivent

$At_{min} \geq 0.003 \times b \times S_t$

$$S_{zn} \leq Min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30cm\right) \; Zone\ nodale$$

$$S_{zc} \leq \frac{h}{2} \qquad\qquad zone\ courante$$

Tableau 5.6 : Calcul des armatures transversales

Elément		τ_u(MPa)	$S_{calculée}$(cm)			$S_{adoptée}$(cm)		A_{tmin} (cm^2)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
			CBA	RPA		S(ZN) (cm)	S′(ZC) (cm)		
				ZN	ZC				
Poutres principale	30x40	0.50	4.35	10	15	10	15	0.26	3HA8
Poutre secondaire	30x35	1.08	2.5	10	15	10	20	0.132	3HA8

5.2.3. Plan de ferraillage des poutres

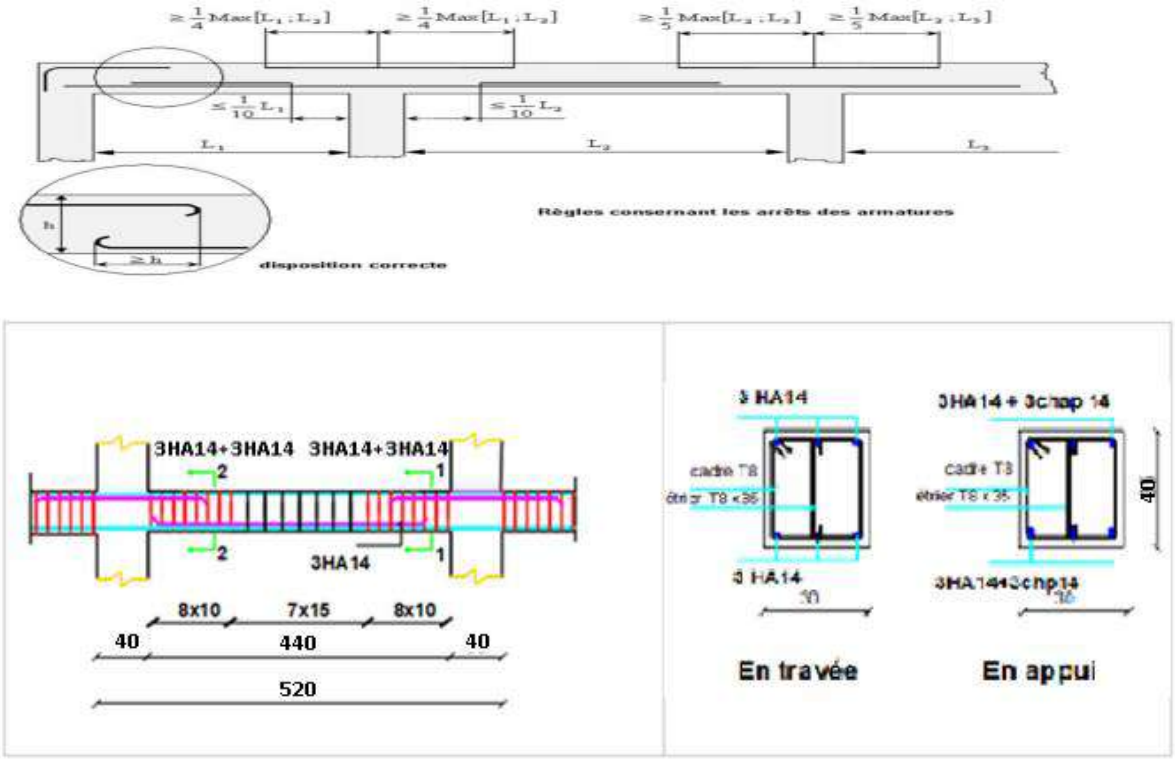


Figure 5 2: ferraillage de la poutre principale

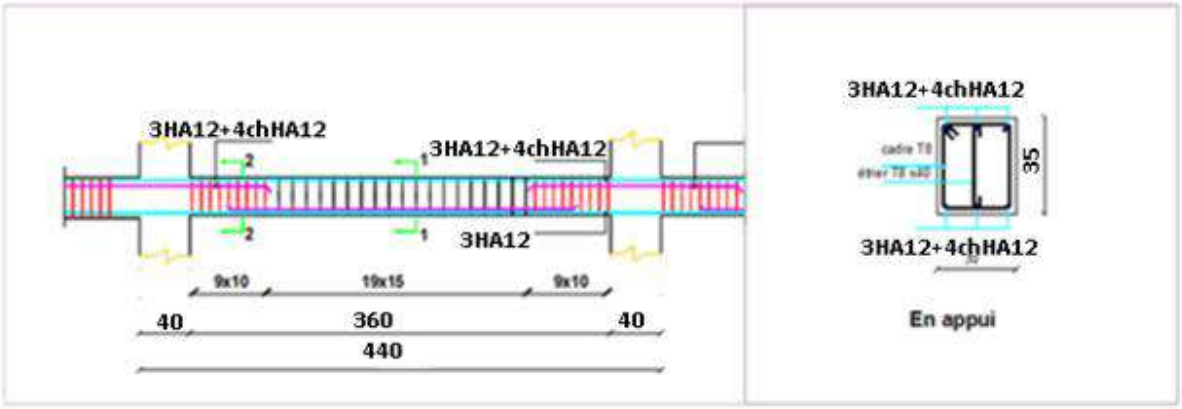


Figure 5.3: ferraillage de la poutre non porteuse

5.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux calculés en flexion composée déviée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

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

$$0.9\% \leq \frac{Al}{b.h} \leq 3\% \text{ (zone courante)}$$

$0.9\% \leq \frac{Al}{b.h} \leq 6\%$ (zone de recouvrement)

Le diamètre minimum est de 12 mm.

