

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université de Blida 1



Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de Master

Option : Matériaux en Génie Civil

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+9) A USAGE
D'HABITATION EN BETON ARME.**

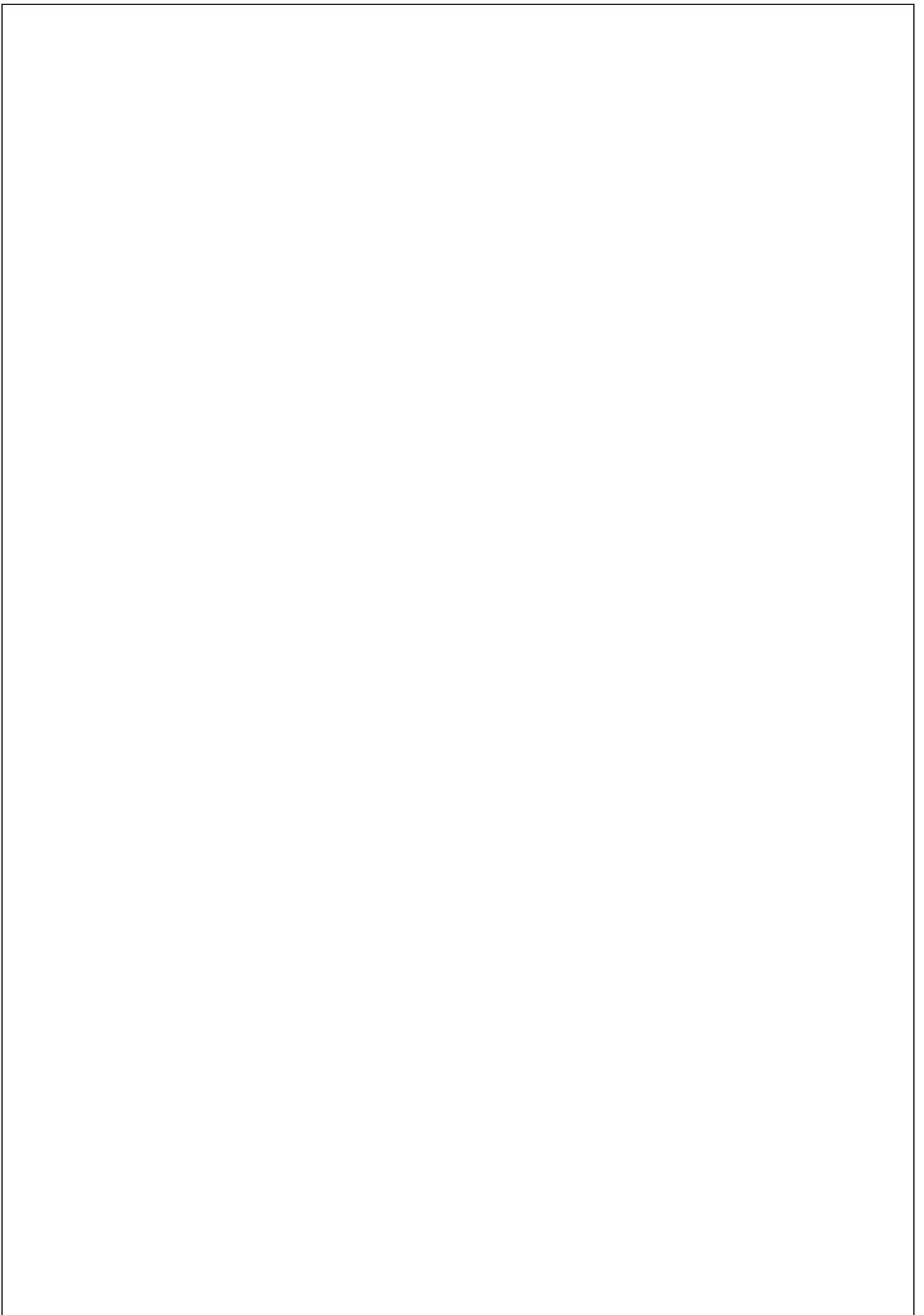
Encadré par :

Dr Mme. AOUALI.N

Etudié par :

- Mlle IDIR LINDA

-Mme SAKKAL CHAHINEZ



REMERCIEMENTS

Avant de commencer, nous remercions Dieu pour tout le courage, la foi, la force, la volonté et la patience qu'il nous a accordé pour pouvoir achever ce travail. Nous le remercions pour nos familles, qui nous ont toujours soutenu dans les bons comme dans les mauvais moments, ainsi nous le remercions pour nos chers amis qui nous ont toujours encouragé.

*Nos plus sincères remerciements vont à l'équipe pédagogique de l'université de Saïda Dahleb Blida « » à notre promotrice **Mme AOUALI NAWEL** qui ont toujours été là pour nous durant toute l'année, de nous avoir soutenu, épaulé, enseigné et de nous avoir poussé au-delà de nos limites dans une année si difficile, où garder les étudiants motivés n'était point une tâche facile. Merci Monsieur, Mesdames d'avoir cru en nous.*

Nos remerciements vont également aux membres du jury, pour leur contribution scientifique lors de l'évaluation de ce modeste travail.

Enfin, nous ne pouvons qu'être reconnaissantes à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à l'élaboration de ce travail.

DÉDICACES

Je tiens en premier lieu a remercié le bon dieu le tout puissant Allah qui nous a donné la force et le courage de mener à bien ce travail.

*A mon cher **papa (MOURAD)**, aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour toi. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être.*

*A celle qui m'a transmis la vie, l'Amour, le courage, à toi chère **maman (NOURA)** toute mes joies mon amour et ma considération pour tes sacrifices, j'espère que ta bénédiction m'accompagne toujours, que ce modeste travail soit le fruit de tes innombrables sacrifices, que dieu t'accorder santé et bonheur.*

*A mes très chers **KHALED, YUCEF, ISLEM** et mon oncle **BELAID** les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement et l'affection que je porte pour vous.*

*A mes chères sœurs **SARA, OUAZINA, INES, CHAHINEZ** vous êtes présents dans tout moment à mes côtés, je vous souhaite tout le bonheur du monde.*

*A tous mes chers amies **LAMIA ,ASMA , AHLEM** mes collègues et tous ceux qui m'estiment.*

Enfin, je dédie ce travail à toutes personnes qui m'ont aidé de près ou de loin à réaliser ce modeste projet.

LINDA

DÉDICACE

c'est avec grand plaisir que je dédie ce modeste travail aux deux être qui m'ont plus précieux au monde : ma chère mère qui m'a fait ce que je suis et m'a tous donnée

*A mon **cher mari** pour son encouragement et bien vaillance*

*A mes deux anges (**Sid Ali - Abderazzak**)*

*Mes sœurs (**Hassiba , Maria , Hiline , Hadjer**)qui m'ont soutenu et encouragé durant toutes mes années d'études*

A mes grands parents et mes beaux parents ,et a toute ma famille

*Mes amies et mes camarades: (**Ranya , Zoubida , Roufaida ,Lamia ,Yasmine ,Fatima Zohra , Hayet ,Nessrinat ,Abdelhadi et Djilali ...**) Et a tous mes amis sans exception.*

A tous ceux que je porte dans mon cœur

*Je suis reconnaissante à mon binôme **IDIR Linda** pour les moments de découverte et pour notre sincère amitié*

CHAHINEZ

المخلص

الغرض من هذا المشروع هو دراسة وتصميم هيكل مكون من طابق ارضي زائد تسع طوابق للاستخدام السكني المبنى سيتم إنشاؤه بمنطقة موازية بولاية البلدية المنطقة III وفقا للوائح الزلازل الجزائرية (RPA 99V 2003). هذا العمل عبارة عن هيكل حرساني مسلح و قد تم إجراء التحجيم المسبق للعناصر الحاملة وفقا لـ . RPA 99 وCBA 93 الاصدار 2003 تم إجراء لتحليل الزلزالي للهيكل ب استخدام برنامج حساب بنية العناصر الدقيقة.

الكلمات المفتاحية: البناء، الخرسانة المسلحة، الأثرعة.

RESUMEE

Le but de ce projet est de faire l'étude et la conception d'une structure a usage d'habitations en (R +9) étages cette ouvrage et en béton arme qui sera implantée **MOUZAIA** dans la wilaya de Blida classée en zone III selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 V 2003)

Cet ouvrage est une structure en béton armé le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au CBA 93 et RPA 99 version 2003

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcule de structure par éléments fins Etaps.

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé,voiles.

ABSTRACT

The pur pose of This project Is to study and design a structure for residential use in (N +9) which will be located in mouzaia the wilaya of Blida classified in **zone III** According to the Algerian earthquake regulations (**RPA 99 V 2003**) This WorksIs a reinforced concrete structure the pre-sizing of the load –bearing elements Waa done in accordance with **CBA 93** and **RPA** version **2003** the seismic analysis of the structure was carried out using the Etaps fine element

Key words:

Building, Reinforced concret.walls.

SOMMAIRE

Remerciements.....	i
Dédicaces.....	ii
Dédicace	iii
resumee.....	iv
abstract.....	iv
Sommaire.....	v
Liste des figures	xii
Listes des tableaux	x
Chapitre 1 : GENERALITE.....	1
1.1 Introduction.....	4
1.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	4
1.3 Caractéristiques Géométriques de l'Ouvrage	4
1.4 Description technique.....	5
1.4.1 Système de contreventement	5
Les planchers :.....	5
Les Poutres:.....	5
Les Poteaux:	5
Les Voiles:.....	5
L'acrotère:.....	5
Gaine d'ascenseurs :	6
Les escaliers:	6
1.4.2 Les éléments de remplissages :.....	6
La maçonnerie:	6
Les revêtements:.....	6
1.4.3 L'infrastructure :.....	6
Les fondations :	6
Les voiles périphériques :.....	7
1.4.4 Matériaux de construction Utilisés :	7
1.4.5 Caractéristiques du Béton :.....	7
Résistance du béton :	9

Module de déformation longitudinale du béton :	10
Coefficient de Poisson :	10
Les Contrainte Limite de Calcul :	11
1.4.6 Acier :	12
Principale armature utilisée :	12
1.4.7 Contrainte limite de calcul :	14
1.4.8 Hypotheses de calcul :	15
-Caractéristiques du sol d'assise :	15
1.4.9 Combinaison de calcul :	16
1.4.10 Règlements et normes utilisés :	16
Les règlements utilisés sont :	16
Les logiciels utilisés :	16
Chapitre 2 : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX	17
2.1 Introduction.....	18
2.2 Pré-Dimensionnement Des Planchers :	18
Dalle En Corps Creux :	18
Dalle Pleine :	19
2.2.1 Evaluation Des Charges Et Surcharges :	20
Charges permanentes G:	20
Charges d'exploitation Q:	23
2.2.2 les portiques:	23
2.2.3 Les poutres :	23
2.2.4 Les Poteaux :	25
2.2.5 Les Voiles :	34
Chapitre 3 :CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES	35
3.1 Introduction.....	36
3.2 ACROTÈRE :	36
3.2.1 Introduction :	36
3.2.2 Evaluation des charges :	37
3.2.3 Calcul Des Efforts :	38
3.2.4 Ferrailage De L'acrotère:	39
3.2.5 Vérification De La Section D'acier :	40
3.2.6 Armatures De Répartitions :	40

3.2.7	Vérification À L'E.L.S:.....	41
3.2.8	Vérification De L'effort Tranchant :.....	43
3.3	Plancher à corps creux :.....	44
3.4	Plancher en dalle pleine.....	70
3.5	Etude de la dalle machine :.....	75
3.5.1	Introduction :	75
3.5.2	Détermination des charges et surcharges :	75
3.5.3	Combinaison des charges :	75
3.5.4	Calcul des efforts :	75
3.5.5	Ferraillage de la dalle :	76
3.5.6	Vérification à l'E.L.S :	77
3.6	ESCALIER	80
3.6.1	Introduction.....	80
3.6.2	Définition.....	80
3.6.3	Pré dimensionnement de l'escalier :	81
3.6.4	Evaluation des charges [3] :.....	82
3.6.5	Calcul du ferraillage :.....	85
3.6.6	Calcul du ferraillage :.....	89
3.6.7	Vérification à l'ELS :	90
Chapitre 4	etude dynamique et sysmique.....	94
4.1	Introduction.....	96
4.2	Etude sismique	96
4.2.1	Modélisation de rigidité :.....	97
4.2.2	Modélisation de la masse :.....	97
4.3	Choix de la méthode de calcul :.....	97
4.3.1	Méthode statique équivalente :	98
4.3.2	La méthode modale spectrale :	98
4.3.3	Résultats de l'analyse sismique :	104
4.3.4	Modes de déformation:.....	107
Chapitre 5	: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	116
5.1	INTRODUCTION.....	117
5.2	FERRAILLAGE DES POTEAUX	117
5.2.1	Introduction :	117

5.2.2	Combinaison d'action :	118
5.2.3	Méthode de calcul :	119
5.2.4	Choix des armatures :	123
5.2.5	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :	124
5.2.6	Vérification de l'effort Tranchant :	126
5.2.7	Ferraillage transversal des poteaux :	127
5.2.8	Longueur de recouvrement :	129
5.3	Ferraillage des poutres :	131
5.3.1	Introduction :	131
5.3.2	Recommandations selon RPA99 version 2003 :	131
5.3.3	Calcul de ferraillage :	131
5.3.4	Choix des armatures :	132
5.3.5	Condition de non fragilité :	133
5.3.6	Vérification vis à vis de l'ELS :	133
5.3.7	Vérification de l'effort tranchant :	134
5.3.8	Calcul des armatures transversales :	134
5.3.9	Recouvrement des armatures longitudinales :	135
5.3.10	Arrêt des barres :	136
5.3.11	Vérification de la flèche :	136
5.4	Ferraillage des voiles :	138
5.4.1	Recommandations réglementaires :	138
	Armatures horizontales :	138
	Armatures transversales :	139
	Armatures de couture :	139
	E) Règles communes :	139
5.4.2	Sollicitations et ferraillage :	139
5.4.3	Exemple de calcul (voile V1X, V3X, V5X) :	142
6.1.	Introduction :	150
6.2.	Choix de type de fondation :	150
6.3.	Calcul des fondations :	150
6.3.1.	Semelle Isoles :	151..
6.3.2.	Semelle filantes.....	152
6.3.3.	Pré dimensionnement de la semelle filante :	153
6.4.	Vérification Nécessaire :	155
6.4.1.	Vérification de la stabilité au renversement :	155

6.4.2. Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante	
AELS.....	156
6.5.Ferraillage Des Semelles Filantes :.....	156
6.5.1.Ferraillage de la dalle :.....	156
6.5.2.Ferraillage nervures :.....	158
Conclusion générale	

Liste Des Symboles

Annexes

LISTES DES FIGURES

Figure 1 : Limage du ciment.....	7
Figure 2 : Les granulats	7
Figure 3: les granulats	8
Figure 4 : L'eau de gâchage.....	8
Figure 5 : les adjuvants.....	9
Figure 6: Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.....	11
Figure 7 : Diagramme contraintes-déformation du Béton à l'ELS.....	12
Figure 8 : les aciers ronds lisses.....	13
Figure 9: Les aciers à haute adhérence (HA).....	13
Figure 10: Treillis soudés.	14
Figure 11: Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.....	14
Figure 12 : Dalle en corps creux.	19
Figure 13 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible	21
Figure 14 : Coupe verticale d'un plancher courant.....	21
Figure 15 : constituants d'un mur extérieur.....	22
Figure 16 : constituants d'un mur intérieur	22
Figure 17 : section réduite du poteau	27
Figure 18 : vue en plan « types des poteaux»	28
Figure 19 : Coupe De Voile En Elévation.....	34
Figure 20 : Dimensions de l'acrotère	37
Figure 21 : coupe transversale de l'acrotère	37
Figure 22 : Schéma statique de l'acrotère	37
Figure 23 : Diagrammes des efforts à l'ELU.....	39
Figure 24 : Coupe horizontale d'un acrotère.	39
Figure 25 : position de centre de pression	41
Figure 26 : schéma de ferrailage de l'acrotère.....	43
Figure 27 : ferrailage de l'acrotère.....	43
Figure 28 : Coupe du plancher en corps creux	44
Figure 29 : Dimensions Poutrelle.....	45
Figure 30 : Type 1 cinq travées.....	46

Figure 31 : Type 2 quatre travées.....	46
Figure 32 : Type deux travées.....	46
Figure 33 : position de l'axe neutre.....	66
Figure 34 : Schéma de ferrailage des poutrelles	69
Figure 35 : ferrailage de la dalle de compression	70
Figure 36 : schéma de la dalle plein.....	70
Figure 37 : Ferrailage de la dalle plane.	74
Figure 38 : Ferrailage de la dalle machine.	79
Figure 39 :schéma des escaliers	80
Figure 40 : Étapes du Calcul.....	96
Figure 41 : spectre de réponse	100
Figure 42 : vue en 3d	105
Figure 43 : vue en plan RDC	105
Figure 44 : translation parallèlement à x-x.	106
Figure 45 : Le 2ème mode : rotation.	106
Figure 46 : Vue en 3D.....	108
Figure 47 : Vue en RDC.....	108
Figure 48 : Le 1er mode : translation parallèlement à x-x.....	109
Figure 49 : Le 2ème mode : rotation.	Erreur ! Signet non défini.
Figure 50: : Le 3ème mode est un mode de rotation	110
Figure 51 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	108
Figure 52 : Arrêt des barres..	109
Figure 53 : Schéma de ferrailage de poutre principale (30x 40)	109
Figure 54 : Schéma de ferrailage de poutre non porteuse (30x40).....	110
Figure 55 : Plan de repérage des voiles	140
Figure 56 : Schéma de Ferrailage de voile V1X, V3X, V5X (Zone 1).....	148
Figure 57: semelles isolée sous poteaux.....	150
Figure 58: Semelles filantes.	152
Figure 59 : schéma de ferrailage nervure	137
Figure 60 : schéma de ferrailage Semelles Filantes	159

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Caractéristiques des aciers.....	12
Tableau 2 : pois surfaciques des différents planchers	21
Tableau 3 : Dégression des surcharges des charges d'exploitations	31
Tableau 4 : Choix des sections des poteaux centraux.	31
Tableau 5 : Choix des sections des poteaux de rives.	32
Tableau 6 : Choix des sections des poteaux d'angle.....	32
Tableau 7 : Choix des sections des poteaux	33
Tableau 8 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée	63
Tableau 9 : Récapitulations du calcul des sections d'armatures sur appuis	63
Tableau 10 : Vérification de la contrainte de béton.....	66
Tableau 11 : Calcul de la flèche.....	67
Tableau 12 : Évaluation des charges	70
Tableau 13 : Ferrailage de la dalle pleine.....	71
Tableau 14 : Ferrailage de la dalle pleine.....	74
Tableau 15 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx)	76
Tableau 16 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly)	76
Tableau 17 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.....	77
Tableau 18 : Vérification des contraintes de la dalle dans les deux sensb.	78
Tableau 19 : Charges à l'ELU et l'ELS.....	83
Tableau 20 : Calcul du ferrailage.	86
Tableau 21 : calcul du ferrailage.....	90
Tableau 22 : Donnée de calcul.....	91
Tableau 23 : vérification des contraintes du béton.....	91
Tableau 24 : valeur des peinalites p_q	92
Tableau 25 : Participation massique du modèle initial.....	105
Tableau 26 : Vérification de la résultante des forces sismique.....	103
Tableau 27 : Participation massique du modèle initial poteau 60x60 Erreur ! Signet non défini.	
Tableau 28 : Vérification de la résultante des forces sismique.....	107
Tableau 29: Participation massique du 2ème modèle	108
Tableau 30: Vérification de la résultante des forces sismique.....	110
Tableau 31: Vérification des déplacements selon x-x.....	111

Tableau 32: Vérification des déplacements selon y-y.....	111
Tableau 33: Vérification de l'effort normal pour les poteaux	113
Tableau 34: Charges verticales reprises par voiles	113
Tableau 35 : Vérification de l'effet P- Δ sens x:.....	114
Tableau 36: Vérification de l'effet P- Δ sens y-y	115
Tableau 37 : Contraintes du béton et de l'acier.	117
Tableau 38 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\max} , M^{corr}).....	119
Tableau 39 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	119
Tableau 40: Ferrailages des poteaux carrées situation durable (M^{\max}, N^{corr}).....	119
Tableau 41: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	120
Tableau 42: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).....	121
Tableau 43 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle	121 Erreur !
Signet non défini.	
Tableau 44: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	122
Tableau 45: Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	123
Tableau 46: Choix des armatures des poteaux.....	123
Tableau 47: Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{\max} , $M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$).....	124
Tableau 48: Vérifications des contraintes pour les poteaux	124
Tableau 49: Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{\min} , $M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$)	125
Tableau 50: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	125
Tableau 51: Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés.....	128
Tableau 52: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	128
Tableau 53: Ferrailage des poutres porteuses 30x40	129
Tableau 54: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.....	132
Tableau 55: Choix des armatures des poutres	132
Tableau 56: Vérification de la condition de non fragilité.....	133
Tableau 57 : Vérification des poutres à l'ELS	134
Tableau 58: Vérification de la contrainte de cisaillement	134
Tableau 59: Calcul des armatures transversales	135
Tableau 60: récapitulatif du calcul de la flèche	135
Tableau 61: zone de calcul pour le ferrailage des voiles.....	140
Tableau 62: Calcul des armatures vertical V1X, V3X, V5X.....	144
Tableau 63: Calcul des armatures vertical V4X,	145

Tableau 64: Calcul des armatures vertical V2X, V7X, V1Y, V2Y, V3Y, V4Y,	145
Tableau 65: Calcul des armatures de joint de bétonnage V1X, V3X, V5X.....	145
Tableau 66: Calcul des armatures de joint de bétonnage V4X.....	145
Tableau 67: Calcul des armatures de joint de bétonnage V2X, V7X, V1Y, V2Y, V3Y, V4Y	146
Tableau 68:Calcul des Armature horizontale V1X, V3X, V5X.....	146
Tableau 69:Calcul des Armature horizontale V4X.....	146
Tableau 70:Calcul des Armature horizontale V2X, V7X, V1Y, V2Y, V3Y, V4Y.....	146
Tableau 71:Vérification des contraint de compression et cisaillement V1X, V3X, V5X	146
Tableau 72:Vérification des contraint de compression et cisaillement V4X	147
Tableau 73:Vérification des contraint de compression et cisaillement V2X, V7X, V1Y, V2Y, V3Y, V4Y	1477
Tableau 74 : Sections des semelles filantes.....	147
Tableau 75 : Les dimensions de la dalle des semelles filantes.....	153
Tableau 76: Les dimensions de la nervure.....	154
Tableau 77:Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante.....	155
	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 78:Ferraillage de la dalle des semelles filantes.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 79:condition de non fragilité.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 80:choix de ferraillage des nervures.....	159
Tableau 81:vérification des contraint a ELS.....	159
Tableau 82: Les armatures de peau.	Erreur ! Signet non défini.
	160

CHAPITRE 1 : GENERALITE

INTRODUCTION GENERALE

L'étude d'un bâtiment en béton armé pour but d'assurer la stabilité et la résistance des éléments de bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

La stabilité d'un ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure

Dans le cadre d'obtention un master en génie civil, nous avons procédé au calcul de ce projet précité ci-après ce projet est implanté dans la wilaya Blida (commune de MOUZAIA) classée par le règlement parasismique algérien (RPA 99 v 2003) comme une zone de forte sismicité zone III.

Ce projet consiste à étudier un bâtiment de RDC+09étage.

Le mémoire est composé de six chapitres Le premier chapitre : constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et la présentation des caractéristiques des matériaux utilisés.

L'objectif du deuxième chapitre : est l'évaluation des charges et surcharges selon le DTR B.C.2.2 et le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) qui est

Une étape préliminaire avant d'entamer l'étude dynamique.

Le but du troisième chapitre : est l'étude des éléments non structuraux (L'acrotère, les Poutrelles, les escaliers....).

Dans le quatrième chapitre : nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel ETABS et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien.

Pour que la structure résiste aux différentes sollicitations nous calculerons le ferrailage de ces éléments résistants, à partir des résultats obtenus par l'analyse dynamique, qui sera l'objectif du cinquième chapitre.

Le sixième chapitre : on a dimensionné les éléments principaux en fin nous avons fait un choix des fondations qui convient à la caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure

1.1 Introduction

L'ingénieur en génie civil doit disposer de connaissances de base sur lesquelles il va prendre appui lors de l'étude d'une structure en béton armé, afin que cette dernière réponde à certaines exigences indispensables à son exploitation qui sont la sécurité et la durabilité ainsi que le prix de revient ou le facteur d'économie qui ne doit pas être ignoré. A cet effet, nous allons consacrer ce chapitre à quelques rappels et descriptions fondamentaux à l'étude de notre projet.

1.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet qui fait l'objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil
L'ouvrage est composé d'un bâtiment en Rez-de-chaussée plus neuf (09) étages en béton armé avec une terrasse inaccessible,
Ce projet situé à la commune de MOUZAIA- Wilaya de Blida cette zone est de sismicité élevée (zone III), selon le [RPA 99 v 2003].

1.3 Caractéristiques Géométriques de l'Ouvrage

Les dimensions en plan du bâtiment sont :

- Longueur du bâtiment : 24.08 m.
- La hauteur du bâtiment Avec l'acrotère : 31.20 m
- La hauteur de l'acrotère est de : 0,60m.
- La hauteur du bâtiment Sans l'acrotère : 30.60 m.
- La hauteur du RDC : 3.06m.
- La hauteur de l'étage courant est : 3.06 m

1.4 Description technique

1.4.1 Système de contreventement

Selon Le RPA99 /2003 Pour Toute Structure Dépassant Une Hauteur De 14m En Zone III Est Indispensable d'introduire Des Voiles De Contreventement, c'est Pour Cette Raison Que Nous Optons Pour Un Système De Contreventement Mixte (Portiques – Voiles) Avec Justification d'interaction Portique-Voile Qui Doit Vérifier Les Conditions Suivantes :

Les planchers :

Ce sont des aires, généralement planes, destinés à séparer les Différents niveaux d'un bâtiment, qui assure la transmission des charges verticales aux éléments structuraux et participent à l'isolation acoustique, l'isolation thermique, et l'isolation contre feu. Ils sont également utilisés pour passage des gaines et réseaux de canalisation.

Les Poutres:

Sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés Destinés à reprendre les efforts, leur pré-dimensionnement sont déterminées selon des Conditions bien définies. On distingue : les poutres principales et les poutres Secondaires.

Les Poteaux:

Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les Sollicitations à la base de la structure.

Les Voiles:

Sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une Dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur.

L'acrotère:

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa Base au plancher de la terrasse inaccessible.

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, l'installation d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

Les escaliers:

Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place.

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

Un seul type d'escalier a été utilisé c'est un l'escalier à deux volets.

1.4.2 Les éléments de remplissages :

La maçonnerie:

✓ Les murs extérieurs:

Ils seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm, séparées par une lame d'air de 5cm ;

✓ Les murs de séparation intérieure:

Seront en une seule paroi de brique de 10cm.

Les revêtements:

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

1.4.3 L'infrastructure :

Les fondations :

Elles seront réalisées en béton armé pour assurer les fonctions Suivantes :

- Transmettre les charges verticales.

- Limiter les tassements différentiels.
- L'encastrement de la structure dans le sol.

Les voiles périphériques :

Sont des voiles en béton armé qui entourent la périphérie.

1.4.4 Matériaux de construction Utilisés :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

1.4.5 Caractéristiques du Béton :

Le béton est un matériau composite homogène constitué de grains minéraux et d'un liant qui durcit en présence d'eau à ces composants s'ajoutent des adjuvants qui améliorent sensiblement les performances du matériau. Des éléments encore plus fins sont aussi introduits pour améliorer la compacité des bétons.

Les principaux constituants du béton sont :

✓ Le ciment:

C'est le liant du béton. Il résulte du broyage et de l'homogénéisation de divers Constituants dont le plus spécifique est le clinker. Le choix du ciment pour un ouvrage est en Fonction de la résistance mécanique recherchée.



Figure 1 : Le ciment

✓ Les granulats :

Granulat ou agrégat, est le résultat de la fragmentation (division) d'une roche soit naturellement ou par une machine appelé concasseur, utilisé dans la construction d'ouvrages de travaux publics, de Génie Civil et de Bâtiment.

Un granulat peut être :

- Granulat naturel : Granulat d'origine minérale n'ayant subi aucune transformation autre que mécanique (concassage ou criblage...etc.)
- Granulat artificiel : Granulat d'origine minérale résultant d'un procédé industriel comprenant des transformations thermiques ou autres.
- Granulat recyclé : Granulat obtenu par traitement d'une matière inorganique précédemment utilisée dans la construction.



Figure 2: les granulats



Figure 1: les granulats

✓ L'eau de gâchage :

L'eau doit être propre et ne doit pas contenir d'impuretés nuisibles (matière organique, Alcalis). Elle est nécessaire à l'hydratation du ciment. Elle facilite aussi la mise en œuvre du Béton ou du mortier. Un excès d'eau diminue la résistance et la durabilité du béton.



Figure 2 : L'eau de gâchage

✓ Les adjuvants :

Ce sont des produits dont l'incorporation à faibles doses, au moment du malaxage ou Avant la mise en œuvre, modifie certaines propriétés du béton, mortier ou coulis, à

l'état frais Ou durci. Ils permettent de jouer sur les performances du béton en améliorant les conditions de Sa mise en œuvre, sa résistance ou sa durabilité.



Figure 3 : les adjuvants

Résistance du béton :

(d'après C.B.A.93) : [1] :

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

✓ Résistance à la compression : [1] :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une Valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, celle-ci notée f_{c28} . Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la Compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91) :

$$\text{Si } 28 \leq j \leq 60$$

$$f_{cj} = f_{c28}$$

$$j (4.76 + 0.83j) \text{ MPa pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = f_{c28}$$

$$j (1,4 + 0.95j) \text{ MPa pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

Si

$j > 60 \rightarrow f_{cj} = 1, f_{c28}$ Pour le présent projet on adoptera un béton de classe C25/30

Avec :

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: Résistance d'une éprouvette cylindrique de dimension (16cm*32cm).

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$: Résistance d'une éprouvette cubique de dimension (25cm*25cm).

✓ Résistance à la traction : [Art A-2 12 BAEL91] :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée f_{tj} est définie selon Le BAEL91 (art : A.2.1, 12) par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ MPa Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \text{ MPa Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas, $j=28$ jours $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow$ donc : $f_{t28} = 2.1P$.

Module de déformation longitudinale du béton :

La valeur de ce module intervient dans le calcul de flèche et les effets dus au retrait et au fluage du béton. Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le BAEL 91.

✓ Le module de déformation instantanée :

Il est mesuré à partir de la courbe $(\sigma - \varepsilon)$ d'un test de courte durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt{f_{cj}} \text{ [MPa]}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{ij28} = 32164 \text{ MPa}$

✓ Le module de déformation différée :

Il est mesuré à partir de la courbe $(\sigma - \varepsilon)$ d'un test de longue durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt{f_{cj}} \text{ [MPa]}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$

Coefficient de Poisson :

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

$$v = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}} \quad v = \frac{\frac{L' - L}{L}}{\frac{L' - L}{L}}$$

ELU:

- $v = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états-limites ultimes (béton fissuré).

ELS :

- $v = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré) .

Les Contrainte Limite de Calcul :

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

✓ **État 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. La contrainte limite à la compression (Art 4 – 3 .41 BAEL9) notée ***f_{bu}*** est donnée par :

$$f_{bu} = 0,85 \cdot f_{c28} / \theta \cdot \gamma_b \text{ MPa}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisé dans la Masse du béton qui entraine la diminution de la résistance.

❖ $\gamma_b = 1,5$ en situation courante → ***$f_{bu} = 14, \text{MPa}$***

❖ $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle → ***$f_{bu} = 18,8 \text{MPa}$***

θ : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions, est utilisé Pour tenir compte les risques d'altérations du béton.

- ***$\theta = 1$*** Si la durée d'application est supérieur à 24 heures.
- ***$\theta = 0.9$*** Si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
- ***$\theta = 0.85$*** Si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

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

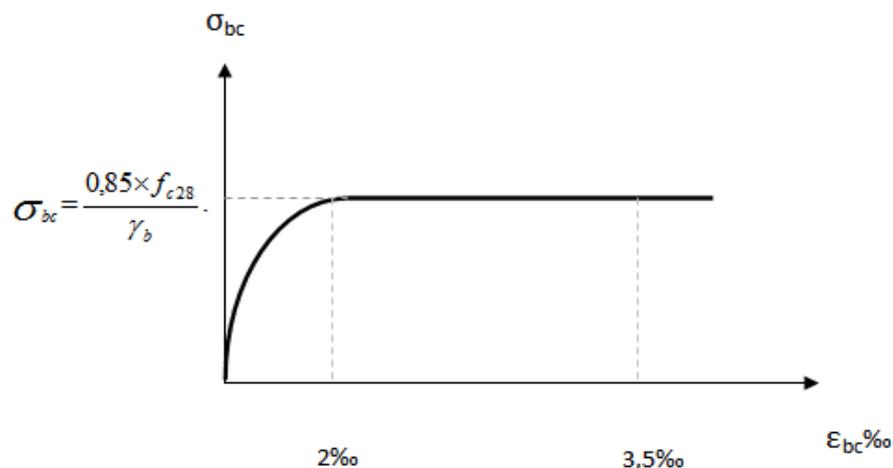


Figure 4: Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.

✓ États Limites de Service (ELS) :

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

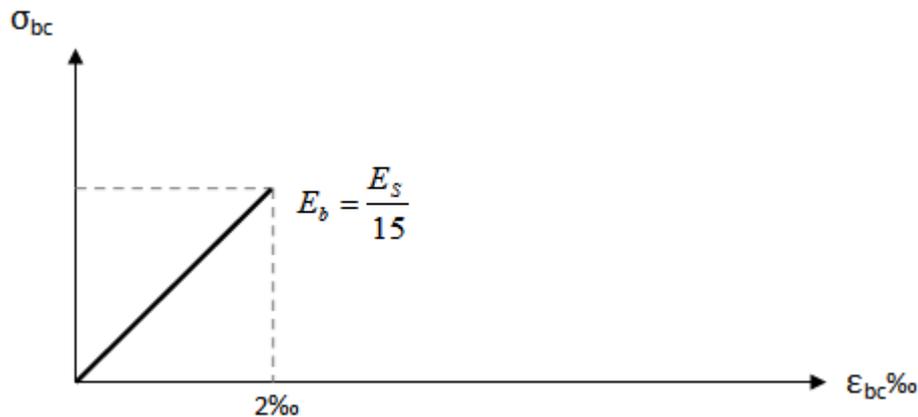


Figure 5 : Diagramme contraintes-déformation du Béton à l'ELS.

1.4.6 Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, formant un matériau homogène, est caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

Principale armature utilisée :

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement	Contrainte de Rupture (Mpa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø > 6mm	500	14	580

Tableau 1 : Caractéristiques des aciers

Selon l'Art 7.2.2 du RPA99/Version 2003), les armatures longitudinales des éléments Principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500 \text{ Mpa}$, et l'allongement relatif sous Charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5%.

a) Ronds lisses (R.L) :

Ce sont des barres laminées de sections circulaires, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235.



Figure 6 : les aciers ronds lisses

b) Les aciers à haute adhérence (HA) :

Ce sont des barres laminées de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton. On distingue deux classes d'acier FeE400 et FeE500. Les diamètres normalisés sont : \emptyset (6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40 et 50) mm.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique : $F_e=400\text{Mpa}$.
- Contrainte admissible : $\sigma_s=348\text{Mpa}$.
- Coefficient de fissuration : $\eta=1.6$.
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1.15$.
- Module d'élasticité : $E_s = 2 \times 10^5\text{Mpa}$.

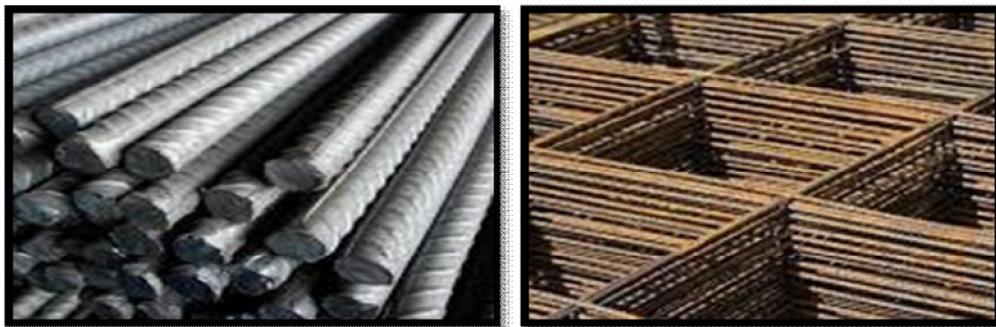


Figure 7: Les aciers à haute adhérence (HA).

c) Treillis soudés :

Les treillis soudés, sont formés par assemblage perpendiculairement des barres de fils lisses ou à haute adhérence, soudés électriquement de chaque point de croisement, forment un maillage (15×15) ou (15×20), est disponible avec les diamètres suivants : \emptyset (6, 8, 10, 12, 14) mm.

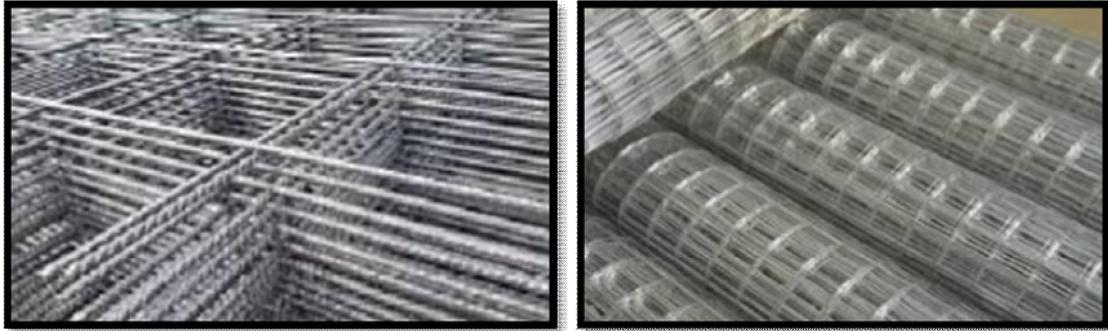


Figure 8: Treillis soudés.

1.4.7 Contrainte limite de calcul :

✓ L'état limite ultime (ELU) :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant:

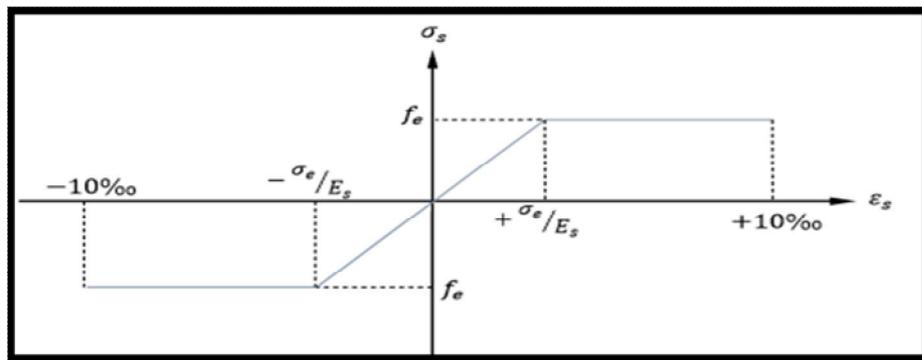


Figure 9: Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.

Avec :

f_e : Contrainte limite élastique

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables .

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à : $E_s = 2.10^5$ MPa

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier : $\epsilon_s = \Delta L/L$

Vérification des contraintes des aciers à l'état limite de service (E.L.S) :

- ◆ Fissuration peu préjudiciable : (aucune limitation des contraintes dans les aciers)
- ◆ Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min (2/3 F_e ; 110 (\eta F_{ij})^{1/2})$ (Mpa).
- ◆ Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \min (2/3 F_e ; 110 (\eta F_{ij})^{1/2})$ (Mpa).

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ Pour les aciers ronds lisses ;

$\eta=1,6$ Pour les aciers à haute adhérence (HA).

➤ **Coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté η est par convention le rapport suivant :

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

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

1.4.8 Hypotheses de calcul :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation (hypothèse de Bernoulli) .
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier. (hypothèse de Bernoulli).
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.

À ELU :

- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C). [BAEL91 Art 4.3.2].

À ELS :

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton. Aussi Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $n=15$).

-Caractéristiques du sol d'assise :

La capacité portante admissible du sol d'assise, obtenue par les investigations géotechniques est de 2.0 bars.

1.4.9 Combinaison de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

✓ Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime « E.L.U » sont :

1. Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q$$

2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = 0,8 G \pm E.$$

✓ Les combinaisons de calcul à l'état limite service:

$$P4 = G + Q. \quad \text{Avec } G : \text{ Charge permanente. } Q : \text{ Charge d'exploitation}$$

E : L'effort de séisme.

1.4.10 Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- Règlement Parasismique Algérienne (RPA99 /version 2003)
- Code du Béton Armé (CBA93).
- Règles du Béton Armé aux États Limites (BAEL91/version 99).
- Document Technique Règlementaire (DTR BC2.2).

Les logiciels utilisés :

- ✓ Etaps v 9.7.1Analyse des structures.
- ✓ SOCOTECPour le calcul et les vérifications de ferrailage.
- ✓ AUTOCAD 2017.....Dessin.
- ✓ Excel 2007.....Calcul.
- ✓ PaintTraitement des images.

CHAPITRE 2 : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

2.1 Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement. Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, à tous les niveaux et ce jusqu'aux fondations.

✓ Les charges permanentes :

Il s'agit de l'équipement de l'ouvrage (les revêtements, les cloisons, les installations techniques) qui sera en permanence associé à la structure (pas de variation temporelle).

✓ Les charges d'exploitation :

Sont les charges issues de l'utilisation de l'ouvrage. Par exemple, le poids des usagers, l'utilisation des bureaux (personnes et mobilier). Il est également possible de considérer certaines de ces charges mobiles comme des charges variantes dans le temps et dans l'espace pour en tirer une analyse dynamique.

2.2 Pré-Dimensionnement Des Planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment capable de supporter les charges d'utilisations. Ils ont pour rôle :

- ✓ De supporter les charges d'utilisations.
- ✓ D'assurer une bonne étanchéité et protection au l'air, au feu et aux effractions.
- ✓ D'assurer une bonne isolation thermique et acoustique

Dans notre bâtiment nous avons utilisé deux types de plancher :

Dalle En Corps Creux :

Les planchers à corps creux sont composés de trois éléments principaux :

- ✓ Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu.
- ✓ Les poutrelles en béton armé qui assure la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de tractions à leurs armatures.

✓ Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

✓ La hauteur de l'hourdis et de l'entrevous dépend de la portée des poutrelles. Par contre l'entre axes entre deux poutrelles est de 65cm.

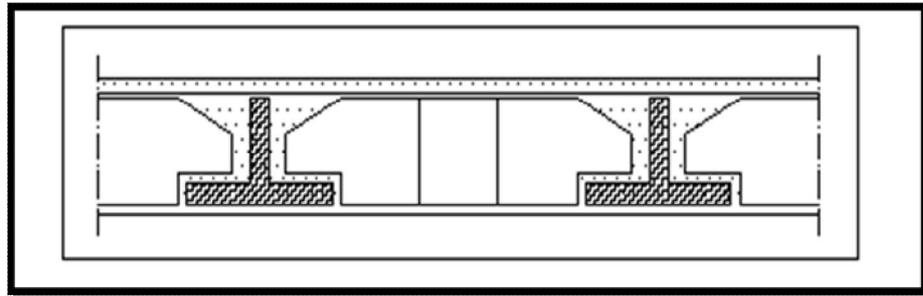


Figure 10 : Dalle en corps creux.

Le pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le (CBA93. Article : B-6-8-4, 2-4).

La hauteur du plancher sera déterminée comme suite :

$$ht = \left(\frac{1}{25} ; \frac{1}{20} \right) L \dots\dots\dots \text{calcul des ouvrages en BA.}$$

L : les plus grands portés dans le sens secondaire.

Dans notre cas :

$$L = 4.78 \text{ m} = 478 \text{ cm.}$$

$$\frac{478}{25} \leq ht \leq \frac{478}{20} \quad 19.12 \leq ht \leq 23.9$$

On opte pour un plancher (16+5) cm

ht = 21 cm qui sera valable pour tous les étages courant :

Avec :

16cm : pour l'épaisseur de corps creux.

5 cm : pour l'épaisseur de la dalle pleine.

Dalle Pleine :

✓ **Résistance au feu :**

- e = 17.5cm : pour quatre (04) heures de coup de feu

✓ **Isolation phonique :**

- La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 14 cm

✓ **Résistance à la flexion :**

- Dalle reposant sur quatre appuis :
- $L_x / 50 < e < L_x / 40$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

L_x égale à :

$$L_x = 4.73 \quad m = 473 \text{ cm}$$

$$473/50 < e < 473/40 \Rightarrow 9.46 < e < 11.82 \text{ cm}$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

$$e_p \text{ (dalle pleine)} = \text{Max (11cm, 13cm, 5 cm)} = 15 \text{ cm}$$

2.2.1 Evaluation Des Charges Et Surcharges :

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

Charges permanentes G:

1. Plancher terrasse :

a / dalle en corps creux :

1. gravillon de protection (e=5cm) ($\rho=17 \text{ KN/m}^3$)	= 0.85 KN/m^2
2. Étanchéité multicouches (e=2cm) ($\rho=6 \text{ KN/m}^3$)	= 0,12 KN/m^2
3. Forme de pente (e=10 cm) ($\rho = 22 \text{ KN/m}^3$).....	= 2.20 KN/m^2
4. Isolation thermique (liège) (e=4cm) ($\rho=4 \text{ KN/m}^3$).....	= 0,16 KN/m^2
5. Dalle à corps creux (16+5) cm	= 3.05 KN/m^2
6. Enduit au plâtre (e = 2cm) ($\rho = 10 \text{ KN/m}^3$)...(0,02)(10) ..	= 0,20 KN/m^2
7. polyane.....	= 0.01 KN/m^2
$\Sigma G = 6,48 \text{ KN/m}^2$	

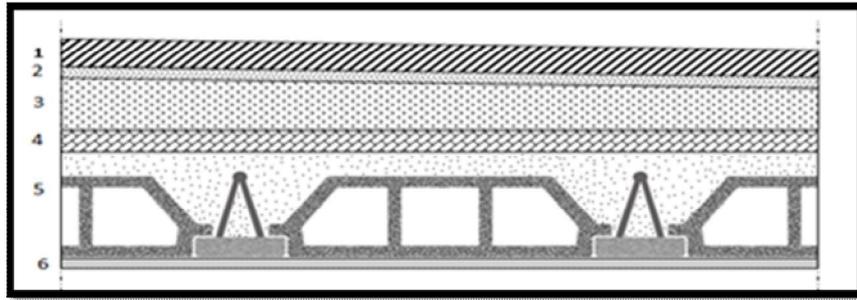


Figure 11 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

b / dalle pleine :

- 1- Gravillon de protection ($e = 5\text{cm}$) ($\rho = 17 \text{ kN/m}^3$) $(0,05)(17) = 0,85 \text{ kN/m}^2$
- 2- Etanchéité multicouches = $0,17 \text{ kN/m}^2$
- 3- Forme de pente ($e_{\text{moy}} = 10\text{cm}$) ($\rho = 22 \text{ kN/m}^3$) $(0,1)(22) = 2,20 \text{ kN/m}^2$
- 4- Isolation thermique (liège) ($e = 4\text{cm}$) ($\rho = 4 \text{ kN/m}^3$) $(0,04)(4) = 0,16 \text{ kN/m}^2$
- 5- Dalle pleine ($e = 15 \text{ cm}$) = $3,75 \text{ kN/m}^2$
- 6- Enduit au plâtre ($e = 2\text{cm}$) ($\rho = 10 \text{ kN/m}^3$) $(0,02)(10) = 0,20 \text{ kN/m}^2$

$$\Sigma G = 5,48 \text{ kN/m}^2$$

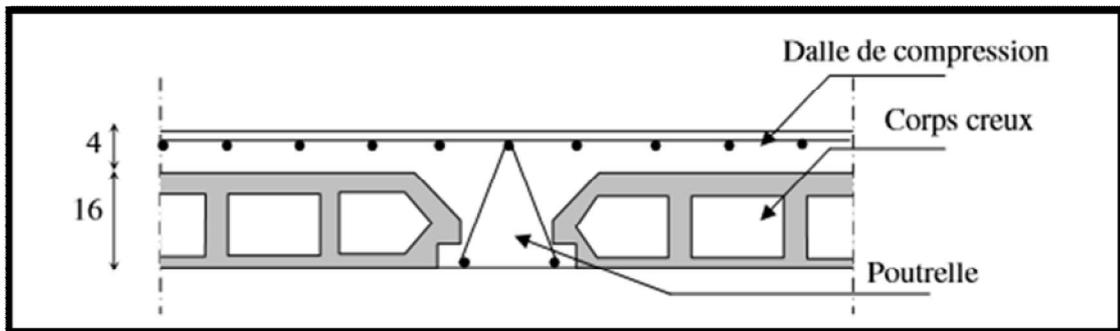


Figure 12 : Coupe verticale d'un plancher courant

Les différents poids surfaciques des planchers sont récapitulés dans le tableau suivant :

Nature du plancher		Poids surfacique kN/m ²	Charge Q kN/m ²
Plancher terrasse	Dalle à corps creux	6,48	1
Plancher courant	Dalle à corps creux	5,48	1,5

Tableau 2 : poids surfaciques des différents planchers

c/ Maçonnerie :

a-Mur extérieur à double cloison :

1. Enduit intérieur au plâtre ($e = 1,5\text{cm}$) ($\rho = 10 \text{ kN/m}^3$).....(0,015)(10) = 0,15 kN/m^2
2. Briques creux ($e = 10\text{cm}$) ($\rho = 9 \text{ kN/m}^3$)(0,1)(9) = 0,90 kN/m^2
3. L'âme d'air ($e = 5\text{cm}$) = 0 kN/m^2
4. Briques creux ($e = 15\text{cm}$)..... = 1,30 kN/m^2
5. Enduit extérieur au ciment ($e = 2\text{cm}$) ($\rho = 18 \text{ kN/m}^3$)(0,02)(18) = 0,36 kN/m^2

$$\Sigma G = 2.71 \text{ kN/m}^2$$

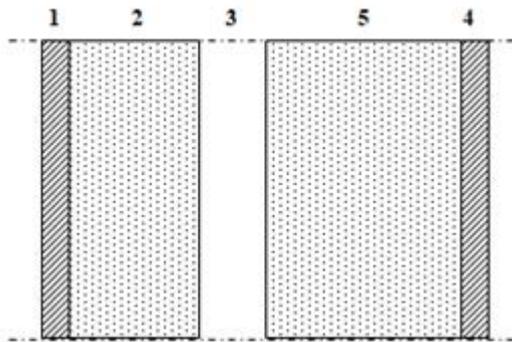


Figure 13 : constituants d'un mur extérieur

b-Mur intérieur à simple cloison :

1. Enduit au plâtre ($e = 1,5$).....(0,015) ($\rho = 10$) = 0,15 kN/m^2
2. Brique creuse ($e = 10\text{cm}$).....(0,1) (7) = 0,70 kN/m^2
3. Enduit au plâtre ($e = 1,5$).....(0,015) (10) = 0,15 kN/m^2

$$\Sigma G = 1 \text{ kN/m}^2$$

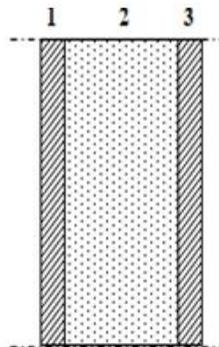


Figure 14 : constituants d'un mur intérieur

Charges d'exploitation Q:

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

- Acrotère (main courante)..... Q = 1,0 kN/m²
- Plancher terrasse (inaccessible)..... Q = 1,0 kN/m²
- Plancher courant (habitation)..... Q = 1,5 kN/m²
- Escaliers..... Q = 3.5 kN/m²
- Balcon..... Q = 2.5 kN/m²

2.2.2 les portiques:

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

2.2.3 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, elles transmettent les charges et les surcharges vers les poteaux.