- Section minimales et maximales selon CBA93 Art .B.6.4:

  Section tendu At_{min}= 0.1%. b.h (cm^2).

- La longueur minimale de recouvrement

  40 Ø Max en zone I, IIa

  50 Ø Max en zone IIb, III

- Matériaux **:**

  Béton : F_{c28}=25 (MPa) Résistance du béton a 28 jours.

  Acier : F_e=400 (MPa) Résistance de l'acier

- Zone sismique : zone III

5.3.1. Détermination des armatures longitudinales

5.3.1.1. Calcul les armatures longitudinales à l'ELU

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les 3 cas extrêmes suivant :

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

On va récapituler tous les résultats de calcul dans tous les poteaux dans le tableau suivant :

Tableau 5. 5 : calcul les armatures longitudinales

Section	Niv	combinaison	N	M_x	M_y	$A_{Calculé}$		A_{min} (RPA)	A_{final} (cm^2)
						As_1	**As_2**		
40x40	**RDC**	0.8G+ Edx	1104.765	-0.674	1.510	2	1.2	14.40	4HA14+8HA12 =15.21
		1.35G+1.5Q	691.045	-4.160	-25.9				
		1.35G+1.5Q	491.363	0.083	1.445				
35x35	**1er**	0.8G+ Edx	637.80	-6.58	1.123	1.8	1.1	11.02	12HA12 =13.57
		1.35G+1.5Q	375.479	2.21	-23.1				
		1.35G+1.5Q	148.925	4.93	-1.08				

30x30	**4eme +5eme**	0.8G+ Edx	417.893	4.93	1.24	1.5	0.9	8.10	8HA12 =9.05
		1.35G+1.5 Q	243.853	7.49	24.71				
		1.35G+1.5 Q	204.12	6.27	0.92				
		1.35G+1.5 Q	134.68	18.18	41.47				
		1.35G+1.5 Q	48.77	19.12	-18.0				

5.3.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau 5. 6 : Vérification des contraintes à l'ELS

Section	Niv	comb	N	M_x	M_y	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	σ'_s	$\overline{\sigma_s}$	Obs
(40x40)	**Entresol+ RDC**	G+Q+Q	986.4	0.906	1.12	3.38	15	48.4	201.63	**Vérifier**
		G+Q+Q	628.67	-2.12	-22.5	4.06		/		**Vérifier**
		G+Q+Q	469.14	-6.6	-18.3	4.39		/		**Vérifier**
(35x35)	**1er+2eme+ 3eme**	G+Q+Q	801.33	-0.48	-18.7	2.23	15	/	**201.63**	**Vérifier**
		G+Q+Q	504.74	-3.04	1.02	4.45		/		**Vérifier**
		G+Q+Q	357.92	1.83	0.67	4.54		/		**Vérifier**
(30x30)	**4eme +5eme+6eme**	G+Q+Q	145.93	4.53	0.67	1.68	15	162.62	**201.63**	**Vérifier**
		G+Q+Q	98.50	13.20	30.11	5.19		54.20		**Vérifier**
		G+Q+Q	35.85	13.96	13.19	5.88		47.4		**Vérifier**

5.3.2. Détermination des armatures transversal

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

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

Tu: Effort tranchant.

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

$$\begin{cases} 2.50 \text{ si : } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10 \; cm \; e \\ \min[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\emptyset] \end{cases}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$h1$: Hauteur totale de la section brute.

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

$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% si : \lambda_g > 5$

$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% si :$ $5 \geq \lambda_g > 3$

$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% si : \lambda_g \leq 3$

Tableau 5. 7 : Vérification de cisaillement

Section	Combinaison	Tx_{max}(KN)	Ty_{max}(KN)	At_X(cm^2)	At_Y(cm^2)
40x40	$G+Q+Q1+E_{dx}$	78.27	47.70	1.63	0.66
35x35	$G+Q+Q1+E_{dx}$	49.20	28.11	0.64	0.34
30x30	$G+Q+Q1+E_{dx}$	38.21	21.05	0.26	0.21

Tableau 5. 8 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements

Section	Niveaux	*Zone*	S_TCm	$A_{cal} cm^2$	$A_{choi} cm^2$
(40x40)	**Entre sol**	courant	10	0.380	4HA8=2.01
	RDC	*Nodale*	15		

(35x35)	**1er**	*courant*	10	0.387	4HA8=2.01
	2eme+3eme	*Nodale*	15		
(30x30)	**4eme+5eme+6eme**	*courant*	10	0.301	4HA8=2.01
		Nodale	15		

5.3.3. Coupe de ferraillage des poteaux

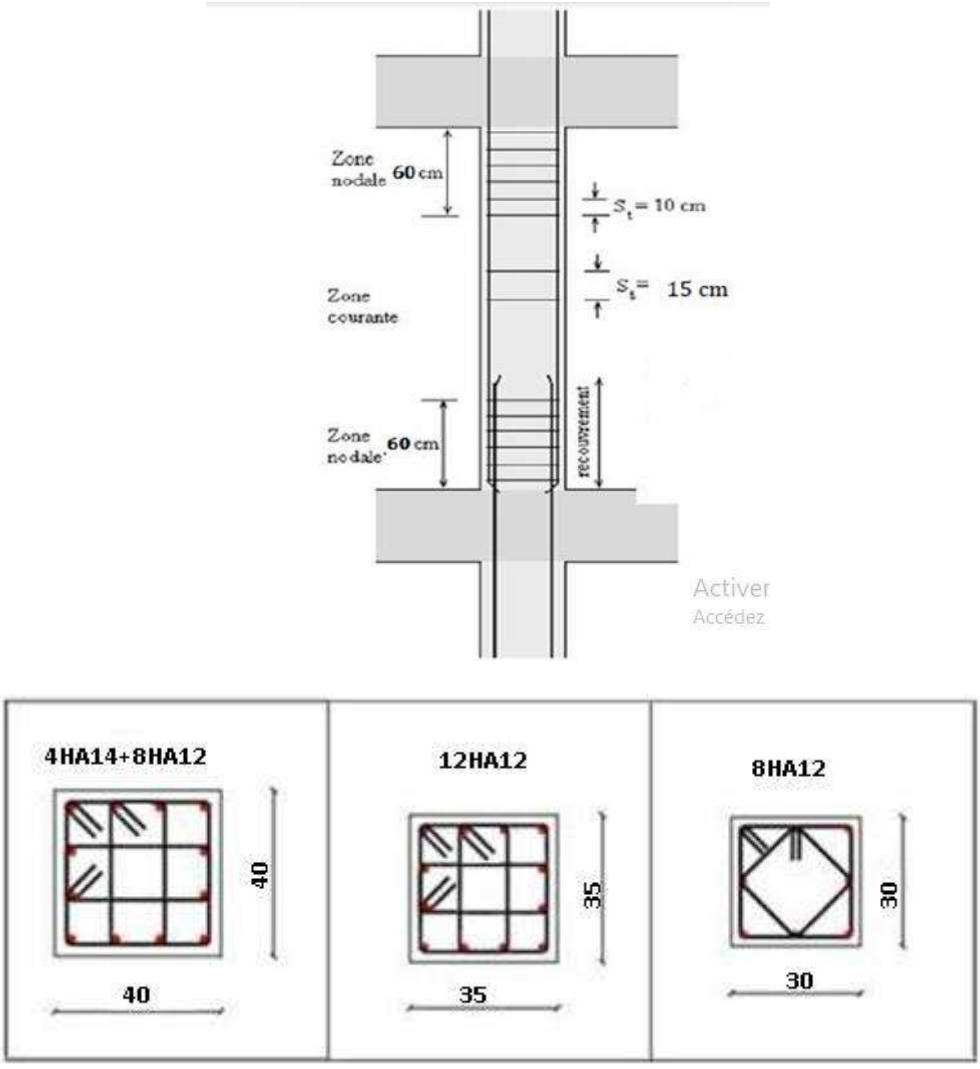


Figure 5.4. Ferraillage des poteaux

5.4. Ferraillage des voiles

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des Éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon

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

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

- **Section minimaleset maximales:**

$A_v = 0.2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.[RPA-Art7.7.4.1]

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile. [RPA-Art7.7.4.3]

$A_v = 0.1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante

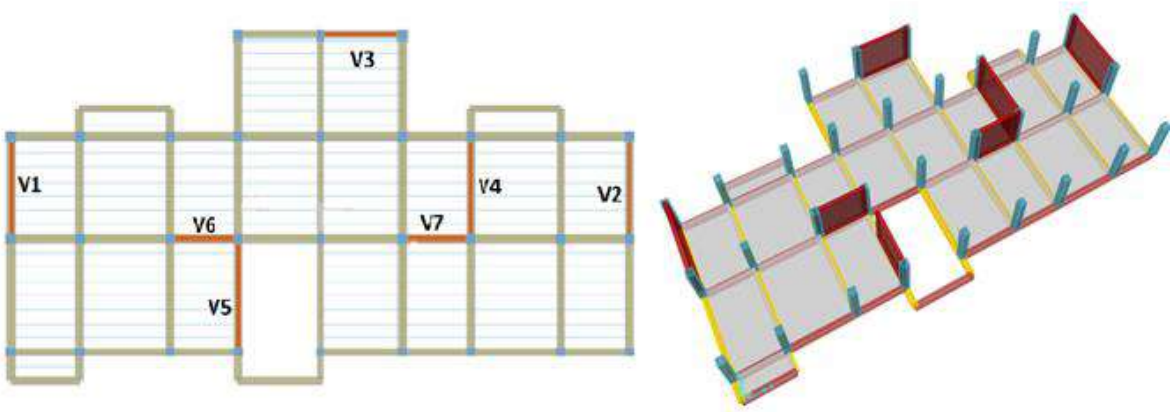


Figure 5.5: disposition des voiles pleins

5.4.1.1. Calcul d'armatures verticales :

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

Tableau 5.11.les sollicitations des voiles pleins (Suivant X)

Voile	Niveau	L (m)	a (Cm)	N (**kN**)	M (**kN. m**)	Etats De section	Combinaison
V3	**RDC**	4.40	20	569.21	4751.85	SPC	0.8G-Edx

Tableau 5.12 les sollicitations des voiles pleins (Suivant Y)

Voile	Niveau	L (m)	a (Cm)	N (**kN**)	M (**kN. m**)	Etats De section	Combinaison
V1	**RDC**	5.10	20	761.60	5232.39	SPC	0.8G-Edy
V4	**RDC**	5.60	20	616.10	5322.15	SPC	0.8G-Edy

Tableau 5.13 : La section calculée d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant X).

Voile	$L_t/4$ (m)	A_{vt} (cm²)	A_{vt} **min** (cm²)	**St (cm)**	$A_{adoptée}$ (cm²)	**Lcr** (m)	**Avcr** (cm²)	**St** (cm)	$A_{adoptée}$ (cm²)
V3	0.44	22.70	1.76	10	**2x4HA20 = 25.12**	3.60	8.80	20	**2x18HA8 = 18.09**

Tableau 5.14 La section calculée d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant Y).