On distingue deux types de poutres (principales et secondaires)

a-Pré dimensionnement des poutres (principales) :

La longueur la plus défavorable est égale à Le pré dimensionnement de la section transversale se fait selon les formules **BAEL 91**[1] et vérifier selon le règlement **RPA99** [2].

Selon le **BAEL 91** : $L=4,73\text{m}$

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$29.86 \leq h \leq 47.3 \text{ (cm)}$$

Avec : **L : la longueur de la poutre**

On choisit : $h=40\text{cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$12 \leq b \leq 28$$

On choisit : $b=30 \text{ cm}$

Vérification selon **RPA99** :

$$H \text{ cm} \geq 30$$

$$B \geq 20\text{cm}$$

$$h/b \leq 4 \quad \Longrightarrow \quad 40/30 = 1,33$$

b-Pré dimensionnement des Poutres (secondaire) :

La longueur la plus défavorable est égale à $L = 4.73$ m

Selon le BAEL91 : $L/15 \leq h \leq L/10$

$$29.86 \leq h \leq 47.3$$

On choisit : $h=40$ cm

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$12 \leq b \leq 28$$

On choisit : $b=30$ cm

Vérification selon RPA99 :

$$H \text{ cm} \geq 30$$

$$B \geq 20\text{cm}$$

$$h/b \leq 4 \quad \Longrightarrow \quad 35/25 = 1,4$$

Les conditions de RPA sont vérifiées alors on prend Poutres porteuses (30x40).

Les conditions de RPA sont vérifiées alors on prend poutre secondaires (30x40).

c/Poutre de chaînage :

Elles sont disposées dans les balcons pour supporter les charges des murs, leurs hauteurs et largeur sont données selon la condition suivante :

L max = 4.78 m

Selon la formule empirique

$$448 / 15 \leq h \leq 448/10 \quad \Longrightarrow \quad 29.86 \leq h \leq 44.8 \quad \text{On choisit : } h=40 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$12 \leq b \leq 28$$

On choisit : $b=30$ cm

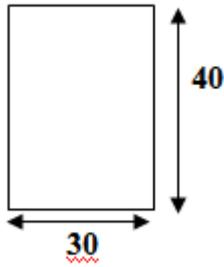
Selon RPA 99 V 2003

$H \geq 30$ cm vérifiée

$B \geq 20$ cm vérifiée

$h/b \leq 4$ vérifiée

b x h = 30 x 40



Les conditions de RPA sont vérifiées alors on prend Poutres porteuses (30x40).

Les conditions de RPA sont vérifiées alors on prend poutre secondaires (30x40).

Les conditions de RPA sont vérifiées alors on prend poutre de chainage (30x40).

2.2.4 Les Poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, les dimensions des poteaux sont déterminés par la descente des charges de poteau le plus chargé. Selon le **RPA99 (version2003)**, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone III :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement)
- Condition RPA.

D'après l'article **B.8.4.1 du BAEL 91 [1]** :

L'effort normal agissant ultime **Nu** d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$Nu \leq \alpha \times ((B_r \times (f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b)) + (A \times f_e / \gamma_s))$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

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

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : L'élancement du poteau considéré (pour les poteaux carrés il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$).

B : aire total de la section du poteau

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici on prend $f_{c28} = 25$ MPa)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend $F_e = 400$ MPa)

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

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r .

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

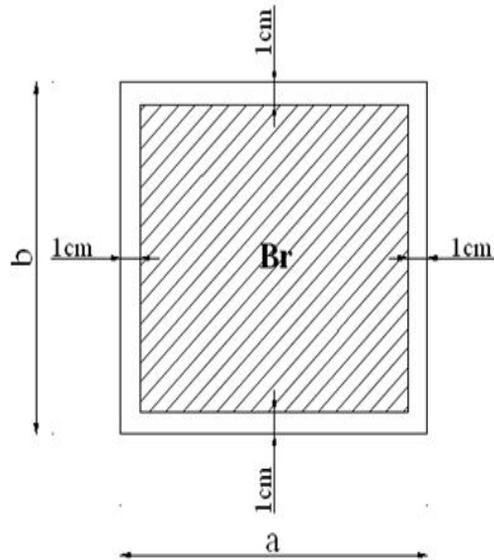


Figure 15 : section réduite du poteau

* Selon le « *BAEL 91 modifié 99* »

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

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B} = 1 \%$$

$B_r \geq 0,66 N_u$ (B_r en cm^2 et N_u en kN)

Tel que : h : Hauteur libre d'étage.

he= 3.06 m Pour le RDC

he= 3.06 m Pour l'étage courant

-- Calcul des poteaux :

Les poteaux les plus sollicités sont :

- ✓ Poteau de centre.
- ✓ Poteau de rive.
- ✓ Poteau d'angle.

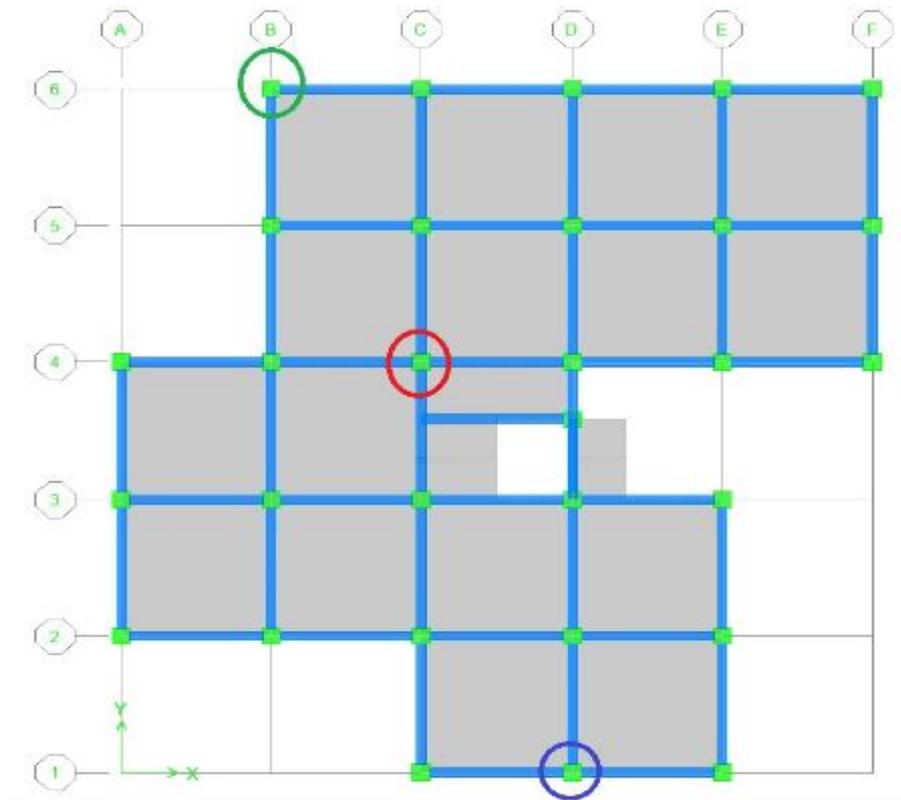
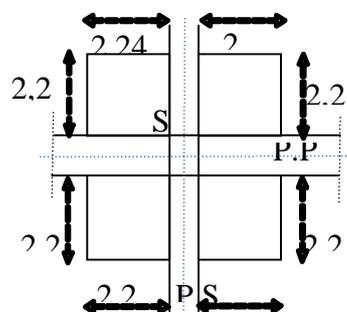


Figure 16 : vue en plan « types des poteaux »

	Poteau central
	Poteau de rive
	Poteau d'angle

a-Poteau central :



Le poteau le plus sollicité reprend une surface $S_1 = 19.80\text{m}^2$

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

✓ Niveau terrasse :

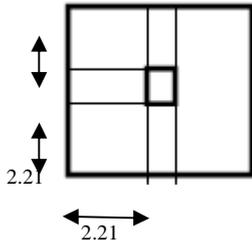
Plancher (Corp. creux) : $6.48 \times 19.80 = 128.304$ kN
 Poutre: (p.p.) : $(2.22+2.24) \times (0.3 \times 0.4) \times 25 = 13.38$ kN
 Poutre (P.S.) : $(2.22+12.22) \times (0.3 \times 0.4) \times 25 = 13.32$ kN
 Poids du poteaux..... $(3.06) \times (0,3)^2 \times 25 = 6.885$ kN
 Charge d'exploitation..... $1 \times 19.80 = 19.80$ kN

✓ Niveau Etage Courant :

Plancher (corp creux): $5.48 \times 19.80 = 108.504$ kN
 Poutre: (p.p.) : $(2.24+2.22) \times (0.3 \times 0.4) \times 25 = 13.38$ kN
 Poutre (p.s) : $(2.22+2.22) \times (0.3 \times 0.35) \times 25 = 13.32$ kN
 Poids du poteaux (etage courant)..... $(3.06) \times (0,3)^2 \times 25 = 6.885$ kN
 Poids du poteaux (RDC)..... $(3.06) \times (0,3)^2 \times 25 = 6.885$ kn
 Charge d'exploitation $1.5 \times 19.80 = 31.68$ kN

b-Poteau de rive :

Surface reprise $S_2 = 4.44 \times 2.22 = 9.86 \text{ m}^2$



✓ Niveau terrasse :

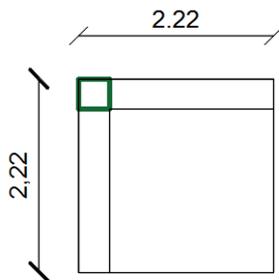
Plancher : $(6.48 \times 9.86) = 63.89$ kN
 Poids du poteaux..... $(3.06) \times (0,3)^2 \times 25 = 6.885$ kN
 Poutre: (p.p.) : $(2.24+2.22) \times (0.3 \times 0.4) \times 25 = 13.38$ kN
 Poutre : (p.s) : $(2.215 \times 2) \times (0.3 \times 0.4) \times 25 = 13.32$ kN
 Acrotère : $2.145 \times (2.22+2.2) = 9.52$ kN
 Charge d'exploitation $(1 \times 9.86) = 9.86$ kN

✓ Niveau étage courant

Plancher (Corp. creux) : $(5.48 \times 9.86) = 54.03$ kN
 Poutre (p.p.) : $(2.24+2.22) \times (0.3 \times 0.4) \times 25 = 13.38$ kN
 Poutre (p.s) : $(2.215 \times 2) \times (0.3 \times 0.4) \times 25 = 13.32$ kN
 Poids du poteaux (étage courant)..... $(3.06) \times (0,3)^2 \times 25 = 6.885$ kN

Poids du poteaux (RDC)..... $(3.06) \times (0,3)^2 \times 25 = 6.885 \text{ kN}$
 Les murs extérieurs (h=3.06m) :..... $2.71 \times (2.215+2.215) \times 2.89 = 36.73 \text{ KN}$ Charge
 d'exploitation $(1,5 \times 9.86) = 14.79 \text{ kN}$

c-Poteau d angle :



Surface reprise $S_3 = 2.215 \times 2.215 = 4.90 \text{ m}^2$

✓ **Niveau terrasse**

Plancher : $(6.48 \times 4.90) = 31.75 \text{ kN}$
 Poutre: (p.p) : $(2.21) \times (0.3 \times 0.4) \times 25 = 6.63 \text{ kN}$
 Poutre: (p.s) : $(2.21) \times (0.3 \times 0.4) \times 25 = 6.63 \text{ kN}$
 Poids du poteaux..... $(3.06) \times (0,3)^2 \times 25 = 6.885 \text{ kN}$
 Acrotère..... $2.145 \times (2.21+2.21) = 9.48 \text{ kN}$
 Charge d'exploitation:..... $(1 \times 4.88) = 4.88 \text{ kN}$

✓ **Niveau étage courant**

Plancher (corp creux) : $(5.48 \times 4.88) = 26.74 \text{ kN}$
 Les murs extérieurs (h=3..... $2.71 \times (2.21+2.21) \times 3.06 = 36.73 \text{ kN}$
 Poutre (p.p) : $(2.21) \times (0.3 \times 0.4) \times 25 = 6.63 \text{ kN}$
 Poutre (p.s) : $(2.21) \times (0.3 \times 0.35) \times 25 = 6.63 \text{ kN}$
 Poids du poteau(étage courant)..... $(3.06) \times (0,3)^2 \times 25 = 6.885 \text{ KN}$
 Poids du poteau(RDC)..... $(3.06) \times (0,3)^2 \times 25 = 6.885 \text{ KN}$
 Surcharges :..... $(1.5 \times 4.90) = 7.35 \text{ kN}$

d-Dégression des charges d'exploitations :

lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages ;la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

<i>Niveau des planchers</i>	<i>Surcharge</i>	
<i>P9</i>	Q_0	Q_0
<i>P8</i>	Q_1	$Q_0 + Q_1$
<i>P7</i>	Q_2	$Q_0 + 0.95 (2 Q_1)$
<i>P6</i>	Q_3	$Q_0 + 0.90 (3 Q_1)$
<i>P5</i>	Q_4	$Q_0 + 0.85 (4 Q_1)$
<i>P4</i>	Q_5	$Q_0 + 0.80 (5 Q_1)$
<i>P3</i>	Q_6	$Q_0 + 0.75 (6 Q_1)$
<i>P2</i>	Q_7	$Q_0 + 0.714 (7 Q_1)$
<i>P1</i>	Q_8	$Q_0 + 0.69 (8 Q_1)$
<i>RDC</i>	Q_9	$Q_0 + 0.67 (9 Q_1)$

Tableau 3 : Dégression des surcharges des charges d'exploitations

e- Choix des sections des poteaux centraux

<i>Niveaux</i>	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	$a=b$ (cm)	RPA (cm ²)	Le <i>choix</i>	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	<i>Obs.</i>
<i>P9</i>	161.889	19.68	248.07	163.72	14.80	30×30	30×30	181..57	0.20	OK
<i>P8</i>	303.778	39.48	469.32	309.75	19.60	30×30	30×30	343.26	0.38	OK
<i>P7</i>	445.4	57.30	687.24	453.58	23.30	30×30	30×30	502.7	0.56	OK
<i>P6</i>	587.36	73.14	902.65	595.75	26.41	30×30	30×30	860.5	0.96	OK
<i>P5</i>	729.32	87	1115.882	735.95	29.13	30×30	30×30	816.32	0.91	OK
<i>P4</i>	871.28	98.88	1223.55	808.20	30.43	30×30	35×35	970.16	0.79	OK
<i>P3</i>	1013.24	108.78	1531.044	874.20	31.57	30×30	35×35	1122.02	0.92	OK
<i>P2</i>	1155.2	118.08	1736.64	1146.18	35.86	30×30	40×40	1273.28	0.80	OK
<i>P1</i>	1297.16	128.98	1944.64	1283.46	37.83	30×30	40×40	1426.14	0.70	OK
<i>RDC</i>	1439.12	139.07	2151.42	1419.94	39.68	30×30	45×45	2078.19	1.03	OK

Tableau 4 : Choix des sections des poteaux centraux.

Avec :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = axb)$$

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

f-Choix des sections des poteaux de rives :

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	$a=b$ (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Obs.
P9	106.99	9.68	159.227	105.089	12.25	30×30	30×30	116.85	0.13	OK
P8	231.332	24.65	349.273	230.520	17.85	30×30	30×30	255.982	0.28	OK
P7	355.674	37.961	537.101	354.486	20.82	30×30	30×30	393.635	0.44	OK
P6	480.016	49.793	722.711	476.989	23.84	30×30	30×30	529.809	0.59	OK
P5	604.358	60.146	906.102	598.027	26.45	30×30	30×30	664.504	0.74	OK
P4	728.7	69.02	1087.275	717.601	28.78	30×30	30×30	797.72	0.89	OK
P3	853.042	76.415	1266.229	835.711	30.91	30×30	35×35	929.457	0.76	OK
P2	977.384	83.78	1591.746	1050.55	34.41	30×30	35×35	1061.164	0.87	OK
P1	1101.726	91.5	1624.580	1072.22	34.74	30×30	40×40	1193.226	0.75	OK
RDCI	1226.068	99.043	1803.75	1190.48	36.50	30×30	40×40	1325.11	0.20	OK

Tableau 5 : Choix des sections des poteaux de rives.

g) Choix des sections des poteaux d'angle :

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	$a=b$ (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Obs.
P9	61.73	4.90	90.69	59.86	9.73	30×30	30×30	66.63	0.074	OK
P8	83.61	12.25	131.25	86.63	11.31	30×30	30×30	95.86	0.11	OK
P7	105.86	18.88	171.23	113.01	12.63	30×30	30×30	124.71	0.14	OK
P6	128.11	24.77	210.10	138.67	13.78	30×30	30×30	152.88	0.17	OK
P5	150.36	29.92	247.85	163.58	14.79	30×30	30×30	180.28	0.20	OK
P4	172.61	34.34	284.53	187.79	15.70	30×30	30×30	206.95	0.23	OK
P3	194.86	38.02	321.59	212.25	16.57	30×30	30×30	232.88	0.26	OK
P2	217.11	41.68	355.62	234.71	17.32	30×30	30×30	258.79	0.29	OK
P1	239.36	45.53	391.43	258.34	18.07	30×30	30×30	284.89	0.32	OK
RDCI	261.61	49.28	427.09	285.88	18.80	30×30	30×30	310.89	0.35	OK

Tableau 6 : Choix des sections des poteaux d'angle

h) Choix des sections des poteaux :

Pour 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.

Etages	Sections carrées (a×b)cm²
9^{eme}	30×30
8^{eme}	30×30
7^{eme}	30×30
6^{eme}	30×30
5^{eme}	30×30
4^{eme}	35×35
3^{eme}	35×35
2^{eme}	40×40
1^{er}	40×40
RDC	45×45

Tableau 7 : Choix des sections des poteaux

2.2.5 Les Voiles :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4 a$.
Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

Avec :

l : Longueur du voile.

e : Épaisseur du voile.

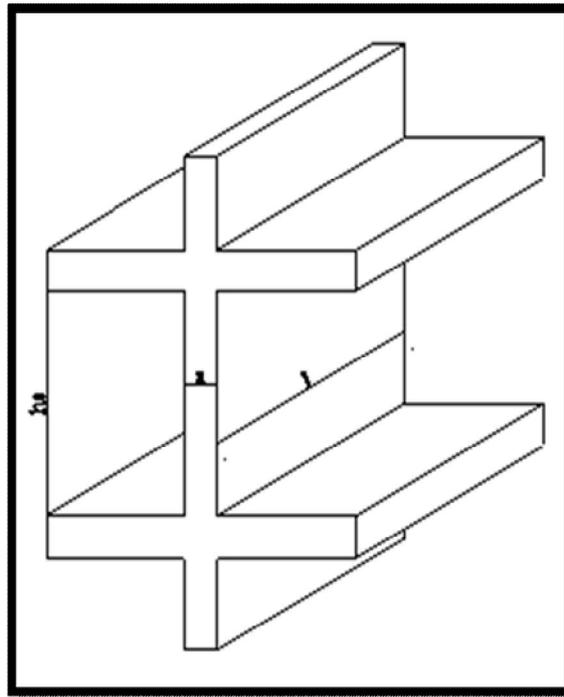


Figure 17 : Coupe De Voile En Elévation

D'après le "RPA 99 version 2003" [2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " h_e " et les conditions Rigidité aux extrémités.

On a :

$$h_e = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m} \longrightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = 13.3 \text{ cm}$$

D'après le "RPA 99 version 2003" [2] : $e_{min} = 15 \text{ cm}$

On prend :

$$e = 15 \text{ cm.}$$

CHAPITRE 3 :CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1 Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement "*BAEL 91 modifié 99*" en respectant le règlement parasismique Algérien "*RPA 99 version 2003*"

3.2 ACROTÈRE :

3.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes

contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

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

- Largeur $b=100\text{ cm}$
- Hauteur $H=60\text{ cm}$
- Epaisseur $e=10\text{ cm}$

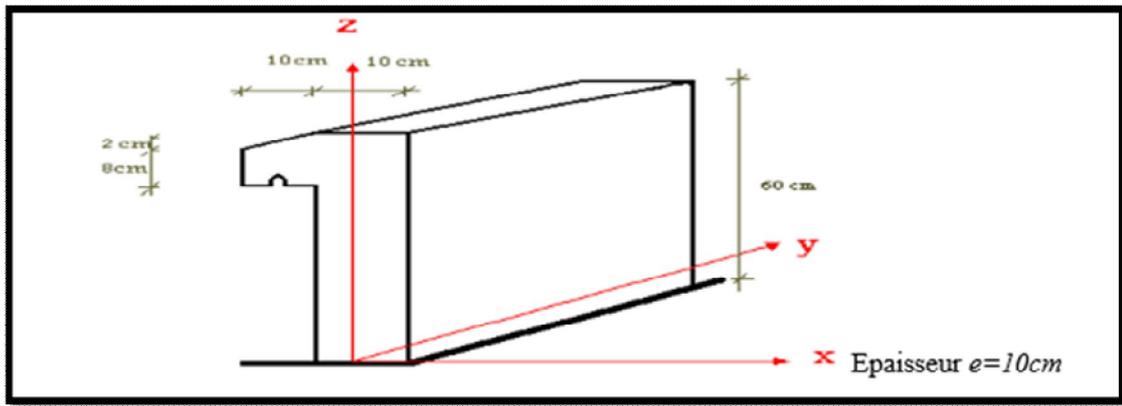


Figure 18 : Dimensions de l'acrotère

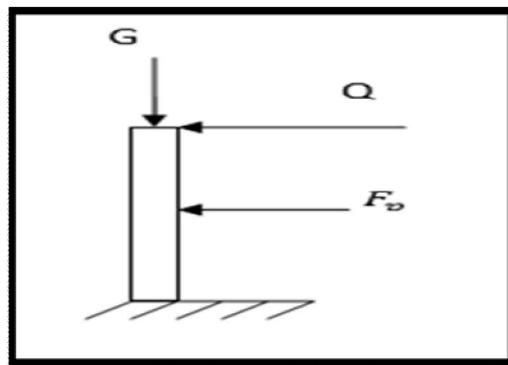


Figure 19 : coupe transversale de l'acrotère

3.2.2 Evaluation des charges :

a-Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

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

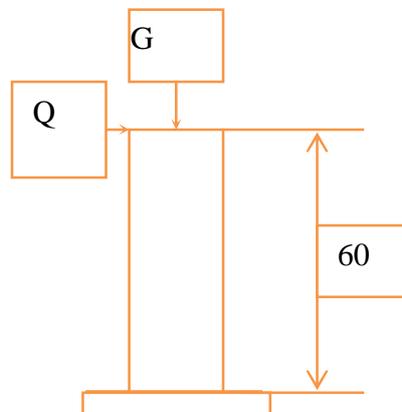


Figure 20 : Schéma statique de l'acrotère

➤ Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \cdot xS = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN / ml}$$

➤ Revêtement en ciment (e=2cm ; $\rho=14\text{kN/m}^3$) :

$$G = \rho_{ci} \cdot e \cdot xP_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 \times 2 + 30) \times 10^{-2} = 0,42 \text{ kN / ml}$$

$$\mathbf{G=2,145\text{kN/ml}}$$

b- Charge d'exploitation :

- $Q=1,00\text{kN/ml}$ (main courante).
- L'action des forces horizontales (F_p) :

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4AC_pW_p$ [2]

Avec :

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

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

W_p : Poids de l'acrotère =2,145kN.

$$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,145=1,716\text{kN}.$$

$$Q_u=\text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,716\text{kN} \\ 1,5Q = 1,5\text{kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = F_p = 1,716\text{kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$\mathbf{G=2,145 \text{ kN/ml et } Q=1,716 \text{ KN/ml}}$$

3.2.3 Calcul Des Efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u=1,35G=2,896 \text{ kN}$$

$$M_u=1,5Q_h h=1,544 \text{ kNm}$$

$$T_u=1,5Q_h=2,574 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$N_{ser}=G=2,145 \text{ kN}$$

$$M_{ser}=Q_h h=1,03\text{kNm}$$

$$T_{ser}=Q_h=1,716\text{kN}$$

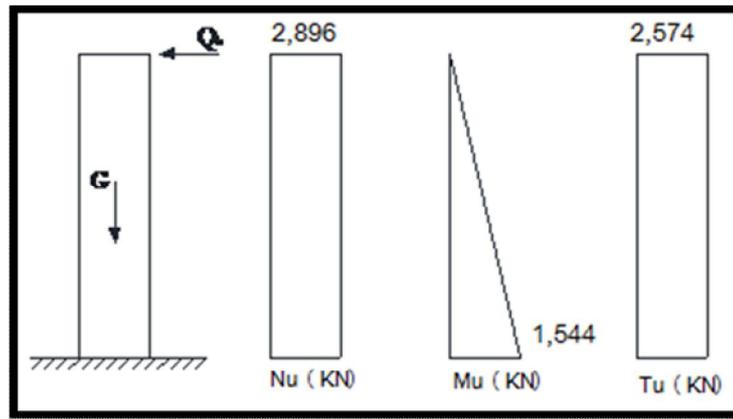


Figure 21 : Diagrammes des efforts à l'ELU

3.2.4 Ferrailage De L'acrotère:

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2,5\text{cm}$; $F_e=500\text{MPa}$.