Voile	$L_t/10$ (m)	A_{vt} (cm²)	A_{vt}**min** (cm²)	**St (cm)**	$A_{adoptée}$ (cm²)	**Lcr** (m)	**Avcr** (cm²)	**St** (cm)	$A_{adoptée}$ (cm²)
V1	0.51	18.56	2.04	10	**2x5HA16 = 20.10**	4.00	10.20	20	**2x20H8 = 20.10**
V4	0.56	36.44	2.24	9	**2x6HA20 = 37.68**	4.80	11.20	20	**2x20HA8 = 20.10**

5.4.1.2. Vérification des armatures à l'ELS :

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

Tableau 5.15 vérification des armatures à ELS (sens x)

Sens	**Voile**	**a [cm]**	**L [m]**	**N [kN]**	**M [kN.m]**	**σb**	$\overline{\sigma_b}$	**Vérificatio**
X	3	**20**	4.40	994.88	237.05	1.3	15	Vérifier

Tableau 5.16 vérification des armatures à ELS (sens y)

5	**Voile**	**a [cm]**	**L [m]**	**N [kN]**	**M [kN.m]**	**σb**	$\overline{\sigma_b}$	**Vérification**
Y	1	20	5.10	1177.81	16.25	1.10	15	Verifier
	4	20	5.60	1379.35	22.65	1.10	15	Verifier

5.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = Vu/(b \times d) \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 \times Tu$$

Tableau 5.9 vérification des contraintes de cisaillement à ELU

Sens	Voile	a [cm]	L [m]	1.4Tu[kN]	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
X	3	20	4.40	858.89	0.97	1.5	Verifier
Y	1	20	5.10	816.55	0.81	1.5	Verifier
	4	20	5.60	868.78	0.776	1.5	Verifier

5.4.1.4. Calcul de ferraillage

- **Armatures horizontales**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Selon le **:**

$\mathbf{A_h}$=Max$\{\frac{2}{3} \times \boldsymbol{A_{vch}}; \mathbf{0.15}.\%.\boldsymbol{a}.\boldsymbol{h_e}\}$**.**

- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile

Tableau5.10 La section d'armatures horizontal et transversale des voiles pleins (Suivant X).

Voile	Niveau	H (cm)	h_e (cm)	h_p (m)	A_h (cm²)	S (cm)	$Ah_{adoptée}$ (cm²)
X3	**RDC**	4.40	3.73	40	60.90	20	2x19HA8 = 19.09

Tableau 5.11 La section d'armatures horizontal et transversale des voiles pleins (Suivant Y).

Voile	Niveau	H (cm)	h_e (cm)	h_p (cm)	A_h (cm²)	S (cm)	$Ah_{adoptée}$ (cm²)
Y1	**RDC**	5.10	3.73	40	98.3	20	2x19HA8 = 19.09
Y4	**RDC**	5.60	3.73	40	63.58	20	2x19HA8 = 19.09

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m² au moins,Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=50ϕ

5.4.1.5. Coupe de ferraillage des voiles

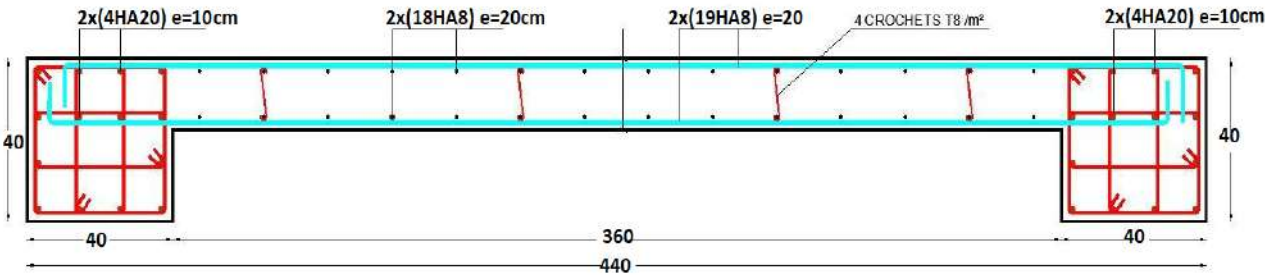


Figure 5.6. Ferraillage des voiles pleins

5.5 Conclusion

A la fin de ce chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tâche à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez important. On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

Chapitre 6

Etude de l’infrastructure

6.1 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 caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.la profondeur (encrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol}Ainsi que des autres caractéristiques du sol (humidité, compressibilité, porosité…..)

La fondation est constitué d'un bloc en béton armé appelé semelle .la distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0.00 du sol peut être estimée a 80cm a 1m.pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment+ eau) la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure, une couche de Gros-béton (béton de propreté de 10cm d'épaisseur) compose de tout-venant ciment + eau.

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.

Ilexisteplusieurstypesdesfondations :

✓ Fondation superficielle :
  - ➢ Semelle isolée.
  - ➢ Semelle filante.
  - ➢ Radier général.

✓ Fondations semi-profonds

✓ Fondation profonde (semelle sous pieux).

6.1.1. Reconnaissances du sol

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a pris les informations suivantes :

- ✓ La contrainte admissible du sol est 1.6bars ;
- ✓ Le site est considéré comme ferme (S3) ;
- ✓ Les résultats du rapport géotechnique nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de : $D = 0.00$ m

✓ Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 18.00\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 20° \quad , \quad C = 0.4\,bar$$

6.2. Choix de la fondation :

6.2.1 Semelle isolé

6.2.1.1 Méthode de calcul

Répartition trapézoïdale $e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$

On appelle contrainte moyenneσ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximaleσ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale àla contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par : $A = \left(\frac{a}{b}\right)B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$

- **Remarque :**

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisses faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra :

$$e \geq 6\emptyset + 6$$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.60\,bar = 0.16\,MPa \quad , \quad a = b = 40cm \quad , \quad c = 3cm$$

Tableau 6 1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N (kN)	M_x (kN. m)	M_y (kN. m)	A (m)	B (m)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)
S1	953.65	0.37	-1.07	2.44	2.44	2.80	2.80	60
S2	609.41	-8.40	-0.55	1.95	1.95	2.10	2.10	
S3	295.61	5.15	-0.69	1.36	1.36	1.5	1.5	

6.2. 2Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles

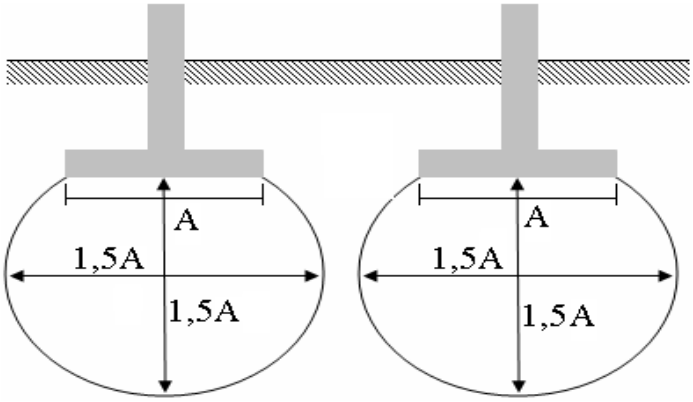


Figure 6.1 : Les bulles de pression sous la semelle

$$1 \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$$

Le Figure suivant présente les interférences entre les bulbes de pression (chevauchement) dans la figure suivant :

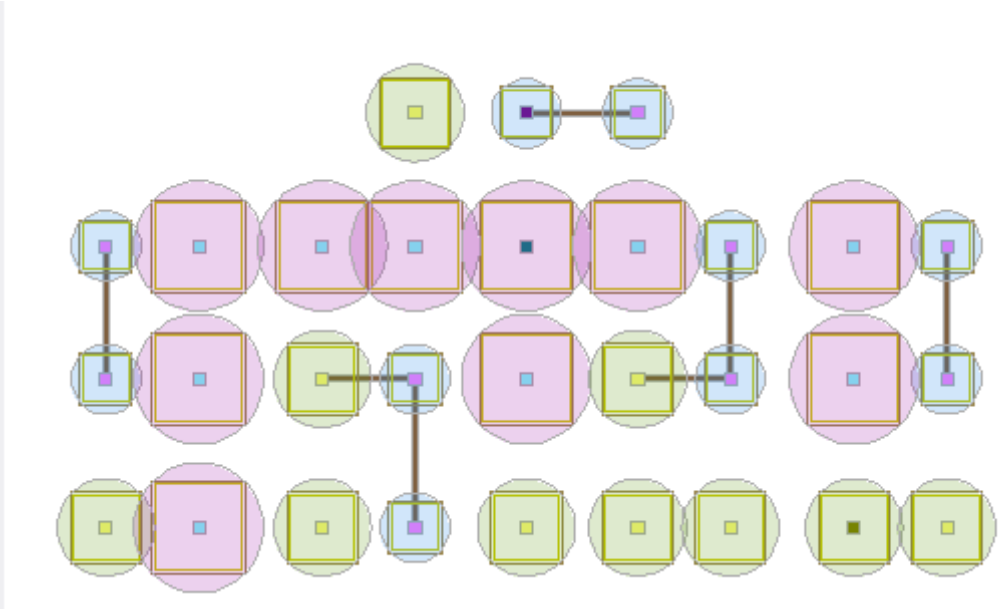


Figure6.2 : Chevauchement des bulles de pression sous la semelle

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe x et y) ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

6.3. Semelle filante (continue)

6.3.1 Dimensionnement des semelles

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

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

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

-Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se faitsur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \Rightarrow h \geq \frac{B_{ch-b}}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

d_G: Débord gauche de la semelle isolée d_D: débord droite de la semelle isolé.

Tableau 6.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

semelle	L (m)	N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{adopté}$ (cm)
SF 1-1	9.70	811.29	1.60	1.16	1.40	30
SF 1-2	24.40	4757.05		1.22	1.60	35
SF 1-3	24.40	3927.82		1.92	1.80	40
SF 1-4	29.70	4649.35		0.98	1.20	30
SF 2-1	6.20	421.37		1.61	1.70	40
SF 2-2	6.70	442.04		1.70	1.80	40
SF 2-3	6.20	554.69		2.12	2.20	50
SF 2-4	6.20	339.74		1.53	1.60	35

6.3.2 Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS

On doit vérifier **:**

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$$

$$S_{semelle} = B_{adopté} \times L$$

Tableau 6 3 : Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS

semelle	$\sum N_{ser}$ (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{a.voile}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	σ_{ser} (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
SF 1-1	1743.26	128.80	7.80	994.98	172.22	1.28	1.60	Oui
SF 1-2	4623.68	341.60	18.20	/	456.77	1.18		Oui
SF 1-3	6367.21	439.20	19.60	2594.18	553.39	1.45		Oui
SF 1-4	4507.74	267.30	24.01	4507.74	384.91	1.26		Oui
SF 2-1	1551.14	105.40	5.60	1177.82	132.01	1.47		Oui
SF 2-2	1767.64	120.60	5.60	1379.36	120.60	1.47		Oui
SF 2-3	2056.20	170.50	6.40	1551.03	194.42	1.51		Oui
SF 2-4	1468.55	86.80	5.20	1117.25	116.06	1.48		Oui