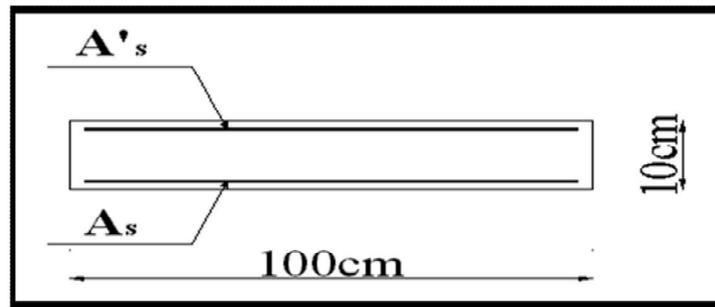


Figure 22 : Coupe horizontale d'un acrotère.

- Calcul de l'excentricité:

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,69}{3,01} = 56,15 \cdot \text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

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

- Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,78\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,019$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,92 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,019 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 51,66 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 44,74 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,45 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

3.2.5 Vérification De La Section D'acier :

Selon BAEL 91 MODIFIE 99 [3]

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

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

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,77 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour 5T8 = 2,51 cm²

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

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$t \leq \min \{ 2\phi ; 25 \}$$

$$S_t \leq \min \{ 20 ; 25 \} \quad \rightarrow \quad \text{on prend: } S_t = 20 \text{ cm}$$

3.2.6 Armatures De Répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,627 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T8=2.01cm² avec un espacement $S_t = \frac{60-5}{2} \approx 27.5cm$

On prend : St=25cm

3.2.7 Vérification À L'E.L.S:

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 50.40cm$$

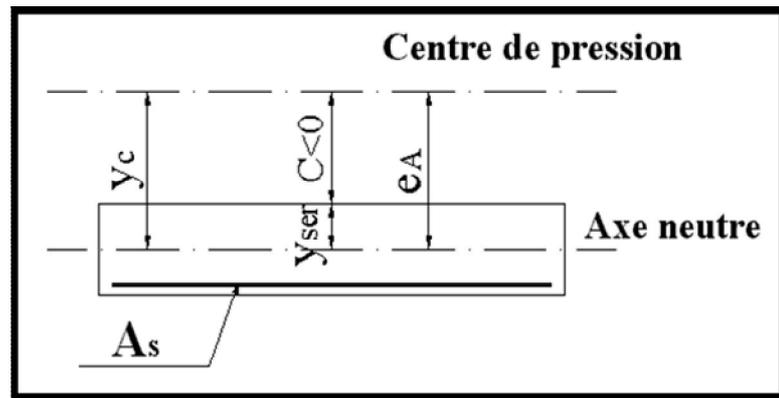


Figure 23 : position de centre de pression

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.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 53.4cm \Rightarrow C = -45.4cm \quad (C < 0)$$

D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [3], on doit donc résoudre l'équation suivante :

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

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

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -6062,85 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 180171,65 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -3.59.10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 89.91$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -89,81cm$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 48.58cm$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 41.23cm$$

La solution qui convient est : $y_c=48,58cm$

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

$$0 < y_{ser} = 48,58 - 45,4 = 3,18 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3,18cm \\ y_c = 48.58cm \end{cases}$$

• Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 1946,61cm^4 \quad ; \quad n = 15$$

• Vérification des contraintes :

a-Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,23.10^3 \times 48.58.10}{1946,61.10^4}\right) \times 31,3 = 1,77MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b-Contraintes de l'acier :

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; \text{Max}(0,5 fe; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right) = 250MPa \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 40.24MPa < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 9.85MPa < \bar{\sigma}'_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

3.2.8 Vérification De L'effort Tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{2,81.10^3}{80.10^3} = 0,035MPa < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

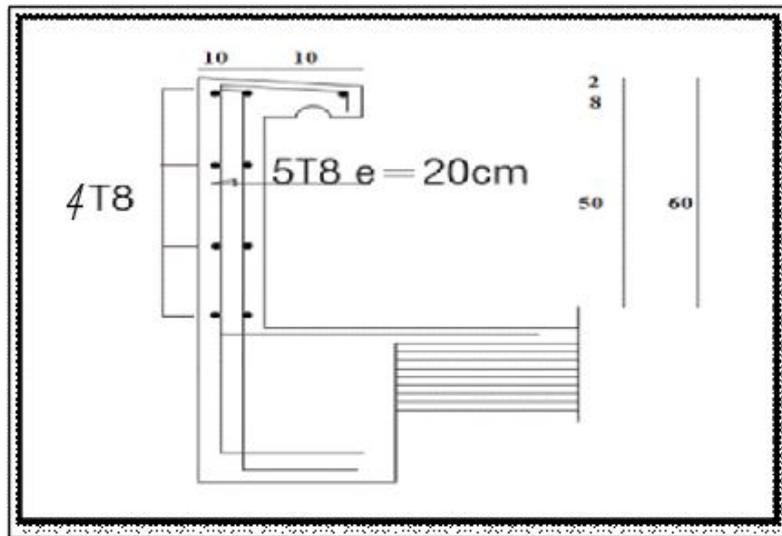


Figure 24 : schéma de ferrailage de l'acrotère

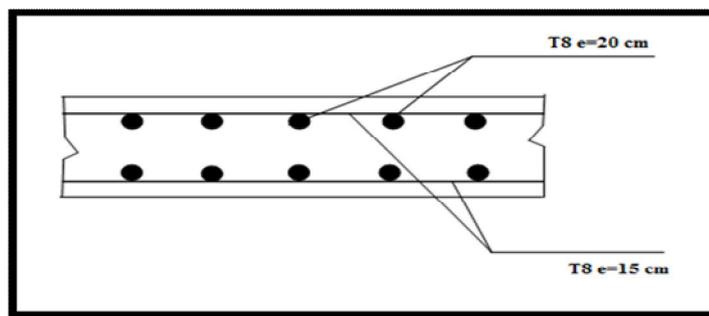


Figure 25 : ferrailage de l'acrotère

Étude des planchers :

Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont un rôle important dans la structure :

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

Dans notre structure, on a deux type de plancher :

- Plancher corps creux
- Dalle pleine.

3.3 Plancher à corps creux :

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **21cm**

Calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle.
- La table de compression

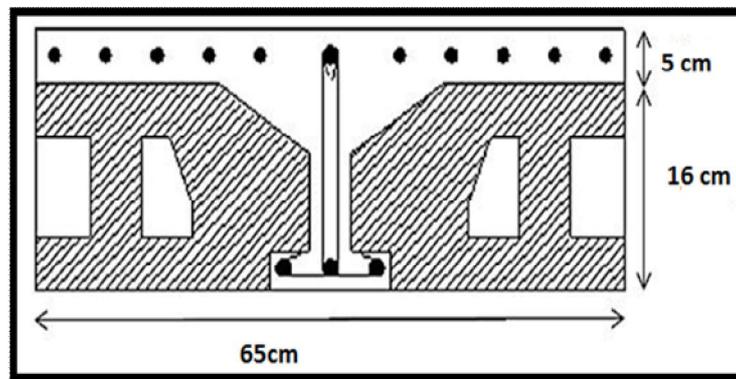


Figure 26 : Coupe du plancher en corps creux

✓ Pré dimensionnement des poutrelles :

Notre bâtiment comporte deux type de planchers constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 21 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

a-Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas : $L_{\max} = 4.78 \text{ m}$) et distancées par la largeur d'un corps creux (entrevous). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastree aux poutres de rives Pour notre bâtiment on a deux (03) types de poutrelle :

- Poutrelle à 05travées.
- Poutrelle à 04travées.
- Poutrelle à 02 travées.

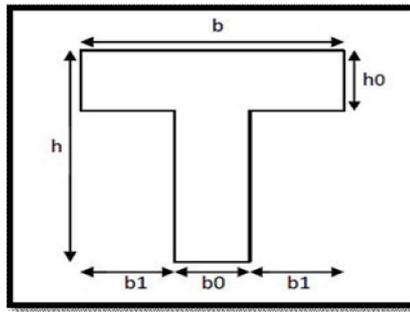


Figure 27 : Dimensions Poutrelle

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

➤ Moment sur appuis :

- $M=0,2M_0$appuis de rive
- $M=0,6M_0$pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M=0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

b-Dimensions des poutrelles :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher. « 21 cm »

h_0 : Hauteur de la dalle de compression. « 5cm »

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$$

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4 ; 0,6) \times h = (8,4 ; 12,6) \text{ cm.}$$

Soit : $b_0=12 \text{ cm}$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \implies b \leq 2 \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$L_y = 478 - 30 = 448 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{53}{2}, \frac{448}{10}\right) = 26.5 \text{ cm} \implies b = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$

c. Les Différents types des poutrelles :

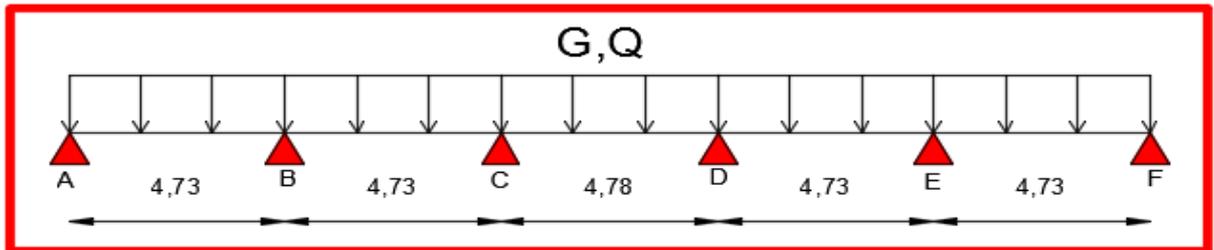


Figure 28 : Type 1 cinq travées

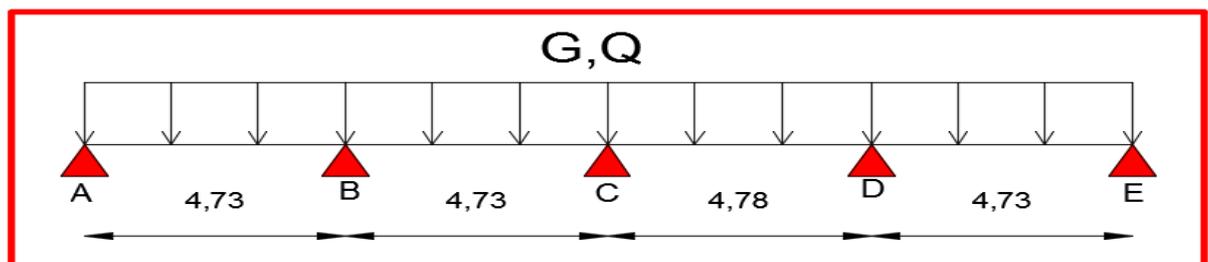


Figure 29 : Type 2 quatre travées

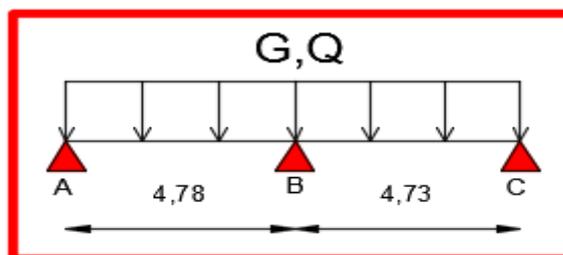


Figure 30 : Type deux travées.

d. Calcul Des Poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ✓ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ✓ Après le coulage de la table de compression

d.1. 1^{ère} étape de calcul (avant coulage) :

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Le corps creux.
- ✓ La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$.

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode suivante :

d.1.1.Évaluation des charges et surcharges :

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnes sur chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant iso statiquement. (On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).

- poids propre de poutrelle : $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$
 - poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,21 \times 14 = 1,911 \text{ kN/ml}$
-
- G = 2.061kN/ml**
- Surcharge d'exploitation du chantier : $1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$ $Q = 0,65 \text{ kN/ml}$

d.1.2.Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3.696 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 2.711 \text{ kN/ml}$$

d.1.3. Calcul des moments : L=4.78m (la plus grande travée)

$$M_u = \frac{q l^2}{8} = \frac{3.696 \times 4.78^2}{8} = 10.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q l^2}{8} = \frac{2.711 \times 4.78^2}{8} = 7.74 \text{ KN.m}$$

d.1.4.Ferraillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U $M_u = 10.55 \text{ kNm}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 4.50 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = 3.06 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

$$\mu = \frac{10.55 \times 10^6}{120 \times (45)^2 \times 120} = 3.06$$

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 étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

d.2.2^{ème} étape : 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 poutrelle en "Té"

d.2.1. Evaluation des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

Plancher terrasse :

Charge permanente : $G=6.48*0.65=4.21$ KN/ml

Charge d'exploitation : $Q=1*0.65=0.65$ KN/ml

Plancher courant :

Charge permanente : $G=5.48*0.65= 3.79$ KN/ml

Charge d'exploitation : $Q=1.5*0.65=0.975$ KN/ml

d.2.2. Combinaison des charges :

Plancher terrasse :

ELU : $q_u=1.35G+1.5Q=6.66$ KN/ml

ELS : $q_s=G+Q=4.86$ KN/ml

Plancher courant :

ELU : $q_u=1.35G+1.5Q=6.587$ KN/ml

ELS : $q_s=G+Q=4.76$ KN/ml

Conclusion : le plancher terrasse est le plus sollicité

d.2.3. Calcul des efforts internes :

d.2.3.1. La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25

- La fissuration est peu nuisible.

Exposé de la méthode :

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$1) M_t + \frac{M_\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \left[\begin{array}{l} 1.05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{array} \right]$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \left[\begin{array}{l} \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ Si la travée est de rive} \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ Si la travée est intermédiaire} \end{array} \right]$$

Pour les appuis:

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

- $M=0,2M_0$appuis de rive
- $M=0,6M_0$pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M=0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

➤ Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

$$M_0 : \text{Moment isostatique} = \frac{PL^2}{8} \text{ (kN.m)}$$

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Remarque :

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

a. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1) $Q = 0.65\text{KN/ml}$ $2G=2*4.21 = 8.42 \text{ KN/ml}$
 $0.65\text{KN/ml} \leq (8.42 \text{ KN/ml} ; 5\text{KN/ml})$ CV

2) Calcul des sollicitations :

a) L'inertie est constante pour toutes les travées. CV

$$0,8 < \left(\frac{L_{AB}}{L_{BC}}\right) < 1,25 \longrightarrow 0,8 < 1 < 1,25 \quad (\text{C.V})$$

$$0,8 < \left(\frac{L_{BC}}{L_{CD}}\right) < 1,25 \longrightarrow 0,8 < 0,99 < 1,25 \quad (\text{C.V})$$

$$0,8 < \left(\frac{L_{CD}}{L_{DE}}\right) < 1,25 \longrightarrow 0,8 < 1,01 < 1,25 \quad (\text{C.V})$$

$$0,8 < \left(\frac{L_{DE}}{L_{EF}}\right) < 1,25 \longrightarrow 0,8 < 1 < 1,25 \quad (\text{C.V})$$

3) La fissuration est peu nuisible C.V

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

b. Calcul des moments et l'effort tranchant :

$$\alpha = \frac{0.65}{4.21+0.65} = 0.134$$

b.1.Type 1 : poutrelle a cinq travées :

ELU : $q_u=1.35G+1.5Q=6.66\text{KN/ml}$

ELS : $q_s=G+Q=4.68\text{KN/ml}$

ELU :

$$M_o \text{ AB} = M_o \text{ BC} = \mathbf{M_oDE} = \mathbf{M_oEF} = \frac{q l^2}{8} = \frac{6.66 * 4.78^2}{8} = 18.62 \text{ KN.m}$$

$$M_o \text{ CD} = \frac{q l^2}{8} = \frac{6.66 * 4.78^2}{8} = 19.02 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$M_a = M_f = 0.2 \text{ KN.m}$

$M_a = 0.2 * M_o \text{ AB} = 3.72 \text{ KN.m}$

$M_f = 0.2 * M_o \text{ EF} = 3.72 \text{ KN.m}$

$M_b = 0.5 * \text{Max} \begin{cases} \mathbf{M_oAB} \\ \mathbf{M_oBC} \end{cases} = 0.5 * 18.62 = 9.31 \text{ KN.m}$

$M_c = 0.4 * \text{Max} \begin{cases} \mathbf{M_oBC} \\ \mathbf{M_oCD} \end{cases} = 0.4 * 19.02 = 7.608 \text{ KN.m}$

$$M_d = 0.4 * M_o CD = \begin{cases} M_o CD \\ M_o DE \end{cases} = 0.4 * 19.02 = 7.608 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0.5 * \text{Max} = \begin{cases} M_o ED \\ M_o EF \end{cases} = 0.5 * 18.62 = 9.31 \text{ KN.m}$$

En travées :

On utilise 1 et 2.1 pour AB et EF (travée de Rive) :

Travée AB :

$$1) M_t AB \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 18.62 \\ ((1 + 0.3 * 0.134) * 18.62 - \frac{3.72 + 9.31}{2}) \end{array} \right. = \begin{cases} 13.04 \\ 12.85 \end{cases}$$

$$2.1) M_t AB \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.134}{2} * 18.62 = 11.54$$

Mt AB = 13.04 KN.m

Travée EF:

$$1) M_t EF \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 18.62 \\ ((1 + 0.3 * 0.134) * 18.62 - \frac{9.31 + 3.72}{2}) \end{array} \right. = \begin{cases} 13.04 \\ 12.85 \end{cases}$$

$$2.1) M_t EF \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.134}{2} * 18.62 = 11.54$$

Mt EF = 13.04 KN.m

Travée BC :

$$1) M_t BC \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 18.62 \\ ((1 + 0.3 * 0.134) * 18.62 - \frac{9.31 + 7.608}{2}) \end{array} \right. = \begin{cases} 11.09 \\ 10.90 \end{cases}$$

$$2.2) M_t BC \geq \frac{1 + 0.3 * 0.134}{2} * 18.62 = 9.68$$

Mt BC = 11.09 KN.m

Travée CD :

$$1// M_t CD \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 19.02 \\ ((1 + 0.3 * 0.134) * 19.02 - \frac{7.608 + 7.608}{2}) \end{array} \right. = \begin{cases} 12.36 \\ 12.17 \end{cases}$$

$$1.1// M_t CD \geq \frac{1 + 0.3 * 0.134}{2} * 19.02 = 9.89$$

Mt CD = 12.36 KN.m

Travée DE :

$$2// M_t DE \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 18.62 \\ ((1 + 0.3 * 0.134) * 18.62 - \frac{7.608 + 9.31}{2}) \end{array} \right. = \begin{cases} 11.09 \\ 10.90 \end{cases}$$

$$2.1 // M_t BC \geq \frac{1+0.3*0.134}{2} * 18.62 = 9.68$$

$$M_t BC = 11.09 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_o AB = M_o BC = \mathbf{M_o DE} = \mathbf{M_o EF} = \frac{q l^2}{8} = \frac{4.86*4.73^2}{8} = 13.59 \text{ KN.m}$$

$$M_o CD = \frac{q l^2}{8} = \frac{4.86*4.78^2}{8} = 13.88 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = M_f = 0.2 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.2 * M_o AB = 0.2 * 13.59 = 2.72 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.2 * M_o EF = 0.2 * 13.59 = 2.72 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0.5 * \text{Max} \begin{cases} \mathbf{M_o AB} \\ \mathbf{M_o BC} \end{cases} = 0.5 * 13.59 = 6.80 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0.4 * \text{Max} \begin{cases} \mathbf{M_o BC} \\ \mathbf{M_o CD} \end{cases} = 0.4 * 13.88 = 5.55 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.4 * \begin{cases} \mathbf{M_o CD} \\ \mathbf{M_o DE} \end{cases} = 0.4 * 13.88 = 5.55 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0.5 * \text{Max} \begin{cases} \mathbf{M_o DE} \\ \mathbf{M_o EF} \end{cases} = 0.5 * 13.59 = 6.80 \text{ KN.m}$$

En travées :

On utilise 1 et 2.1 pour AB et EF (travée de Rive) :

Travée AB :

$$1) M_t AB \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{1.05 * 13.59} \\ \mathbf{(1 + 0.3 * 0.134) * 13.59} - \frac{2.72+6.8}{2} \end{array} \right. = \begin{cases} \mathbf{9.51} \\ \mathbf{9.37} \end{cases}$$

$$2.1) M_t AB \geq \frac{1.2+0.3*0.134}{2} * 13.59 = 8.43$$

$$M_t AB = 9.51 \text{ N.m}$$

Travée EF :

$$1) M_t EF \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{1.05 * 13.59} \\ \mathbf{(1 + 0.3 * 0.134) * 13.59} - \frac{6.8+2.72}{2} \end{array} \right. = \begin{cases} \mathbf{9.51} \\ \mathbf{9.37} \end{cases}$$

$$2.1) M_t EF \geq \frac{1.2+0.3*0.139}{2} * 9.334 = 8.43$$

$$M_t DE = 9.51 \text{ KN.m}$$

On utilise 1 et 2.2 pour BC et CD (travée intermédiaire) :

Travée BC :

$$1) M_t BC \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 13.59 \\ (1 + 0.3 * 0.134) * 13.59 - \frac{6.8 + 5.55}{2} \end{array} \right. = \begin{cases} 8.09 \\ 7.96 \end{cases}$$

$$2.2) M_t BC \geq \frac{1 + 0.3 * 0.134}{2} * 13.59 = 7.06$$

Mt BC = 8.09 KN.m

Travée CD:

$$2) M_t CD \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 13.88 \\ (1 + 0.3 * 0.134) * 13.88 - \frac{5.55 + 5.55}{2} \end{array} \right. = \begin{cases} 9.02 \\ 8.89 \end{cases}$$

$$2.2) M_t CD \geq \frac{1 + 0.3 * 0.134}{2} * 13.88 = 7.22$$

Mt CD = 8.09 KN.m

Travée DE :