6.3.3 Vérification de la stabilité au renversement RPA Art 10.1.5

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.6.3 : Vérification de la stabilité au renversement.

semelle	N_{ser} (KN)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
SF 1-1	1806.18	16.35	0.91	1.40	35	Vérifiée
SF 1-2	4757.05	13.68	0.29	1.60	40	
SF 1-3	6522.00	3.84	0.06	1.80	45	
SF 1-4	4926.17	48.10	0.98	1.20	30	
SF 2-1	1599.01	1.01	0.06	1.70	42.50	
SF 2-2	1821.40	0.27	0.01	1.80	45	
SF 2-3	2105.72	0.57	0.03	2.20	55	
SF 2-4	1516.99	0.50	0.02	1.60	40	

A partir de ces résultats, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

6.3.4 Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux

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.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastiquequi prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}} \quad \Rightarrow \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.L_{max}^{\ 4}}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa);

L : La plus grande travée dans la fille ;

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3);

I: Moment d'inertie de la poutre de libage $I=\frac{b.h_p^3}{12}$;

hp: la hauteur de la poutre de libage .

Tableau 6.5 : Dimensionnement de la poutre de libage

Poutre de libage	b (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	$h_{p\ adopté}$ (cm)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2}l_e$
SF 1-2	40	4.00	54.20	75	9.01	Vérifiée

✓ Donc la section de la poutre de libage : 40x75 cm².

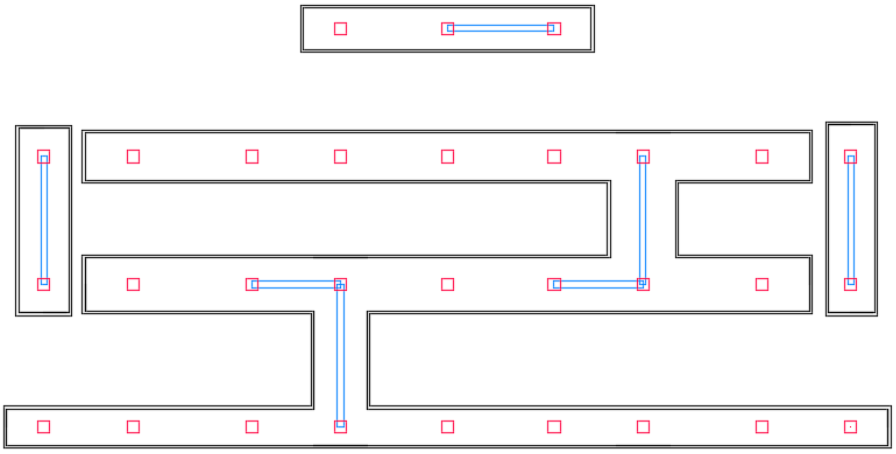


Figure 6.3 : Les dimensions des semelles filantes.

6.3.5 Calcul de ferraillage

6.3.5.1 Sous un voile

Le calcul de ferraillage de la semelle fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage ($\mathbf{A_b}$) parallèle a B.

$$\mathbf{A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}}$$

Toutau long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que :

$$\mathbf{A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}}$$

Tableau 6.6 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF 2-1	1605.45	23.26	1.60	28.33	Diagramme trapézoïdal

Tableau 6.7 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

semelle	N_u (kN/ml)	M_{ux} (kN.m)	M_{uy} (kN.m)	B (m)	$A_{b.calcul}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{a.rép}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF 2-1	373.36	5.41	0.81	1.7	3.50	7HA10=5.50	15	7HA10=5.50	20

6.3.5.2 Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillages divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

- **Transversalement** :

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeursN et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B et les armatures de répartition$A_{rép}$parallèle a A.

Tableau6.8 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF 1-2	1308.29	1.47	0.11	26.66	Diagramme trapezoidal

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

a. Armatures principales

Tableau 6.9 : Ferraillages des armatures principales de la semelle.

semelle	N_u (kN/ml)	$M_{u\,x}$ (kN.m)	$M_{u\,y}$ (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.rép\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF 1-2	1308.09	1.47	0.50	3.50	1.60	10.82	10HA12=11.31	7HA12=7.92	15

b. armature de répartitions

-$A_{a,rép} = (7.92 \times 1.6)/4 = 3.156\ cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 8\ HA8 = 4.02\ cm^2$

Espacement de 20 cm.

Longitudinalement

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette chargesera déterminée par la formule suivante :

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_{ser} + 1.35 \times (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau 6.10 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

P.libage	L (m)	$\sum N_u$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
SF 1-2	4.00	6516.15	1.69	1.18	270	190

c. Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau 6.11 : 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)
-273.44	345.31	578.93	-177.25	221.56

d. Calcul des armatures longitudinales

Tableau 6.12 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

P.libag		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
SF 1-2	Travée	345.31	14.71	0.00	5HA14+5Ch HA14=15.39
	Appuis	-273.44	11.46	0.00	5HA14+4Ch HA14=13.85

e. Vérification des contraintes à l'ELS

Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau 6.13 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

P.libage		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
SF 1-2	Travée	221.56	15.39	7.70	5.20	201.63	67.30	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-177.25	7.70	13.85	6.30	201.63	81.80		

f. Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2:

On doit vérifier :$\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{775.47 \times 10}{500 \times 870} = 1.78\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

- **Armatures transversales**

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau 6.14 : 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)	
SF7	668.32	2.32	10	20	6 HA8=3.02

- **Armatures de peau selon CBA93 A.7.3**

Puisque la poutre de libage a une hauteur de CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinales, des armateurs de peau d'au moins de 3cm^2/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1.2 = 3.6\ cm^2, \text{donc on adopte } 6HA12 = 6.79\ cm^2.$$

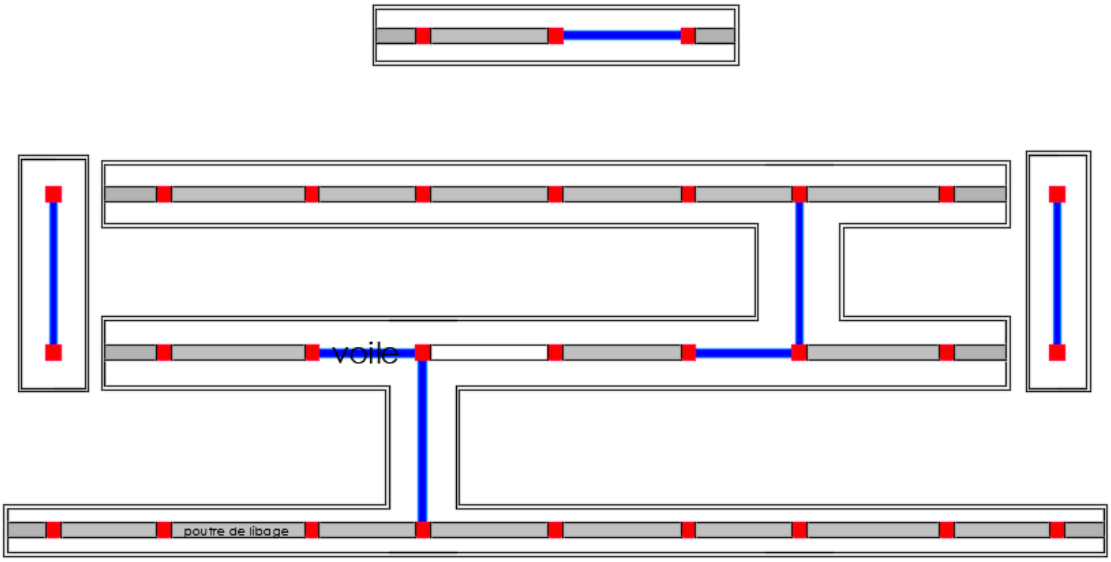


Figure 6.4 : Les dimensions finales des semelles filantes.

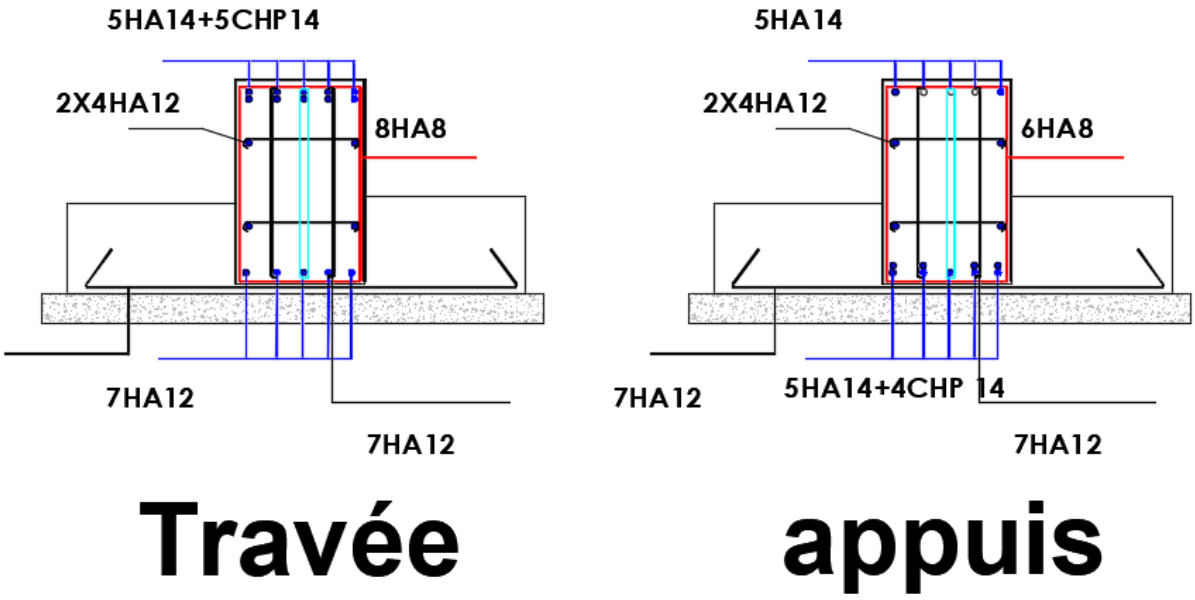


Figure 6.5 : Le ferraillage des semelles filantes sous poteau

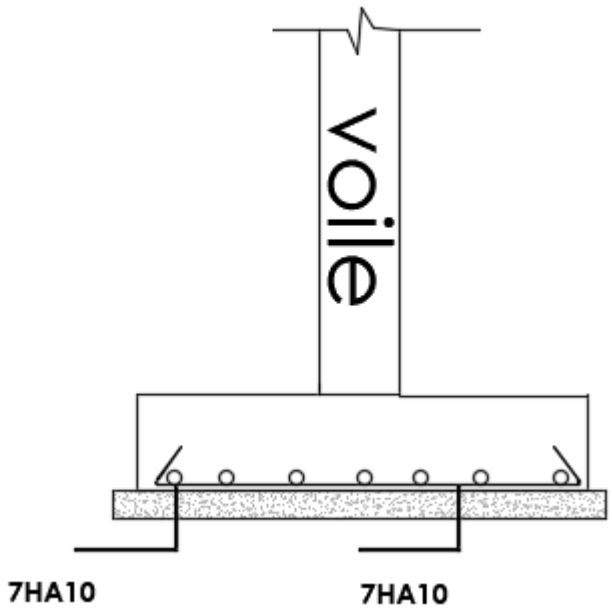


Figure 6.6 : Le ferraillage des semelles filantes sous voile

6.4. Les longrines

Rôle des longrines

- Minimiser les déformations (translation (tassement ou gonflement) / (rotation

(Soulèvement des semelles))