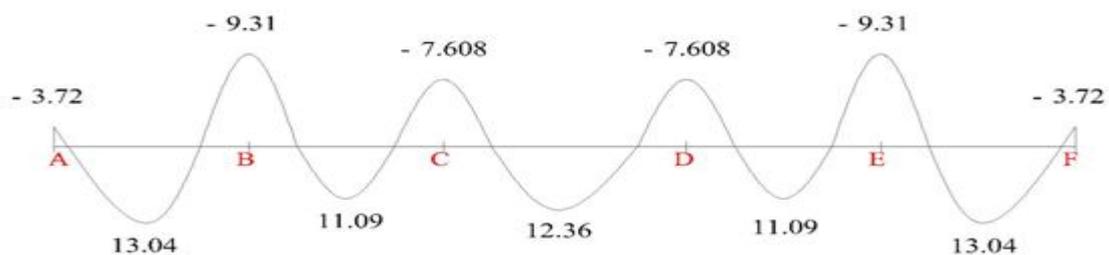
$$3) M_t DE \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 13.59 \\ (1 + 0.3 * 0.134) * 13.59 - \frac{5.55 + 6.8}{2} \end{array} \right. = \begin{cases} 8.09 \\ 7.95 \end{cases}$$

$$2.2) M_t DE \geq \frac{1 + 0.3 * 0.134}{2} * 13.59 = 7.06$$

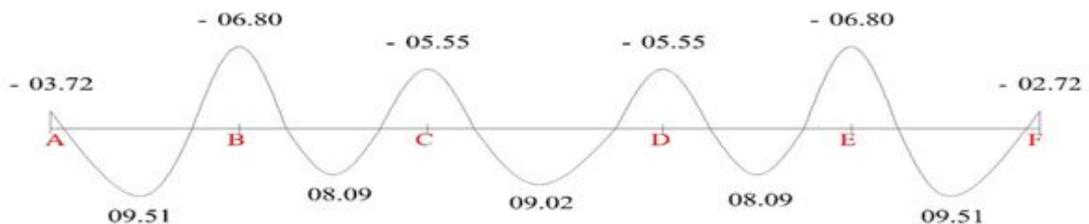
Mt BC = 8.09 KN.m

b.1.1. Diagrammes des moments :

ELU :

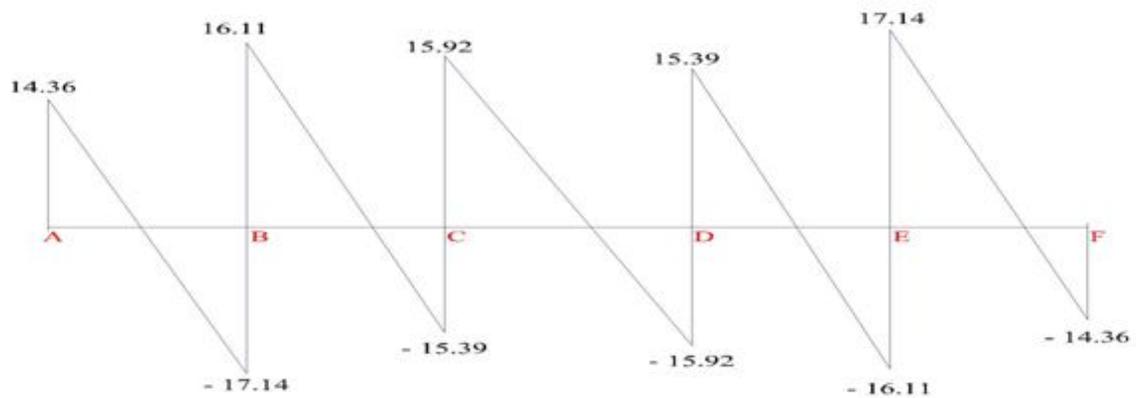


ELS :



b.1.2. Diagrammes d'Effort tranchant :

ELU :



Travée AB :

$$T_w = \frac{6.66 \cdot 4.73}{2} + \frac{2.72 - 9.31}{4.73} = 14.36 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{6.66 \cdot 4.73}{2} + \frac{2.72 - 9.31}{4.73} = -17.14 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_w = \frac{6.66 \cdot 4.73}{2} + \frac{9.31 - 7.608}{3.54.73} = 16.11 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{6.66 \cdot 4.73}{2} + \frac{9.31 - 7.608}{3.5} = -15.39 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_w = \frac{6.66 \cdot 4.73}{2} + \frac{7.608 - 7.608}{4.73} = 15.92 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{6.66 \cdot 4.73}{2} + \frac{7.608 - 7.608}{4.73} = -15.92 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_w = \frac{6.66 \cdot 4.73}{2} + \frac{7.608 - 9.31}{4.73} = 15.39 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{6.66 \cdot 4.73}{2} + \frac{7.608 - 9.31}{4.73} = -16.11 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_w = \frac{6.66 \cdot 4.73}{2} + \frac{9.31 - 2.72}{4.73} = 17.14 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{6.66 \cdot 4.73}{2} + \frac{9.31 - 2.72}{4.73} = -14.36 \text{ KN}$$

b.2.Type 2.1 : poutrelle a quatre travées :

On utilise 1 et 2.1 pour AB et DE(travées de Rive) :

ELU :

$$M_o \text{ AB} = M_o \text{ BC} = M_o \text{ DE} = \frac{q l^2}{8} = \frac{6.66 \cdot 4.73^2}{8} = 18.62 \text{ KN.m}$$

$$M_o \text{ CD} = \frac{q l^2}{8} = \frac{6.66 \cdot 4.73^2}{8} = 19.02 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = M_e = 0.2 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.2 * M_o \text{ AB} = 3.72 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0.2 * M_o \text{ EF} = 3.72 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0.5 * \text{Max} \begin{cases} M_o \text{ AB} \\ M_o \text{ BC} \end{cases} = 0.5 * 18.62 = 9.31 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0.4 * \text{Max} \begin{cases} M_o \text{ BC} \\ M_o \text{ CD} \end{cases} = 0.4 * 19.02 = 7.608 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.5 * M_o \text{ CD} = \begin{cases} M_o \text{ CD} \\ M_o \text{ DE} \end{cases} = 0.5 * 19.02 = 7.608 \text{ KN.m}$$

En travées :

On utilise 1 et 2.1 pour AB et DE (travée de Rive) :

Travée AB :

$$2) M_t \text{ AB} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 18.62 \\ ((1 + 0.3 * 0.134) * 18.62 - \frac{3.72 + 9.31}{2}) \end{array} \right. = \begin{cases} 13.04 \\ 12.85 \end{cases}$$

$$2.1) M_t \text{ AB} \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.134}{2} * 18.62 = 11.54$$

$$M_t \text{ AB} = 13.04 \text{ KN.m}$$

Travée DE:

$$2) \text{ Mt DE} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 18.62 \\ ((1 + 0.3 * 0.134) * 18.62 - \frac{3.72+7.608}{2}) \end{array} \right. = \begin{cases} 13.89 \\ 13.70 \end{cases}$$

$$2.1) \text{ Mt DE} \geq \frac{1.2+0.3*0.134}{2} * 18.62 = 11.54$$

Mt DE =13.89 KN.m

On utilise 1 et 2.2 pour BC et CD (travée intermédiaire) :

Travée BC :

$$1) \text{ Mt BC} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 18.62 \\ ((1 + 0.3 * 0.134) * 18.62 - \frac{7.608+9.31}{2}) \end{array} \right. = \begin{cases} 11.09 \\ 12.85 \end{cases}$$

$$2.2) \text{ Mt BC} \geq \frac{1+0.3*0.134}{2} * 18.62 = 9.68$$

Mt BC =12.85KN.m

Travée CD :

$$4) \text{ Mt CD} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 19.02 \\ ((1 + 0.3 * 0.134) * 19.02 - \frac{7.608+7.608}{2}) \end{array} \right. = \begin{cases} 12.36 \\ 12.17 \end{cases}$$

$$2.2) \text{ Mt CD} \geq \frac{1+0.3*0.134}{2} * 19.02 = 9.89$$

Mt CD =12.36 KN.m

ELS

$$\text{Mo AB} = \text{Mo BC} = \text{Mo DE} = \frac{q l^2}{8} = \frac{4.86 * 4.73^2}{8} = 13.59 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mo CD} = \frac{q l^2}{8} = \frac{4.86 * 4.78^2}{8} = 13.88 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$\text{Ma} = \text{Me} = 0.2 \text{ KN.m}$$

$$\text{Ma} = 0.2 * \text{Mo AB} = 0.2 * 13.59 = 2.72 \text{ KN.m}$$

$$\text{Me} = 0.2 * \text{Mo EF} = 0.2 * 13.59 = 2.72 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mb} = 0.5 * \text{Max} \begin{cases} \text{MoAB} \\ \text{MoBC} \end{cases} = 0.5 * 13.59 = 6.80 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mc} = 0.4 * \text{Max} \begin{cases} \text{MoBC} \\ \text{MoCD} \end{cases} = 0.4 * 13.88 = 5.55 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.5 * \frac{M_{oCD}}{M_{oDE}} = 0.5 * 13.88 = 6.94 \text{ KN.m}$$

En travées :

On utilise 1 et 2.1 pour AB et DE (travée de Rive) :

Travée AB :

$$3) M_t AB \geq \max \left\{ \frac{1.05 * 13.59}{(1 + 0.3 * 0.134) * 13.59} - \frac{2.72 + 6.94}{2} = \begin{cases} 9.44 \\ 9.31 \end{cases} \right.$$

$$2.1) M_t AB \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.134}{2} * 13.59 = 8.43$$

$$M_t AB = 9.44 \text{ N.m}$$

Travée DE :

$$3) M_t DE \geq \max \left\{ \frac{1.05 * 13.59}{(1 + 0.3 * 0.134) * 13.59} - \frac{6.94 + 2.72}{2} = \begin{cases} 9.44 \\ 9.31 \end{cases} \right.$$

$$2.1) M_t DE \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.139}{2} * 9.334 = 8.43$$

$$M_t DE = 9.44 \text{ KN.m}$$

On utilise 1 et 2.2 pour BC et CD (travée intermédiaire) :

Travée BC :

$$5) M_t BC \geq \max \left\{ \frac{1.05 * 13.59}{(1 + 0.3 * 0.134) * 13.59} - \frac{6.94 + 5.55}{2} = \begin{cases} 8.03 \\ 7.88 \end{cases} \right.$$

$$2.2) M_t BC \geq \frac{1 + 0.3 * 0.134}{2} * 13.59 = 7.06$$

$$M_t BC = 8.03 \text{ KN.m}$$

Travée CD:

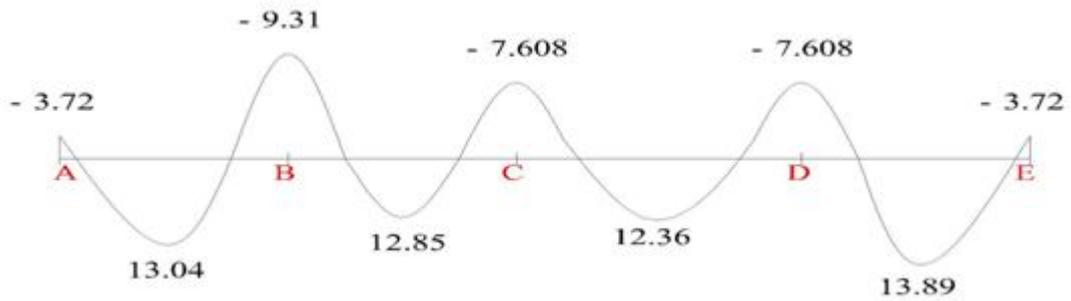
$$6) M_t CD \geq \max \left\{ \frac{1.05 * 13.88}{(1 + 0.3 * 0.134) * 13.88} - \frac{5.55 + 6.94}{2} = \begin{cases} 8.32 \\ 8.17 \end{cases} \right.$$

$$2.2) M_t CD \geq \frac{1 + 0.3 * 0.134}{2} * 13.88 = 7.22$$

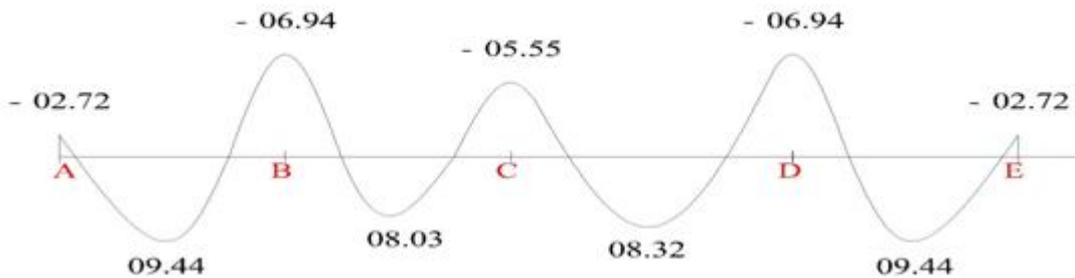
$$M_t CD = 8.32 \text{ KN.m}$$

b.2. 1. Diagrammes des Moments

ELU :



ELS :



.Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_w = \frac{6.66 \cdot 4.73}{2} + \frac{3.72 - 9.31}{4.73} = 14.57 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{6.66 \cdot 4.73}{2} + \frac{3.72 - 9.31}{4.73} = -16.93 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_w = \frac{6.66 \cdot 4.73}{2} + \frac{9.31 - 7.608}{4.73} = 16.11 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{6.66 \cdot 4.73}{2} + \frac{9.31 - 7.608}{4.73} = -15.39 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_w = \frac{6.66 \cdot 4.73}{2} + \frac{7.608 - 7.608}{4.73} = 15.92 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{6.66 \cdot 4.73}{2} + \frac{7.608 - 7.608}{4.73} = -15.92 \text{ KN}$$

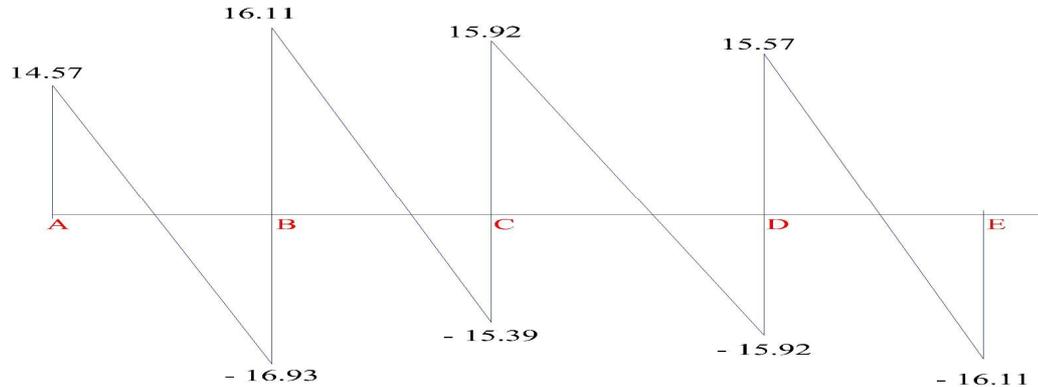
Travée DE :

$$T_w = \frac{6.66 \cdot 4.73}{2} + \frac{7.608 - 3.72}{4.73} = 16.57 \text{ KN}$$

$$T_e = - \frac{6.66 \cdot 4.73}{2} + \frac{7.608 - 3.72}{4.73} = -14.93 \text{ KN}$$

b.1.2. Diagrammes d'Effort tranchant :

ELU :



b.3.Type 3.1 : poutrelle a deux travées :

On utilise 1 et 2.1 pour AB et BC (travées de Rive) :

ELU :

$$M_o \text{ AB} = \frac{q l^2}{8} = \frac{6.66 \cdot 4.73^2}{8} = 19.02 \text{ KN.m}$$

$$M_o \text{ BC} = \frac{q l^2}{8} = \frac{6.66 \cdot 4.73^2}{8} = 18.62 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = M_c = 0.2 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.2 * M_o \text{ AB} = 3.80 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0.2 * M_o \text{ BC} = 3.72 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0.6 * \text{Max} \begin{cases} M_o \text{ AB} \\ M_o \text{ BC} \end{cases} = 0.5 * 19.02 = 11.41 \text{ KN.m}$$

On utilise 1 et 2.1 pour AB et BC (travée de Rive) :

Travée AB :

$$4) M_t \text{ AB} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 19.02 \\ (1 + 0.3 * 0.134) * 19.02 - \frac{3.80 - 11.41}{2} \end{array} \right. = \begin{cases} 23.87 \\ 23.59 \end{cases}$$

$$2.1) M_t \text{ AB} \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.134}{2} * 19.02 = 11.79$$

$$M_t \text{ AB} = 23.78 \text{ KN.m}$$

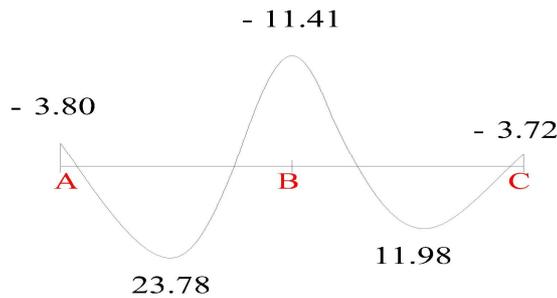
Travée BC:

$$4) M t BC \geq \max \left\{ \frac{1.05 * 18.62}{(1 + 0.3 * 0.134)} * 18.62 - \frac{11.41 + 3.72}{2} = \begin{cases} 11.98 \\ 11.79 \end{cases} \right.$$

$$2.1) M t BC \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.134}{2} * 18.62 = 11.55$$

Mt BC =11.98 KN.m

ELU:



$$M_o AB = \frac{q l^2}{8} = \frac{4.86 * 23.78^2}{8} = 13.88 \text{ KN.m}$$

$$M_o BC = \frac{q l^2}{8} = \frac{4.86 * 11.98^2}{8} = 13.59 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = M_c = 0.2 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.2 * M_o AB = 2.77 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0.2 * M_o BC = 2.72 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0.6 * \max \begin{cases} M_o AB \\ M_o BC \end{cases} = 0.6 * 13.88 = 8.33 \text{ KN.m}$$

En travées :

On utilise 1 et 2.1 pour AB et BC (travée de Rive) :

Travée AB :

$$5) M t AB \geq \max \left\{ \frac{1.05 * 13.88}{(1 + 0.3 * 0.134)} * 13.88 - \frac{2.77 + 8.33}{2} = \begin{cases} 17.35 \\ 17.22 \end{cases} \right.$$

$$2.1) M t AB \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.134}{2} * 13.88 = 8.61$$

$$M_t AB = 17.35 \text{KN.m}$$

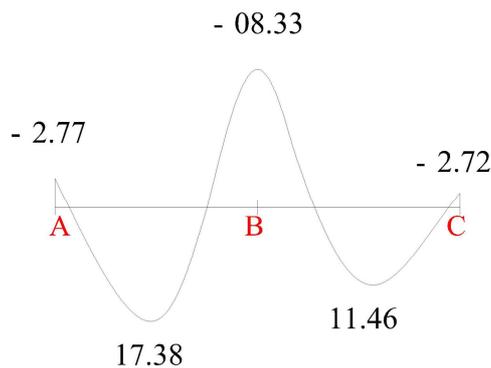
Travée BC:

$$5) M_t BC \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 * 13.59 \\ ((1 + 0.3 * 0.134) * 13.59 - \frac{2.77+8.33}{2}) \end{array} \right. = \begin{cases} 8.74 \\ 8.61 \end{cases}$$

$$2.1) M_t BC \geq \frac{1.2+0.3*0.134}{2} * 13.59 = 8.43$$

$$M_t BC = 8.74 \text{KN.m}$$

ELS :



Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_w = \frac{6.66*4.78}{2} + \frac{3.80-11.41}{4.78} = 14.33 \text{KN}$$

$$T_e = - \frac{6.66*4.78}{2} + \frac{3.80-11.41}{4.73} = -17.50 \text{KN}$$

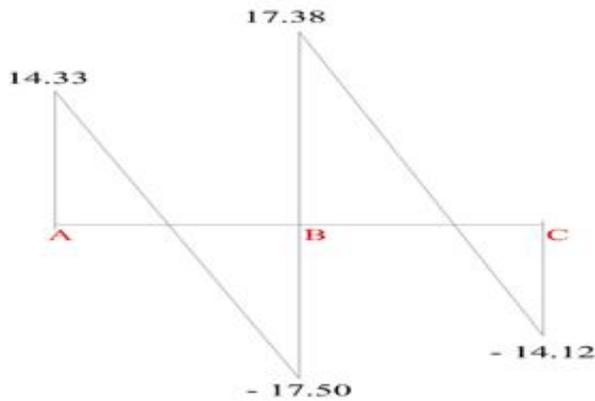
Travée BC :

$$T_w = \frac{6.66*4.73}{2} + \frac{11.41-3.72}{4.73} = 17.38 \text{KN}$$

$$T_e = - \frac{6.66*4.73}{2} + \frac{11.41-3.72}{4.73} = -14.12 \text{KN}$$

b.1.2. Diagrammes d'Effort tranchant :

ELU :



CONCLUSION :

ELU :

$M_t \max = 23.78 \text{ KN.m}$ (poutrelle type 03)

$M_a \max = 11.41 \text{ KN.m}$ (poutrelle type 03)

$T_u \max = 17.50 \text{ KN}$ (poutrelle type 03) (appuis intermédiaire)

$T_u \max = 14.93 \text{ KN}$ (poutrelle type 02) (appuis de rive)

ELS :

$M_t \max = 17.35 \text{ KN.m}$ (poutrelle type 03)

$M_a \max = 8.33 \text{ KN.m}$ (poutrelle type 03)

C. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage 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 :

C.1. Ferrailage en travée:

$h=21 \text{ cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,9\text{cm}$; $F_{bc}=14,17\text{MPa}$;

$f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

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

Si $M_u < M_t \text{ ab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.