- Minimiser la longueur du flambement des poteaux
- Appui continue pour les murs double cloison

6.4.1. Ferraillage des longrines Selon **RPA99 Version 2003 Art.10.1.1 :**

- Les points d'appuis 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'appuis dans le plan horizontal.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : Site S3 : 25cm×30cm. Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ k$$

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

α: Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

Tableau 6.15 : coefficient en fonction de la zone sismique

Site	Zone I	Zone IIa	Zone IIb / III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	**10**
S4	12	10	0.8

La section choisie : 30×35 $cm2$

α = 10 ($Zone$ III, $S3$)

Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivant :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) = \quad 130.83\ KN.m$$

$$A_{calculée} = \frac{Fu}{\sigma s} = \frac{Fu}{Fe/\gamma s} = \quad 3.76\ cm^2$$

Tableau 6.15. : La section calculée d'armatures longitudinale des longrines

longrines		Sollicitation à L'ELU ou L'ACC			Section d'armatures calculées
b	h	N°	N_{max}	F_u	
(cm)	(cm)		(KN.m)	(KN.m)	A_S
30	30		**Comb :** ELU		(cm^2)
		1	1308.29	130.83	3.76

Tableau 6.16. La section choisie d'armatures longitudinale des longrines

longrines			Section d'armatures calculées		Section d'armatures choisies
b	h	A_{min}	N°	A_S	$A_{S1\ choisi}$
(cm)	(cm)	(cm^2)		(cm^2)	(cm^2)
30	30	5.40	1	5.40	2*3HA12=6.79

Section minimale :

A_{min}(RPA)=0.60%(b×h)= 5.40cm^2 **RPA2003 Art.7.5.2.1**

Section tendu A_{min}(CBA)=0.10%(b×h)= 0.90cm^2 **CBA93 Art.B.6.4**

6.4.2. Vérification des contraintes à L'ELS CBA 93 Art.A.4.5.3

Tableau 6.17.Vérification des contraintes normale

N°	Sollicitation a L'ELS		Contraintes	Contraintes admissibles	Vérification
	N_{max}	F_{ser}	σ_s	$\bar{\sigma_s}$	
	(KN.m)	(KN.m)	MPa	MPa	Oui / Non
1	953.65	95.73	**T.F** :pré 140.46	201.63	Oui

6.4.2.1. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU ou L'ACC

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Combinaison : $1.35\,G+1.5Q$

Type de fissuration : Préjudiciable

Tableau 6.18. Vérification des contraintes de cisaillement des poutres principales

Poutre				Sollicitation, contraintes et vérification			Espacements et armatures			
N°	b	h	T_{max}	T_u	$T_{u\ adm}$	Verification	ZN	ZC	Ø	A_t
	(m)	(m)	(KN)	(MPa)	(MPa)	Oui/Non	(cm)	(cm)	(mm)	(cm^2)
1	30	30	15.16	0.24	2.5	oui	15	15	8	3HA8=1.51

Les cadres dont l'espacement est inférieur à : e = min (20cm, 15Ø)

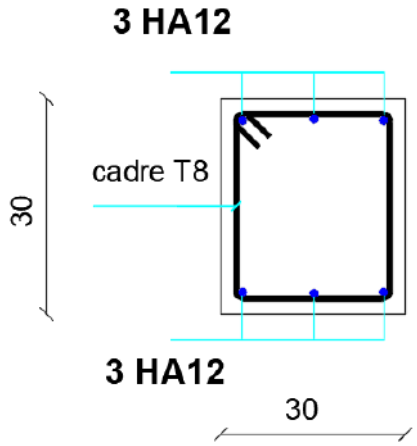


Figure 6.7. Ferraillage de la longrine

CONCLUSION GENERALE

Le parcours Génie civil, spécialité structures de notre université nous a permis d'acquérir les connaissances scientifiques, techniques, et économiques nécessaires pour qu'on puisse prendre en charge et diriger les études de conception, dimensionnement, et d'exécution des divers ouvrages de type cité en s'appuyant sur les nouvelles réglementations techniques.

Ce projet constitue une synthèse d'un ensemble de connaissances acquises durant les cinq années de formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Le projet nous a permis aussi de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est dû à la forme irrégulière en plan du bâtiment.

Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont étés essayées, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA, la variante retenue a donné des résultats acceptables en terme de période, déplacements et efforts.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

REFERANCES BIBLIOGRAPHIQUES

DOCUMENTS TECHNIQUES REGLEMENTAIRES :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**) : **D.T.RB.C.2.41**
- Règlements Parasismiques Algériennes (**RPA99 version 2003**) : **D.T.R-B.C.2.48**
- Charges permanentes et charges d'exploitation : **D.T.R-B.C.2.2**
- Règle de conception de calcul des parois et murs en béton banche : **D.T.R.-B.C.-2.42**

MANUELS TECHNIQUES :

- Béton armé aux états limites BAEL 91
- Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI

LOGICIELS :

- SAP2000 version 22
- Robot EXPERT 2010
- AutoCAD 2014
- Microsoft office 2007