Si $M_u > M_t \text{ ab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

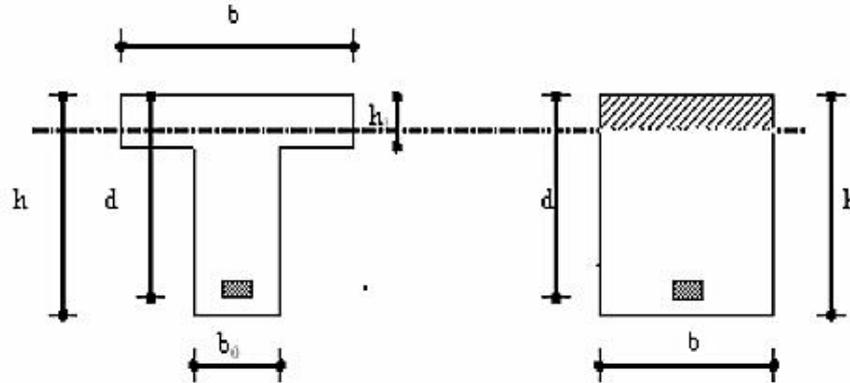
On a: $M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} (d - h_0^2) = 62,26 \text{ KNm}$

$M_t < M_{tab}$

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 « annexe » donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura

M_{tu} (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,392$	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	As (choix) (cm ²)
23.78	0.072	oui	0	0.094	18.20	oui	435	2.61	3.08

Tableau 8 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1,18 \text{ cm}^2 ; 2,61 \text{ cm}^2 \} = 2,61 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T14 (AS = 3.08 cm²)

C.2.Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{au}^{\max} = 11.41 \text{ KNm} < M_{tab} = 62,26 \text{ KNm}$

L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b₀ x h) en flexion simple

M_{au} (K Nm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,392$	σ_s (MPa)	A_s (cm ²))	As (ch oix)
11.41	0.035	oui	0	0.044	18.60	oui	435	1.58	2.26

Tableau 9 : Récapitulations du calcul des sections d'armatures sur appuis

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1.48 \text{ cm}^2 ; 1.58 \text{ cm}^2 \} = \mathbf{1.58 \text{ cm}^2}$$

Choix : 2T12(AS = 2.26 cm²).

d. Vérifications :

d.1.Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 17.50 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max} 17,5 * 10^3}{b_0 d 120 * 189} = 0,77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

d.1.1.Au voisinage des appuis :

a. Appuis de rives :

a.1.Vérification de la compression du béton :

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

Avec : $T_u = 14.93 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{14,93 * 10^3}{0,9 * 120 * 189} = 0,73 \text{ MPA} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

a.2.Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e} = 0,34 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{vérifié}$$

b.Appuis intermédiaires :

b.1.Vérification de la contrainte de compression :

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{17,50 * 10^3}{0,9 * 120 * 189} = 0,85 \text{ MPa} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa}$$

b.2.Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \frac{\tau_u^{\max} \cdot M_{oi}}{\sigma_s \cdot 0.9d} = -1.13 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ Vérifier}$$

d.2.Vérification des contraintes :

d.2.1.Vérification des contraintes des armatures :

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.

d.2.2.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 :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

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

d.2.3.Détermination de l'axe neutre :

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

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

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

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

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(dA_s + c'A_s') = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A_s'(y - c')^2 \end{cases}$$

Si : $y \leq h_0$ hypothèse est vérifiée

Si : $y \geq h_0$ la distance « y » et le moment d'inertie se calculent par la formules

Suivante :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + (2(b - b_0)h_0 + 30(A_s + A_s'))y - ((b - b_0)h^2 + 30(dA_s + c'A_s')) = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0(y - \frac{h_0}{2})^2 + 15(A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2) \end{cases}$$

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s (cm^2)$	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc}(MPa)$	Verification
Travées	17.35	3.08	4.71	10719.62	7.26	Vérifier
Appuis	5.6	2.26	3.35	6255.44	3.01	Vérifier

Tableau 10 : Vérification de la contrainte de béton

Position de l'axe neutre " y_1 " :

$$Y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

-Moment d'inertie de la section totale homogène " I_0 " : [17]

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

-Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\mu} \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \text{ Pourcentage des armatures.}$$

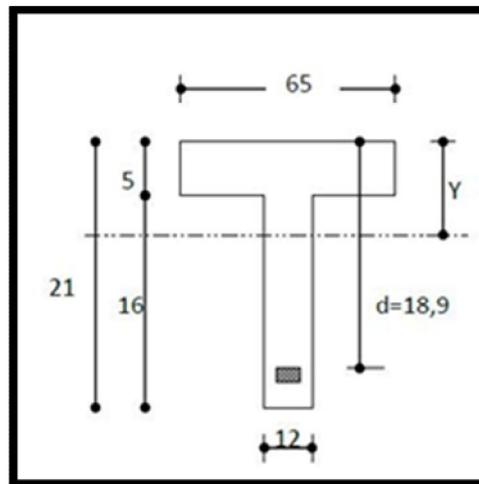


Figure 31 : position de l'axe neutre

d.3.Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ • $\frac{h}{L} = 0,043 < 0,0625 \dots \dots \dots non\ vérifiée$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ • $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,014 > 0,0105 \dots \dots \dots non; vérifiée$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ • $\frac{h}{L} = 0,043 < 0,125 \dots \dots \dots non\ vérifiée$

Avec :

$h = 21\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $d = 18.9\text{cm}$; $L = 4.78\text{ m}$; $M_{tser} = 17.35\text{ kNm}$; $M_0 = 13.88\text{ kNm}$;
 $A_s = 3.39\text{cm}^2$, $f_e = 500\text{MPa}$

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

La flèche totale : $\Delta_{fT} = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = 0.5 \frac{L}{5000}$ si $L \geq 5.00\text{ m} = ?$

Donc : $\bar{f} = \frac{4.78}{500} = 0.9\text{ cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

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 ce tableau :

$M_{ser}(\text{kn m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y_1(\text{cm})$	δ	$\sigma_s(\text{MP A})$	λ_i	λ_v	μ	$I_0(\text{cm}^4)$	$I_{fi}(\text{cm}^4)$	$I_{fv}(\text{cm}^4)$
17.35	2.36	7.20	0.028	270.79	1.61	3.04	0.28	23751.73	18984.14	29121.14

Tableau 11 : Calcul de la flèche

e.Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 (f_{e28})^{\frac{2}{3}} = 32164,20\text{MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_{t28})^{\frac{2}{3}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

e.1. Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = 0.65 \text{ cm} \quad (L=4.78 \text{ m})$$

e.2. Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = 1.25$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 1.25 - 0.65 = 0.6 \text{ cm} \leq f = 0.8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

f. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 ($f_e=235 \text{ MPa}$)

RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \text{ cm} \\ S_t \leq 5,25 \text{ cm Zone nodale} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 10,5 \text{ cm Zone nodale} \end{array} \right.$$

Avec :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales. $\phi_l \leq \text{Min} (0,6 \text{ cm} ; 1 \text{ cm} ; 0,65 \text{ cm})$

On adopte : $\phi_l = 6 \text{ mm}$

g. Choix des armatures :

$$\text{On adopte : } A_t = 2\phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

h. Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \Rightarrow S_t \leq 15.55$$

Donc :

$$S_t = 5 \dots \dots \dots \text{zone nodale}$$

$$S_t = 10 \dots \dots \dots \text{zone courante}$$

En appuis

En travées

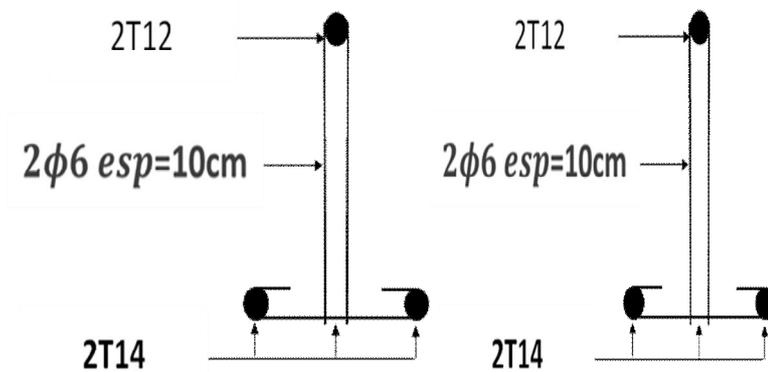


Figure 32 : Schéma de ferrailage des poutrelles

i- Ferrailage de la table de compression

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

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

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

Donc on obtient : A1= 1,11cm²/ml.

On prend : **6T6 = 1,18cm²**

$$S_r = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Soit : $6T6=1,18\text{cm}^2$ $St=20\text{cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens

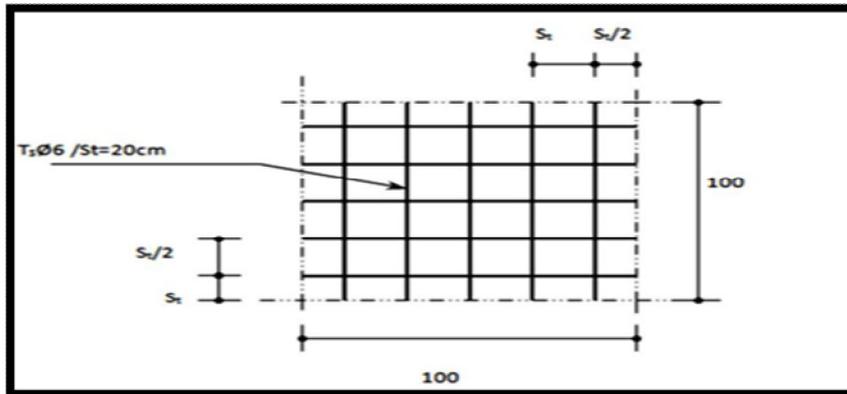


Figure 33 : ferrailage de la dalle de compression

3.4 Plancher en dalle pleine

Les dalles sont des éléments plans d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, supposés infiniment rigides dans leur plan, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

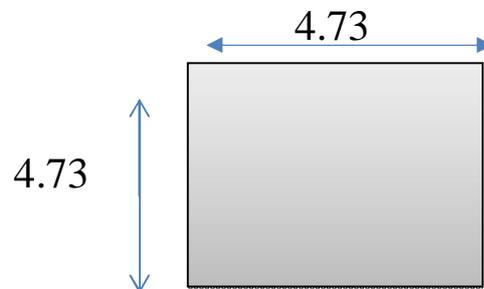


Figure 34 : schéma de la dalle plein

a. Evaluation des charges

Plancher	G (KN/m)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
1 ^{er}	7.33	1.5	12.14	8.83

Tableau 12 : Évaluation des charges

b. Exemple de calcul

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.73}{4.73} = 1 \geq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

c. Calcul des moments

➤ Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$
- Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .
- ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$
- μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 0,1 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 10 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 10 \text{ KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{Tx} = 0.85 M_x = 8.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ty} = 0.85 M_y = 8.5 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 5 \text{ KN.m}$$

a. Ferrailage de la dalle

$b=100\text{cm}$; $h=21\text{cm}$; $d=0,9h=18,9\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$;
 $\sigma_s=435 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

	Sens	M_u (KN.M)	μ	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	A_s (cm^2)	choix	A_s^{adapt} (cm^2)	Esp
travée	x-x	8.5	0.016	0	0.020	17.38	1.12	4T10	3.14	25
	y-y	8.5	0.016	0	0.020	17.38	1.12	4T10	3.14	25
appuis	x-x									25
	y-y	5	0.009	0	0.011	18.81	0.61	4T10	3.14	

Tableau 13 : Ferrailage de la dalle pleine

Espacement :

Travée :

Sens x-x :

$$esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Sens y-y :

$$esp = \frac{100}{4} = 25.cm < \text{Min}(4h; 45cm) = 45cm.....\text{Vérifier}$$

Appuis

Sens x-x :

$$esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(3h; 33cm) = 33cm.....\text{Vérifier} :$$

Sens y-y :

$$esp = \frac{100}{4} = 25.cm < \text{Min}(3h; 33cm) = 33cm.....\text{Vérifier}$$

e. Condition de non fragilité

$$h=e=21cm; b=100cm$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.26cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.26cm^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,6\text{‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \end{cases}$$

Travée

Sens x-x :

$$A_x = 3,14cm^2 > A_s^{\min} = 1.26cm^2 \text{Vérifiée}$$

Sens y-y :

$$A_y = 3.14cm^2 > A_s^{\min} = 1.26cm^2 \text{vérifiée}$$

Appuis

Sens x-x :

$$A_x = 3.14cm^2 > A_s^{\min} = 1.26cm^2 \text{vérifiée}$$

Sens y-y :

$$A_y = 3.14Cm^2 > A_s^{\min} = 1.26cm^2 \text{vérifiée}$$

f. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est

$$\text{vérifiée : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,15 f_{c28} = 2.5MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12.14 \times 4.73 \times 4.73}{2 \times 4.73 + 4.73} = 19.14 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 19.14 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 19.14 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{19.14 \cdot 10^3}{1000 \times 189} = 0.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

g. Vérification à l'ELS

g.1. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 0,1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 8.71 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.87 \text{ kNm} \end{cases}$$

➤ **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 7.4 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0.74 \text{ kNm}$$

➤ **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = -0,5 M_x = M_{ay} = -0,5 M_x = -4.36 \text{ kN m.}$$

h. Vérification des contraintes

h.1. Béton : nous devons vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}$$

Avec :

- y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 A_s (d - y) + 15 A_s' (y - d') = 0$$

- I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2]$$

h.2. Acier :

Nous devons vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_s, 150 \eta \right) = 240 \text{ MPa.}$$

Avec: $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y)$.

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Vér	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Vér
Travée	x-x	7.4	3.14	3.77	12568.06	1.67	15	OK	100.94	240	OUI
	y-y	0.74	3.14	3.77	12568.06	1.24	15	OK	75.11	240	OUI
Appuis	x-x	4.36	3.14	3.77	12568.06	0.98	15	OK	59.4	240	OUI
	y-y										

Tableau 14 : Ferrailage de la dalle pleine

h.3. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\
 \text{b) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\
 \text{c) } \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}
 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 0,044 > 0,0424 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\
 0,044 > 0,037 \text{ à } 0,028 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\
 1,66 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée}
 \end{array} \right.$$

On remarque que trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

i. les schémas de ferrailages

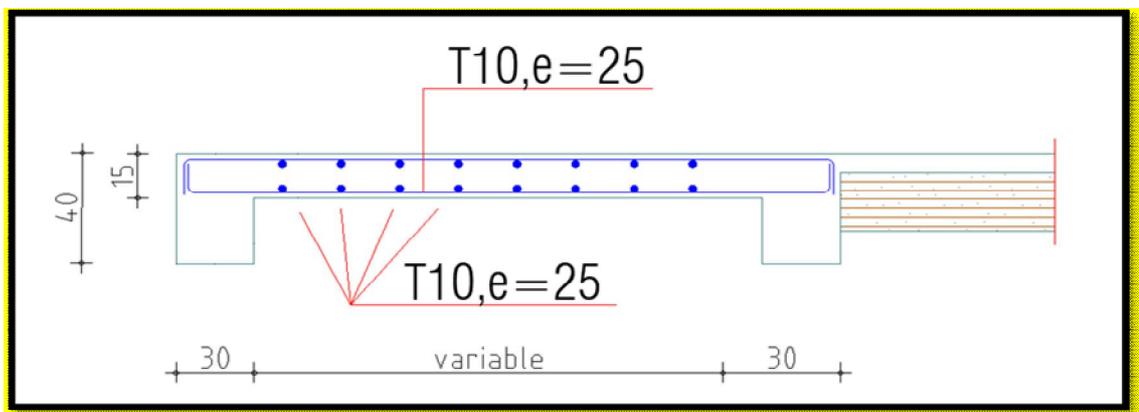


Figure 35 : Ferrailage de la dalle pleine.

3.5 Etude de la dalle machine :

3.5.1 Introduction :

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

3.5.2 Détermination des charges et surcharges :

a. Charges permanentes :

- Poids de la dalle machine supportée.....50,00kN/m²
- Poids propre de la dalle.....0,2x25=5kN/m²

$$G=55\text{kN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q=1\text{kN/m}^2$$

3.5.3 Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 75,75\text{kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 56\text{kN/m}^2$$

3.5.4 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de « ρ » :

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,39}{1,5} = 0,93 \leq 1$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0428 \Rightarrow M_x = 6.26 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,8450 \Rightarrow M_y = 5.29 \text{ kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 5.32 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 4.5 \text{ Nm}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,3M_x = 1.88 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 1.59 \text{ kNm}$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax}; M_{ay}) = 1.88 \text{ kNm}$$

3.5.5 Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x20) cm² qui travaille en flexion simple.

a. Ferrailage en travée :

✓ Dans le sens "L_x" :

On a: b=100cm; h=20cm; d=0,9h=18cm; σ_{bc}=14,17MPa; σ_s=435 MPa

M _{tx} (kNm)	M	A's(cm ²)	α	Z (cm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)
5.32	0,012	0	0,015	17,9	0.65	3T10	2,36

Tableau 15 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

a.1. Espacement :

$$Esp = 30 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

a. Dans le sens "L_y" :

On a: b=100cm; h=20cm; d=d_x-Ø_x=18cm; σ_{bc}=14,17MPa; σ_s=435MPa

M _{ty} (kNm)	M	A's(cm ²)	α	Z(cm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)
4.5	0,010	0	0,012	16.91	0.58	3T10	2,36

Tableau 16 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)

b.1. Espacement :

$$Esp = 30 \text{ cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

c. Ferrailage sur appuis :

On a : $b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$

M_a (kNm)	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
1.88	0,004	0	0,005	18	0,24	3T8	1,51

Tableau 17 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.

a. Espacement :

$$Esp = \begin{cases} 30\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} (\text{sens } x - x) & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 30\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} (\text{sens } y - y) & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

d. Calcul des armatures transversales : [3]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 36.9\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 35.09\text{kN}$$

$$T_u^{\text{max}} = \text{Max}(T_x; T_y) = 36.9\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{48,69 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,205\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

3.5.6 Vérification à l'E.L.S :

a. Vérification des contraintes :

- Béton :

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

- Acier :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240\text{MPa}$$

Avec :

$\eta=1,6$ pour HA ; $f_e=500\text{MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,93 \quad ; \quad q_{ser} = 56\text{kN} / \text{m}^2$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

.E.L.S :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0500 \Rightarrow M_x = 5.41\text{kNm} \\ \mu_y = 0,8939 \Rightarrow M_y = 4.84\text{kNm} \end{cases}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 4.54\text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 4.11\text{kNm}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_a = \text{Max} (0,3M_x; 0,3M_y) = \text{max} (1.62 ; 1.45) = 1.62\text{kNm}$$

1- Détermination de la valeur de "y" :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

2- Moment d'inertie :

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

		M_t (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	4.59	3.39	3,36	12163.10	1.27	vérifiée	82.87	vérifiée
	(y-y)	4.12	3.39	3,36	12163.10	1.14		74.20	
Appuis		1.62	1,51	2,63	6119.00	1,34		87.57	

Tableau 18 : Vérification des contraintes de la dalle dans les deux sensb.

b.Vérification de la condition de non fragilité :

$$h=20\text{cm} ; b=100\text{cm}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,66\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,6\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\text{‰} \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,93 \end{cases}$$

Sens L_{x-x} :

Sur appuis : $A_x = 1,51\text{cm}^2/\text{ml} > 1,66\text{cm}^2$ non vérifié

On prend :

$$A_x = 3T10 = 2,36\text{cm}^2$$

En travée : $A_x = 2,36\text{cm}^2/\text{ml} > 1,66\text{cm}^2$ vérifié

Sens L_{y-y} :

Sur appuis : $A_y = 2,36\text{cm}^2/\text{ml} > 1,6\text{cm}^2$ vérifié.

En travée : $A_y = 2,36\text{cm}^2/\text{ml} > 1,6\text{cm}^2$ vérifié.

c.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\text{D'après [3]} \begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,111 > 0,042 \text{vérifiée} \\ 0,143 > 0,028 \text{ à } 0,037 \text{vérifiée} \\ 1,311 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3} \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

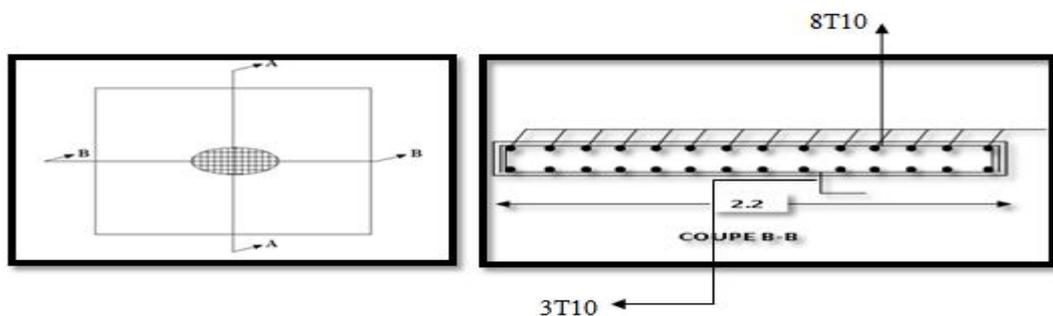


Figure 36 : Ferrailage de la dalle machine.

3.6 ESCALIER

3.6.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

3.6.2 Définition

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre le passage à pied entre les différents niveaux du bâtiment.

Dans notre structure il y en a un seul type : à 03 volées

a. Définition des éléments d'un escalier

- ✓ **La volée** : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches
- ✓ **Le palier** : c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- ✓ **La paillasse** : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée
- ✓ **Le jour** : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- ✓ **La marche** : c'est la surface délimitée par la foulée et l'embranchement.
- ✓ **La contre marche** : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- ✓ **L'embranchement** : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

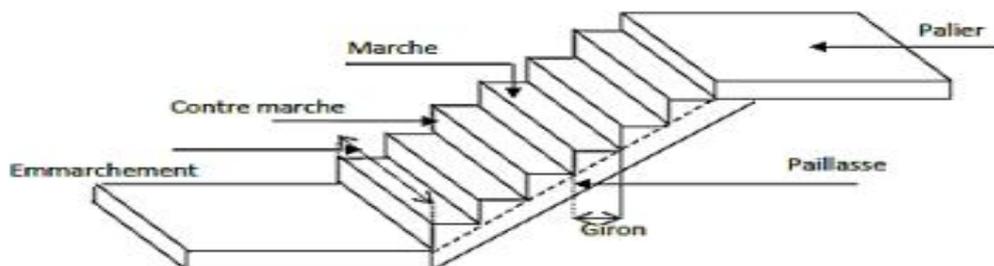


Figure 37 :schéma des escaliers

3.6.3 Pré dimensionnement de l'escalier :

Pour l'étage courant h=3,06m

1.Escalier 1 :

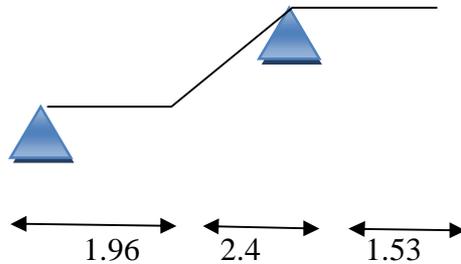


Figure 40 :schéma des escaliers

Palier Volée

a. Les Volées

a.1- dimensionnement:

Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de "BLONDEL" :

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

Où :

h : la hauteur de la contre marche

g : le giron

On adopte : **h=17 cm**

g = 30cm

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

$$59 \leq 30 + 2(17) \leq 66 \text{ [cm].}$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \text{ [cm].}$$

Afin de déterminer les dimensions des contres marches et des marches, on utilise la formule de BLONDEL qui suit : $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$;

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

$$\frac{1.53}{9} = 0.17 = 17 \quad \Longrightarrow \quad h=17$$

a.2- Détermination de nombre de contre marche 'n' :

Avec $\left\{ \begin{array}{l} (n-1) : \text{Le nombre des marches.} \\ n : \text{Le nombre des contre- marches} \end{array} \right.$

$$n = \frac{H}{k} = \frac{153}{17} = 9$$

$$n = 09$$

D'où le nombre de marche est : $m = n - 1 = 08$

M= 8 marches

b.Paillasse :

b.1- Longueur réelle de la paillasse :

La longueur de la ligne de foulée sera : $L = g .m$, le volume de la cage d'escalier doit en permettre l'inscription.

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{153}{2.40} = 0.64$$

$$\alpha = 32.51^\circ$$

$$L' = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{436}{\cos(32.51)} = 519.04$$

b.2 Epaisseur de la paillasse :

$$L1 / 30 \leq ep \leq L1 / 20$$

$$4.36 / 30 \leq ep \leq 4.36 / 20$$

$$14.53 \text{ cm} \leq ep \leq 21.8 \text{ cm}$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur **ep=17 cm**

3.6.4 Evaluation des charges [3] :

a. Palier :

• Charges permanentes :

Carrelage (e=3cm).....0,50 kN/m²

Lit de sable (e=3cm).....0,54 kN/m²

Dalle pleine (25*0.17)4.25 KN/m²

Enduit en ciment 18(0.02).....0,36 kN/m²

$$GP = 5,65 \text{ KN/m}^2$$

• Charges d'exploitation :

$$QP=2.50\text{KN/m}^2$$

E.L.U

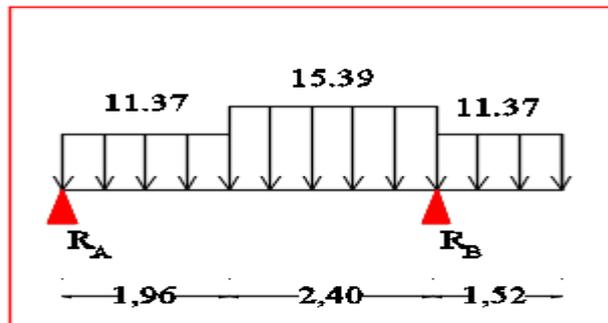
$$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$$

E.L.S

$$q_{ser1}=G_1+Q_1$$

	G	Q	ELU	ELS
Volée	8.62	2.5	15.39	11.12
Palier	5.65	2.5	11.37	8.15

Tableau 19 : Charges à l'ELU et l'ELS.



✓ Réactions des appuis

$$\sum M / B = 11.37 \times (1.96) \times (1.96/2 + 2.4) + 15.39 \times (2.4/2)^2 - 11.37 \times (1.52/2)$$

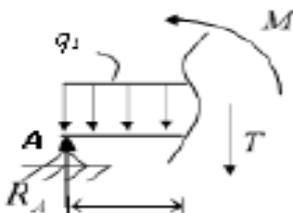
$$Ra = 24.43 \text{ KN}$$

$$Rb = 52.07 \text{ KN}$$

✓ Efforts tranchant et moment fléchissant :

• 1ere tronçon :

$$0 \leq x \leq 1,96$$



$$T(x) = -11.37x + 24.43$$

$$-11.37x + 24.43 = 0$$

$$X = \frac{24.43}{11.37} = 2.15$$

$$M(x) = R_A x - q_1 x^2/2$$

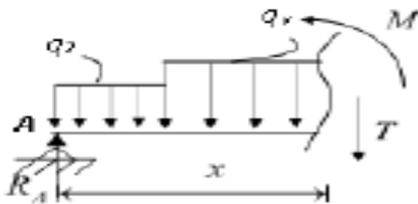
$$M(x) = (-11.37x)^2/2 + 24.43x$$

$$M(2.15) = \frac{-11.37}{2} (2.15)^2 + 24.43(2.15)$$

$$M(2.15) = 40.30 \text{ KN}$$

- 2^{ème} tronçon :

$$1.96 \leq x \leq 4.36$$



$$T(x) = -11.37(1.36) - 15.39(x+1.96) + 24.43$$

$$T(x) = 0$$

$$-22.38 - 15.39x + 30.16 + 24.43 = 0$$

$$X = \frac{32.31}{15.39} = 2.09 \text{ € } [1.96 - 4.36]$$

$$M(x) = 24.34x - 11.37(1.96) \left(x - \frac{1.96}{2} \right) - 15.39 \left(\frac{x-1.96}{2} \right)^2$$

$$M(x) = 24.34x - 22.28 \left(x - \frac{1.96}{2} \right) - 15.39 \left(\frac{x-1.96}{2} \right)^2$$

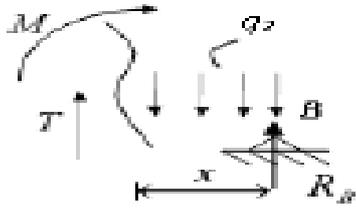
$$M(2.09) = 49.82$$

- 3^{ème} tronçon :

x	0	1.96
T	24.43	2.15
M	0	26.02

x	1.96	4.36
T	2.16	-34.39
M	26.02	-13.8

$$0 \leq x \leq 1.52$$

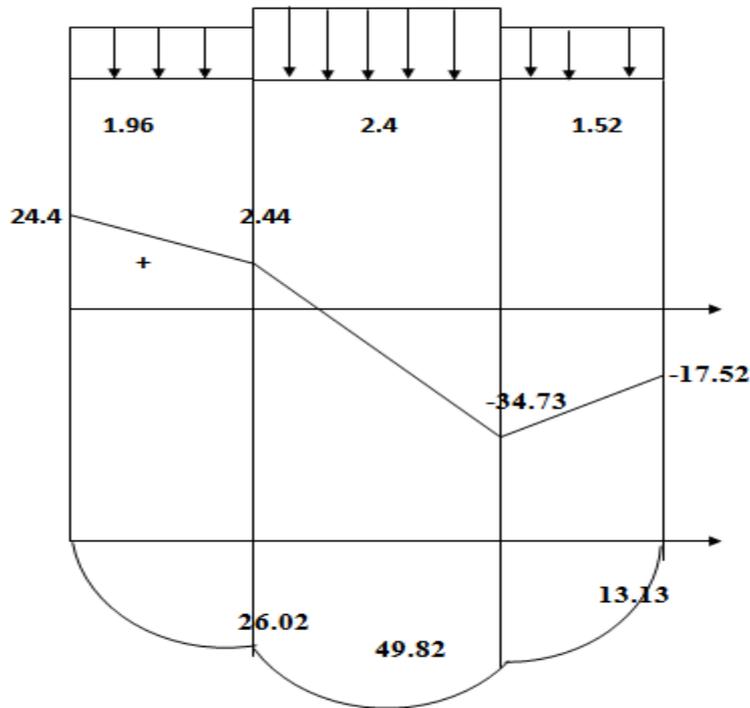


$$T(x) = -11.37x$$

$$M(x) = -5.69x^2$$

x	0	1.52
T	0	-17.52
M	0	-13.13

Diagrammes des sollicitations a l'ELU :



3.6.5 Calcul du ferrailage :

Les armatures principales :

- ✓ Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) tel que

$$b=100 ; h=17\text{cm}$$

✓ Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur
 $h=17\text{ cm}$; $d=0,9h=18,9\text{cm}$; $F_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$;
 $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

En appui :

$$M_a=0.5(\text{max})=0.5*49.82=24.91$$

En travée :

$$M_t=0.85*49.82=42.43$$

	M_u (KNm)	μ	α	Z (cm)	As	A_s^{adp} / ml (cm ²)	choix
Appuis	24.91	0.091	0.081	148	3.87	4.52	4T12
Travée	42.43	0.110	.141	144	6.75	6.79	6T12

Tableau 20 : Calcul du ferrailage.

➤ **Espacement :**

• **En travée**

$$esp \leq \frac{100}{6} \text{ cm} \quad \text{on prend } esp = 17\text{cm}$$

• **En appui :**

$$esp \leq \frac{100}{4} \text{ cm} \quad \text{on prend } esp = 25\text{cm}$$

➤ **Armature de répartition :**

En travée

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.70\text{cm}^2 / ml \leq A_r \leq 3.40\text{cm}^2 / ml$$

Le choix est de 4T12=4.52cm²

Sur appui

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.13 \text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 2.20 \text{ cm}^2 / ml$$

Le choix est de 4T12=4.52cm²

➤ **Vérifications :**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s_{\min}} = 0,23bd \frac{f_c}{f_e} = 1.82 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 1.82 \text{ cm}^2$vérifiée

Sur appui : $A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 1.82 \text{ cm}^2$vérifiée

➤ **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\text{préjudiciable)} \quad \tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{34.79 \times 10^3}{1000 \times 189} = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement

➤ **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 : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 34.79 * 10^3 - \frac{24.91 * 10^6}{0,9 * 189} = -111653.27 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont pas soumises à des efforts tranchants

Donc aucun effort de traction

ELS

✓ **Réactions des appuis :**

$$\sum M/O = 0$$

$$8.15(1.96) + 11.12(2.4) + 8.15(1.52) = 0$$

$$V_a + V_b = 55.05$$

$$\sum M/B = 0$$

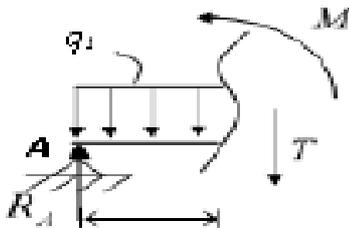
$$V_a = \frac{76.57}{4.363} = 17.56$$

$$V_A = 17.56 \text{ KN}$$

$$V_b = 37.48 \text{ Kn}$$

➤ Efforts tranchant et moment fléchissant :

1ere tronçon : $0 \leq x \leq 1,96$



$$T(x) = R_A - q_1 x$$

$$T(x) = -8.55X + 17.56$$

$$-8.55x + 17.56 = 0$$

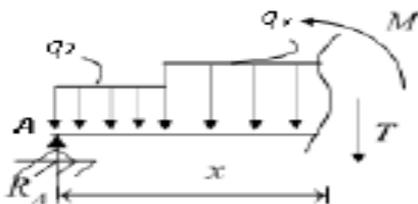
$$X = \frac{17.56}{8.55} = 2.05$$

$$M(X) = \frac{-8.55}{2} X^2 + 17.56 X$$

$$M(2.05) = \frac{-8.55}{2} (2.05)^2 + 17.56(2.05) = 18.03 \text{ KN}$$

x	0	1.96
T	17.56	0.9*
M	0	17.99

2 éme tronçon : $1.96 \leq x \leq 4.36$



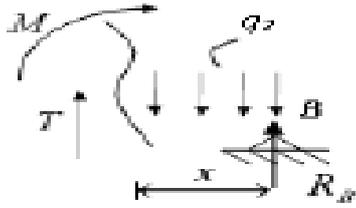
x	1.96	4.36
T	1.58	-25.10
M	18.76	-9.44

$$T(x) = -8.15(1.96) - 11.12(x - 1.96) + 17.56$$

$$M(x) = 17.56X - 8.15(1.96)(x - \frac{1.96}{2}) - 11.12(\frac{x - 1.96}{2})^2$$

3 éme tronçon :

$$0 \leq x \leq 1.52$$



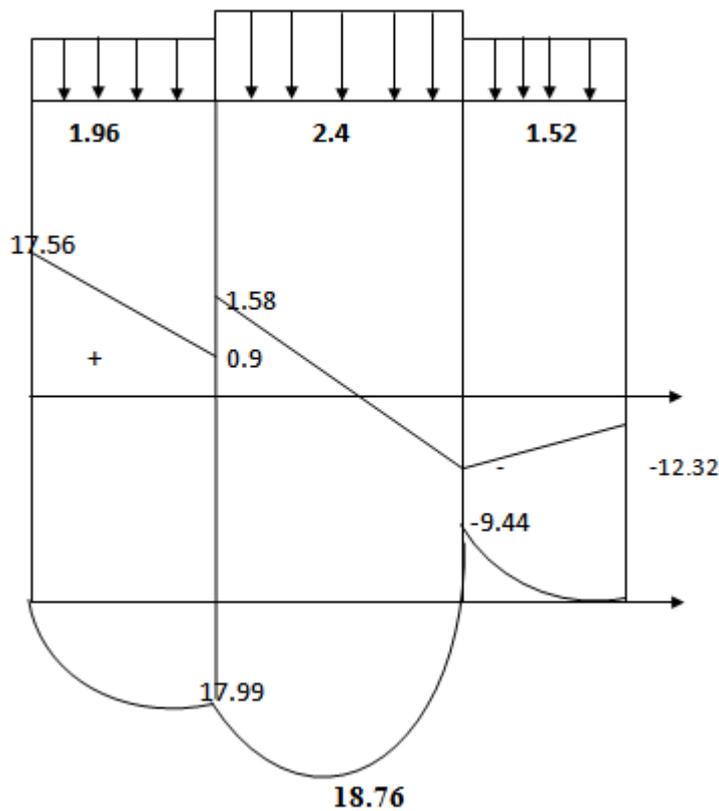
$$T(x) = -8.15x$$

$$M(x) = -8.15 \frac{x^2}{2}$$

$$M(\max) = 18.76 \text{ KN}$$

Diagrammes des sollicitations a l'ELS :

x	0	1.52
T	0	-12.32
M	0	-9.42



3.6.6 Calcul du ferrailage :

Les armatures principales :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) tel que b=100 ;

h=17cm

✓ Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

h=17 cm ; d=0,9h=18,9cm ; $F_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$ $f_{c28}=25\text{MPa}$;
 $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

	M_u (KNm)	μ	α	Z (cm)	$A_{s'}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	A_s (choisit) [cm ²]	A_s Adopté [cm ²]
Appuis	9.38	0.083	0.030	152	0	1.43	6T12	6.79
travée	15.95	0.085	0.048	146	0	2.18	4T12	4.52

Tableau 21 : calcul du ferrailage

En appui :

$$M_a=0.5(\text{ max})=0.5*18.76=9.38$$

En travée :

$$M_t= 0.85*18.76=15.95$$

3.6.7 Vérification à l'ELS :

1. Vérification des contraintes :

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

Il faut vérifier les deux conditions :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

- Les appuis sont partiellement encastres , Donc on doit corriger les moments obtenus

Travée : $M_{ser \text{ travée}} = 0,85 M_{ser}^{MAX} = 0,85 \times 9.38 = 7.97 \text{ kNm}$

Appui : $M_{ser \text{ appui}} = -0,3 M_{ser}^{MAX} = -0,3 \times 15.95 = -4.79 \text{ kNm}$

- Position de l'axe neutre :

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

- Moment d'inertie :

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

b (cm)	h cm	d(cm)	d'(cm)	f _{c28} (MPa)	Fe (MPa)	f _{t28} (MPa)	f _{bc} (MPa)	n
100	17	18.9	1,5	25	500	2,1	14.17	15

Tableau 22 : Donnée de calcul

- Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.15: Vérification des contraintes du béton

	Mser (kNm)	As (cm ²)	A's (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	Condition
Travée	9.38	1.43	0	2.36	4029.8	5.48	18	C. Vérifier
Appui	15.95	2.18	0	2.85	5840.22	7.79	18	C. Vérifier

Tableau 23 : vérification des contraintes du béton

$$\text{Travée : } \sigma_{st} = \frac{nM_{ser} \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 9.38 \times 10^6 (18.9 - 2.36)}{4029.8 \times 10^4} = 57.75 \text{ MPa}$$

$$\text{Appui : } \sigma_{st} = \frac{nM_{ser} \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 15.95 \times 10^6 (18.9 - 2.85)}{5840.22 \times 10^4} = 65.75 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e \ 110 \sqrt{n} * f_{tj})\right) = \mathbf{250MPa} \quad \eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \Rightarrow \text{Condition Verifier}$$

A. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{5.88} = 2.9 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{4.52}{100 \times 18.9} = 0,00239 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0,08 < 0,1 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

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

Avec :

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

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} ; E_v = 10818,87 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (K Nm)	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)
42.43	6.79	0.004	195.91	5.25	2,1	0.110	31516.2	13546.08	19410.11

Tableau 24: Vérification de la flèche de l'escalier

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,43 \text{ cm} \\ f_v = 1,17 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,74 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0,77 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,74 \text{ cm} < \bar{f} = 0,77 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **Les résultats de Calcul de la flèche**

Déférent cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	Δf (cm)	Observation
0.43	1,17	0.74	0.77	Vérifiée

Tableau 25: Récapitulatif de la vérification des flèche

CHAPITRE 4 ETUDE DYNAMIQUE ET SYSMIQUE

4.1 Introduction

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place afin d'éviter d'importants dégâts humains et matériels.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel ETABS Version 9.7.1 qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

4.2 Etude sismique

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

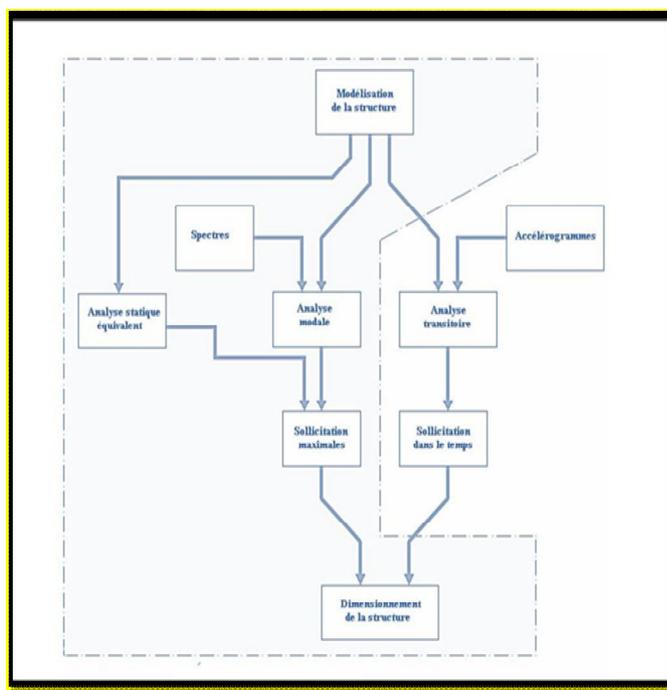


Figure 40 : Étapes du Calcul

4.2.1 Modélisation de rigidité :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : La masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

4.2.2 Modélisation de la masse :

✓ La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par les RPA99 version 2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation (mass source).

✓ La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25kN/m^3 .

La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère

4.3 Choix de la méthode de calcul :

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

4.3.1 Méthode statique équivalente :

a. Principe :

- ✓ Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.
- ✓ Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.
- ✓ Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur.
- ✓ Dans le cas général ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure .

b. Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en Zone III
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone III

- ✓ Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux Ou 17m
- ✓ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3niveaux ou 10m
- ✓ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m
- ✓ La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone III de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

4.3.2 La méthode modale spectrale :

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

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

a. Principe :

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \geq 0.20$ sec

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

b. Analyse modale spectrale

✓ Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (\text{ART 4.3.3}) \quad [2]$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur,

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité

Représentation graphique du spectre de réponse : Sa/g

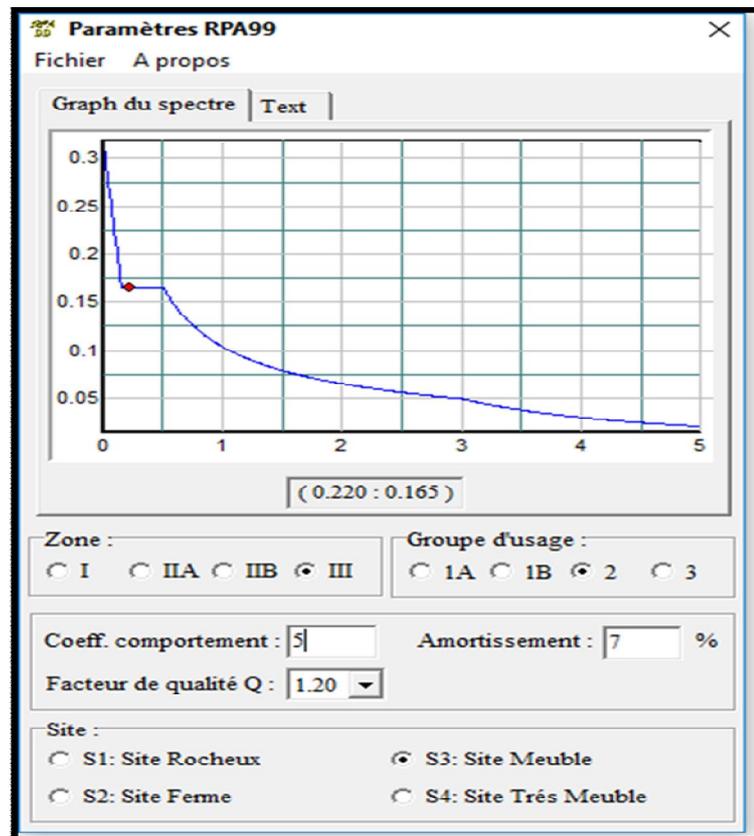


Figure 41 : spectre de réponse

✓ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des premières vérifications préconisées par les « RPA99 version 2003 » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

Moments.) dans le rapport : $r = \frac{0,8V}{V_t}$

✓ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots [2] \quad (\text{Art 4.1})$$

A : coefficient d'accélération de zone.

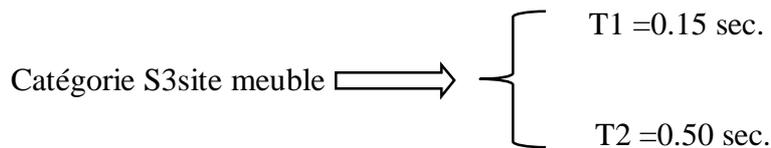
$$\left. \begin{array}{l} * \text{ groupe d'usage : } \mathbf{2} \\ * \text{ zone sismique : } \mathbf{III} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A=0.25}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases} \dots\dots [2] \quad (\text{Art 4.2})$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 des RPA99/version 2003.



$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

avec $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

$\mathcal{E}(\%)$: est le Pourcentage d'amortissement critique il est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages [tableau 4.2] [2]

✓ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.
- Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

hN: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

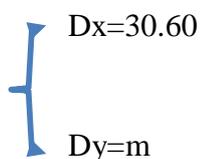
hN \Rightarrow **31.20m**

CT: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est-il donné

par le tableau 4.6 de RPA99/version 2003

CT = 0,05

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée



dans les deux directions

$$T = C_T * (h_N)^{3/4} \quad T = 0,05 \times 31.20^{3/4} = 0.66 \text{ sec}$$

✓ **Suivant la direction (x - x) :**

$T_x = 0.09 \times 31.20 / \sqrt{24.03} = 0.57 \text{ s}$

✓ **Suivant la direction (y - y) :**

$T_y = 0,09 \times 31.20 / \sqrt{24.03} = 0,57 \text{ s}$

Sens (x-x) :

$$T_x = \min (0.66; 0.57) = 0,57s.$$

Sens (y-y) :

$$T_y = \min (0.66 ; 0,57) = 0,57s.$$

Calcul de D ;

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5 \eta \left\{ \frac{T_2}{T} \right\}^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times \frac{0.5^{2/3}}{0.66} = 1.83 \\ D_y = 2.5 \eta \left\{ \frac{T_2}{T} \right\}^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3 \end{array} \right.$$

R : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des RPA 99 v 2003.

en fonction du système de contreventement On a choisi un R=5 par ce que c'est un système auto stable (poutre .poteaux)

Q : Facteur de qualité

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \Rightarrow \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

critère q	Pq	
	Sense -x	Sense -y
1- condition minimale sur les files de contreventement	0.05	0.05
2-Redondances en plan	0	0
3- Régularité en plan	0.05	0,05
4- Régularité en élévation	0	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Totale	0,20	0,20

Tableau 26 valeur des peinalites

Donc : $Q_{xx}=1+(0+0,05+0,05+0+0,05+0,05) =1.20$

$Q_{yy}=1+(0+0,05+0,05+0+0,05+0,05) =1.20$

W : poids de la structure

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i étant donné par : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ [2] (Art 4.5)

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i » ;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure au niveau « i » ;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i » ;

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (Tableau 4.5) [2]

4.3.3 Résultats de l'analyse sismique :

1. Modèle initial :

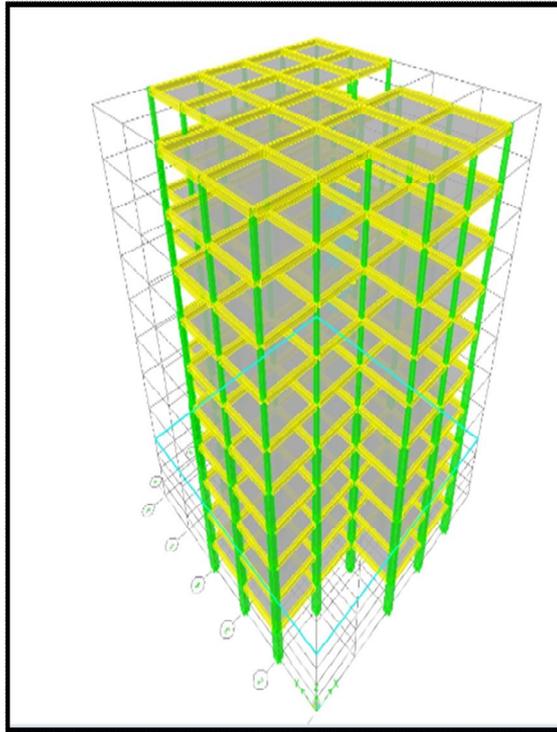


Figure 42 : vue en 3d

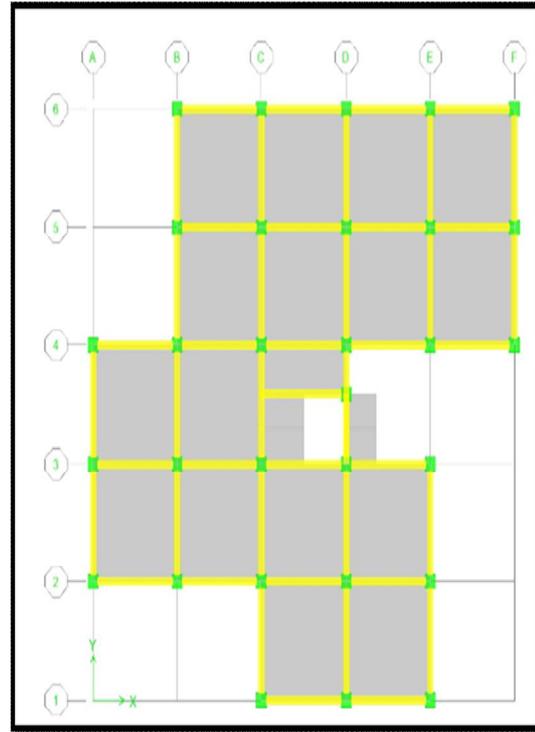


Figure 38 :vue en plan RDC

Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1.38$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **6 ème** mode

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,387964	20,2466	1,1087	0	20,2466	1,1087	0
2	1,347573	50,6511	16,8277	0	70,8977	17,9364	0
3	1,286207	9,7049	61,3449	0	80,6026	79,2813	0
4	0,452925	2,5359	0,1317	0	83,1385	79,413	0
5	0,438121	7,0684	1,1855	0	90,2069	80,5985	0
6	0,412185	0,5401	9,9872	0	90,747	90,5857	0
7	0,260866	0,8892	0,0765	0	91,6362	90,6623	0
8	0,25139	2,7026	0,2005	0	94,3388	90,8628	0
9	0,233961	0,0596	3,5735	0	94,3984	94,4363	0
10	0,177853	0,526	0,066	0	94,9244	94,5023	0
11	0,171895	1,4496	0,0998	0	96,374	94,6021	0
12	0,161743	0,0225	1,8659	0	96,3965	96,4679	0

Tableau 27 : **Participation massique du modèle initial**

- Le 1er mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2ème mode est un mode de rotation.
- Le 3ème mode est un mode de translation parallèlement à y-y

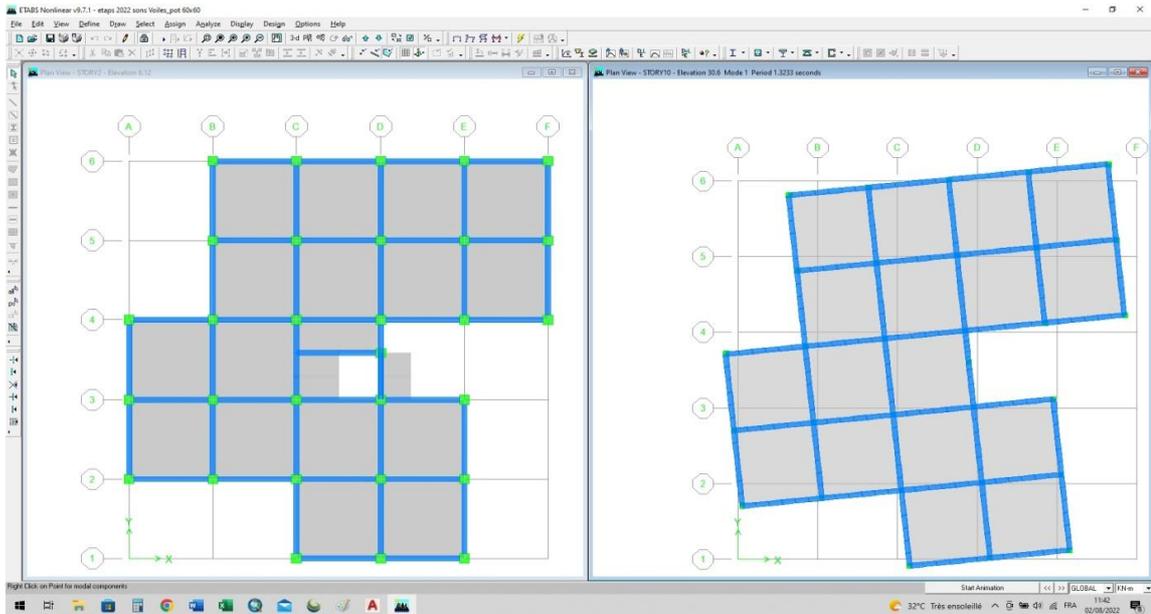


Figure 39 : translation parallèlement à x-x.

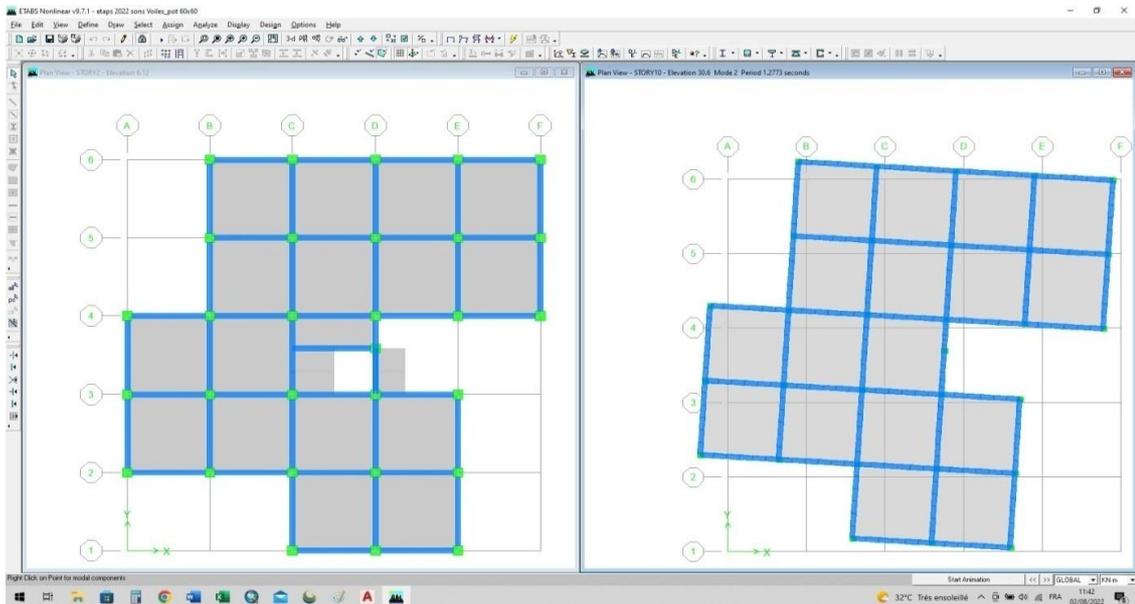


Figure 40 : Le 2ème mode : rotation.

Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

$$T = C_T * (h_N)^{3/4}$$

$C_T = 0,05$ et $h_N = 31.20m$ \longrightarrow $T = 0.66$ second

Selon l'article 4.2.4 (4) R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30%

Donc :

$$T_{exp} = 1.3 * T \quad T_{exp} = 0.88 \text{ second}$$

_ Vérification de la période numérique de la structure (Tnumérique):

il faut que :

$$T_{\text{numérique}} = 1.38 \text{ s} < T_{\text{exp}} = 0.858 \text{ s} \longrightarrow \text{La période non vérifiée}$$

$$T_{\text{numérique}} \leq T_{\text{exp}}$$

b-Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de **Etabs** on a :

● $W = 29305.5 \text{ kN} \rightarrow$

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0.25 \times 2.014 \times 1.20}{5} \times 29305.5 = 3540.80 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \frac{0.25 \times 2.014 \times 1.20}{5} \times 29305.5 = 3540.80 \text{ kN}$$

Il faut que : $V_{\text{dynamique}} \geq 0.8 * V_{\text{statique}}$ et cela dans les deux sens.

	$V_{\text{dyn}} \text{ (KN)}$	$0.8 * V_{\text{st}} \text{ (KN)}$	Observation
Sens X-X	1866.87	2832.639701	Non vérifiée
Sens Y-Y	1913.32	2832.639701	Non vérifiée

Tableau 28 : Vérification de la résultante des forces sismique

Dans le sens XX pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la repense de

$$0.8 * V_{\text{st}} / V_{\text{dyn}} = 1,517$$

Dans le sens YY pour Ey il faut augmenter tous les paramètres de la repense de

$$0.8 * V_{\text{st}} / V_{\text{dyn}} = 1,480$$

4.3.4 Modes de déformation:

Pour éviter le mode de torsion en 2eme mode et 3eme mode, on doit rigidifier la structure. Les « **RPA99 version 2003** » rendent nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement

2.Modèle (finale) :

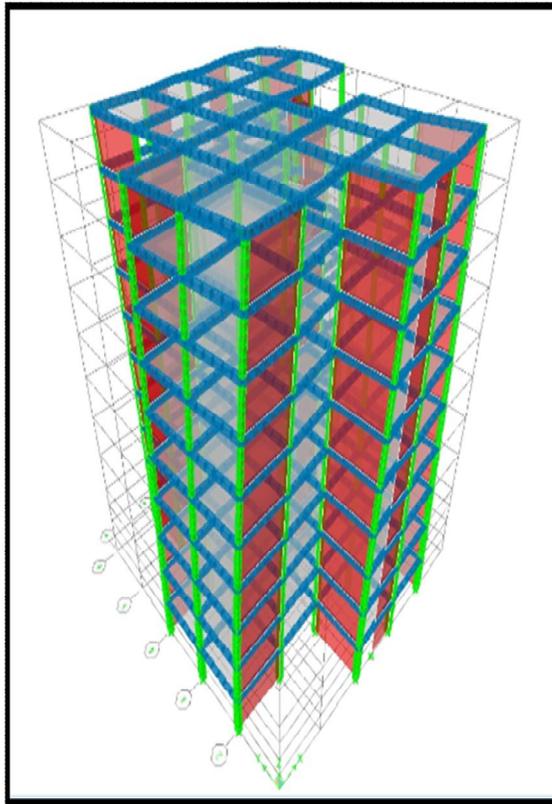


Figure 46: Vue en 3D.

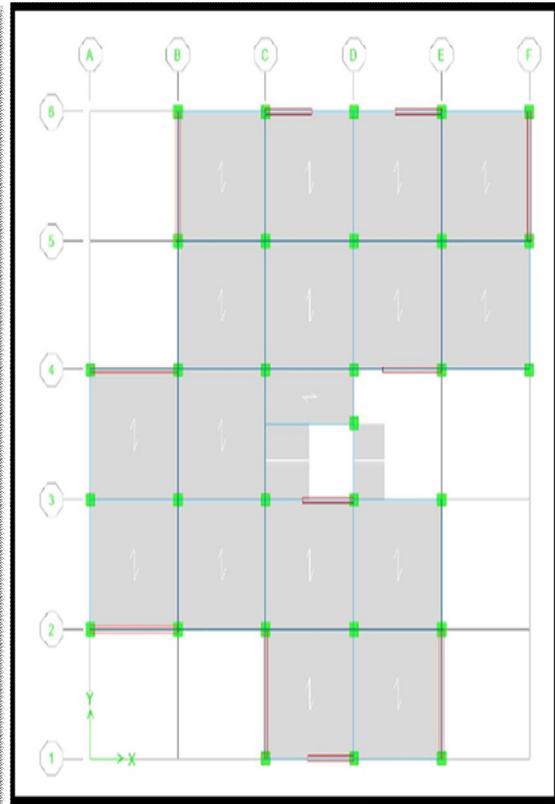


Figure 47 : vue en RDC

a-Caractéristiques dynamique propres du 2ème modèle :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : $T = 0,67$ sec.

- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8ème** mode.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,6721	7,0697	50,5409	0	7,0697	50,5409	0
2	0,659849	55,5003	10,2729	0	62,57	60,8138	0
3	0,566086	4,9571	5,2632	0	67,5271	66,077	0
4	0,166391	10,0452	3,1224	0	77,5724	69,1994	0
5	0,15354	6,5423	10,5716	0	84,1146	79,7711	0
6	0,129508	1,1586	5,7462	0	85,2732	85,5172	0
7	0,071928	3,5328	1,4075	0	88,806	86,9248	0
8	0,065369	3,0186	3,4513	0	91,8247	90,3761	0

Tableau 29: Participation massique du 2ème modèle

- Le 1er mode est un mode de translation parallèlement à y-y
- Le 2ème mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 3ème mode est un mode de rotation.

Le 1^{er} mode : translation parallèlement à y-y.

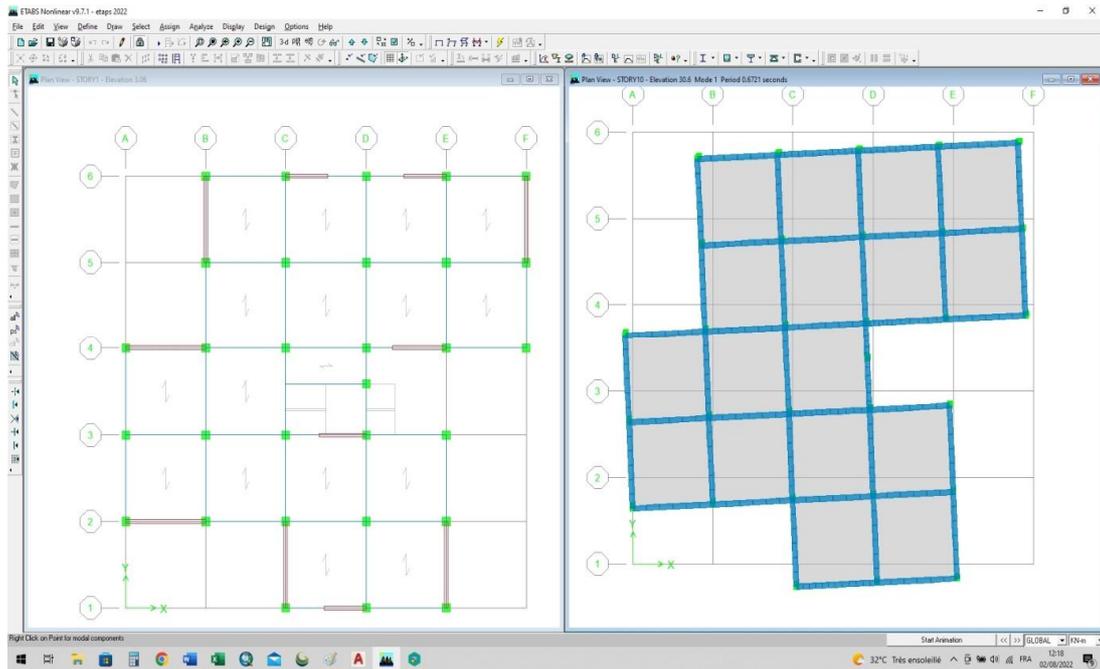


Figure 48 : translation parallèlement à y-y.

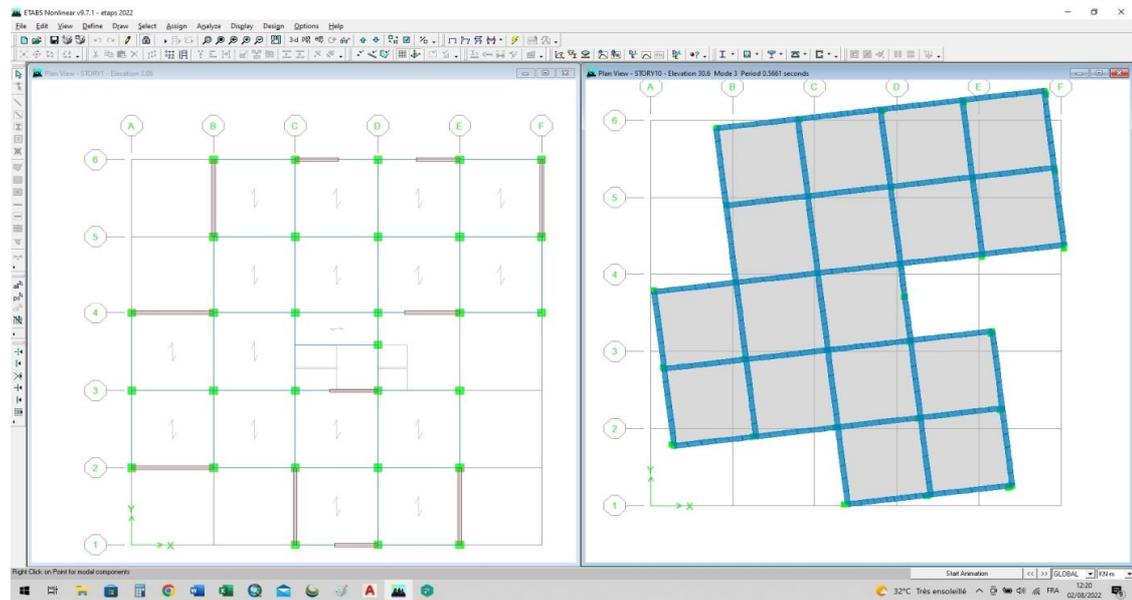


Figure 49 : translation parallèlement à x-x

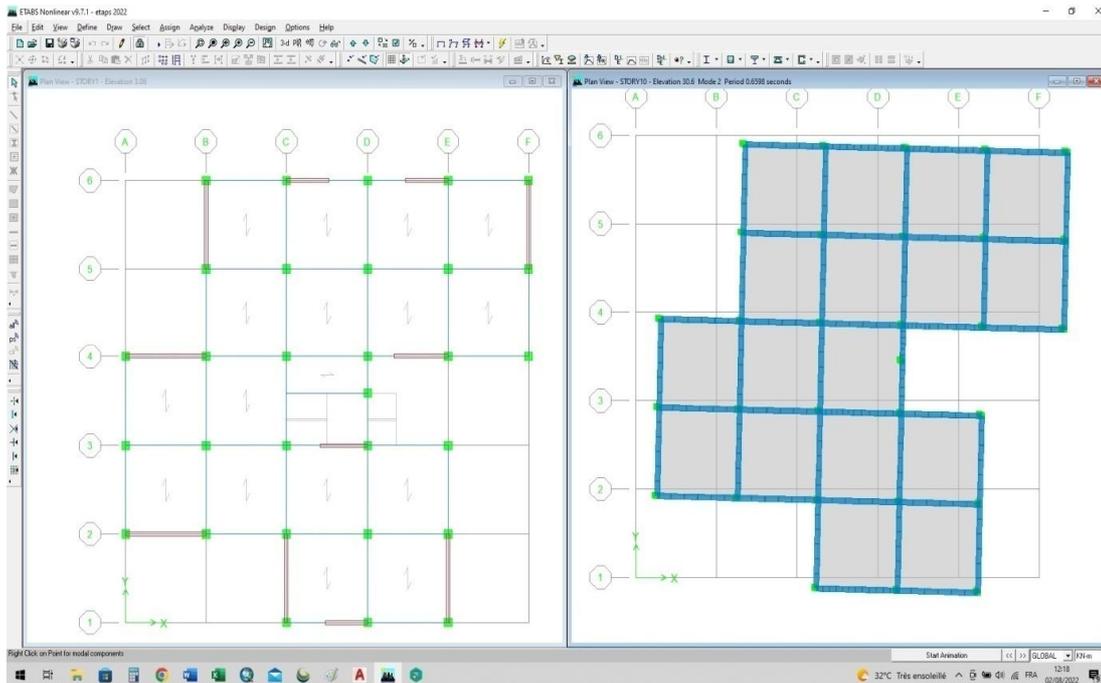


Figure 50 : Le 3ème mode est un mode de rotation

Vérification de la période numérique de la structure ($T_{numérique}$):
il faut que :

$$T_{numérique} \leq T_{exp}$$

$T_{numérique} = 0.67s < T_{exp} = 0.858s \longrightarrow$ La période est vérifiée

b-Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de **Etabs** on a :

• $W = 2946.3kN \rightarrow$

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0.25 \times 2.014 \times 1.20}{3.5} \times 2946.3 = 4522.77 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \frac{0.25 \times 2.014 \times 1.20}{3.5} \times 2946.3 = 4522.77 \text{ kN}$$

Il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens.

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	4010.67	3618.219844	vérifiée
Sens Y-Y	3871.15	3618.219844	vérifiée

Tableau 25: Vérification de la résultante des forces sismique

c-Calcul et vérification des déplacements :

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 4-4-3) :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y). Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé

comme suit : $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structures.

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques V_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

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

Le RPA99/version2003 préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser le déplacement admissible qui est : $\Delta_{kadm} = 1\%h_e$.

Avec:

h_e : la hauteur libre de l'étage considéré.

Il faut vérifier que : $\Delta_k \leq \Delta_{kadm}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant ci-après.

sens x-x :

Niveaux	Dans le sens X-X						Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
RDC	0,111	0,555	2,96	-2,41	360,0	0,660	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,3142	1,571	0,555	1,02	360,0	0,282	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,5934	2,967	1,571	1,40	360,0	0,388	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0,9285	4,6425	2,967	1,68	360,0	0,465	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1,3047	6,5235	4,6425	1,88	360,0	0,523	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1,7029	8,5145	6,5235	1,99	360,0	0,553	<i>vérifiée</i>
Etage 6	2,1135	10,566	8,5145	2,05	360,0	0,570	<i>vérifiée</i>
Etage 7	2,507	1,391385	2,96	-1,57	360,0	0,660	<i>vérifiée</i>
Etage 8	2,519	1,398045	1,391385	0,01	360,0	0,002	<i>vérifiée</i>
Etage 9	2,913	1,616715	1,398045	0,22	360,0	0,061	<i>vérifiée</i>

Tableau 26: Vérification des déplacements selon x-x

➤ Sens y-y :

Niveaux	Dans le sens Y-Y						Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
RDC	0,1542	0,540	0	0,54	360,0	0,150	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,469	1,640	0,54	1,10	360,0	0,306	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,888	3,111	1,64	1,47	360,0	0,409	<i>vérifiée</i>
Etage 3	1,383	4,843	3,111	1,73	360,0	0,481	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1,922	6,727	4,843	1,88	360,0	0,523	<i>vérifiée</i>
Etage 5	2,489	8,715	6,727	1,99	360,0	0,552	<i>vérifiée</i>
Etage 6	3,055	10,608	8,715	1,89	360,0	0,526	<i>vérifiée</i>
Etage 7	3,205	10,999	10,608	0,39	360,0	0,109	<i>vérifiée</i>
Etage 8	3,614	12,651	10,999	1,65	360,0	0,459	<i>vérifiée</i>
Etage 9	4,0647	14,226	12,651	1,58	360,0	0,438	<i>vérifiée</i>

Tableau 27: Vérification des déplacements selon y-y

d-L 'effort normal réduit :

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 7-4-3-1) :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante :

$$\nu = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (Combinaison G+Q+E).

Bc : l'aire (section brute) de cette dernière.

Fc28 : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

Remarque :

- L'effort Nd est tiré du logiciel ETABS pour chaque section du poteau en prenant la

valeur maximale donnée par les combinaisons sismiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E_x \\ 0,8G \pm E_x \\ G + Q \pm E_y \\ 0,8G \pm E_y \end{array} \right.$$

➤ Les poteaux qui sont solidaires aux voiles ne rentrent pas dans cette vérification. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	45	45	2025	1578,19	0,030	vérifiée
Etage 1	40	40	1600	1426,14	0,035	vérifiée
Etage 2	40	40	1600	1273,28	0,031	vérifiée
Etage 3	35	35	1225	1122,02	0,036	vérifiée
Etage 4	35	35	1225	970,16	0,031	vérifiée
Etage 5	30	30	900	816,32	0,036	vérifiée
Etage 6	30	30	900	660,50	0,029	vérifiée
Etage 7	30	30	900	502,70	0,022	vérifiée
Etage 8	30	30	900	343,26	0,015	vérifiée
Etage 9	30	30	900	181,57	0,008	vérifiée

Tableau 28: Vérification de l'effort normal pour les poteaux

e-Vérification des conditions du facteur de comportement R :

Dans nos précédents calculs nous avons pris $R=3,5$ donc selon le RPA99/2003 (Art3.4.a) il faut justifier que :

- Les voiles doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles
- 1) Justification des voiles sous charges verticales :

Charge vertical totales(KN)	Charge de voiles(KN)	Pourcentage(%)
47564.11	21509.57	45

Tableau 29: Charges verticales reprises par voiles

Nous remarquons que les voiles reprennent plus que 20 % des sollicitations dues aux charges verticales alors nous avons un système de contreventement avec des voiles porteurs (vérifier).

f-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [2]}$$

.....

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

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 d'étage 'k' comme indique-la figure.

➤ Selon x-x

Niveaux	hk (m)	Pk (kN)	Δk (cm)	Vk (kN)	θ-k	Observation
Etage 9	306	4485.2862	0.37	1548.051	0.004	vérifiée
Etage 8	306	9255.8278	0.38	2612.738	0.004	vérifiée
Etage 7	306	14026.369	0.40	2612.738	0.005	vérifiée
Etage 6	306	18796.369	0.40	4163.7322	0.006	vérifiée
Etage 5	306	23567.452	0.40	4771.7417	0.006	vérifiée
Etage 4	306	28348.063	0.37	5291.0581	0.006	vérifiée
Etage 3	306	33128.674	0.34	5737.3956	0.006	vérifiée
Etage 2	306	37966.485	0.27	6101.5045	0.005	vérifiée
Etage 1	306	42758.714	0.19	6389.7434	0.004	vérifiée
RDC	306	47564.111	0.08	6573.7407	0.002	vérifiée

Tableau 30 : Vérification de l'effet P-Δ sens x:

➤ Selon y-y :

Niveaux	hk (m)	Pk (kN)	Δk (cm)	Vk (kN)	$\theta-k$	Observation
<i>Etage 9</i>	306	4485.2862	0.38	1369.8337	0.004	vérifiée
<i>Etage 8</i>	306	9255.8278	0.39	2289.2298	0.005	vérifiée
<i>Etage 7</i>	306	14026.369	0.40	2995.9117	0.006	vérifiée
<i>Etage 6</i>	306	18796.911	0.40	3612.6376	0.007	vérifiée
<i>Etage 5</i>	306	23567.452	0.38	4133.4995	0.007	vérifiée
<i>Etage 4</i>	306	28348.063	0.35	4575.134	0.007	vérifiée
<i>Etage 3</i>	306	33128.674	0.31	4947.3205	0.007	vérifiée
<i>Etage 2</i>	306	37966.485	0.25	5243.1897	0.006	vérifiée
<i>Etage 1</i>	306	42758.714	0.17	5495.0741	0.004	vérifiée
RDC	306	47564.111	0.07	5651.8692	0.002	vérifiée

Tableau 31: Vérification de l'effet P- Δ sens y-y

Conclusion :

- Toutes les conditions exigées par RPA99/2003 sont satisfaites après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement.
- Les voiles reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=3.5) est justifié (voile porteur).
 - - Les voiles reprennent la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
 - Tout fois, en zone sismique III, les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'efforts tranchant d'étage .
- Effort normal à ELS :
 - Voiles :
 - $V_{ELS} = \frac{E_{voiles}}{E_{Totale}} < 20\% \dots\dots$ vérifié.
 - $V_{ELS} = \frac{E_{voiles}}{E_{Totale}} = 21509.57/47564.11 = 0,45 \Rightarrow \% > 20\% \dots\dots$ non vérifié.

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1 INTRODUCTION

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence du **BAEL 91** et des **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Poteaux
2. Poutres
3. Voiles

5.2 FERRAILAGE DES POTEAUX

5.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{28}	σ_{bc}	γ_s	f_s	σ_s
Durable	1.5	25	14.16	1.15	500	434.78
Accidentelle	1.15		18.47	1		500

Tableau 32 : Contraintes du béton et de l'acier.

5.2.2 Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a-Selon BAEL 91 [1] :

a.1. ELU : Situation durable

$$1,35G+1,5Q$$

a.2. ELS : Situation durable

$$G+Q$$

b- Selon RPA 99 [2] : Situation accidentelle

- G+Q+E
- 0,8G±E

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1- $N^{\max}, M^{\text{corr}}$

2- $M^{\max} N^{\text{corr}}$

3- $N^{\min}, M^{\text{corr}}$

Recommandation selon RPA99/2003 :

D'après **RPA99 version 2003** pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)} \quad \text{Avec :}$$

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].&

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

5.2.3 Méthode de calcul :

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Niveau	Section (cm)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s^{\text{min RPA}}$ (cm ²)
RDC	45×45	-2151.41	1.331	0	0	18.23
1 ^{ème} → 2 ^{ème}	40×40	-1944.64	2.13	0	0	18.23
3 ^{ème} → 4 ^{ème}	35×35	-1223.55	3,12	0	0	14.4
5 ^{ème}	30×30	-115.882	3,269	0	0	11.025
6 ^{ème} → 7 ^{ème}	30×30	--687.24	4,659	0	0	8.1
8 ^{ème} → 9 ^{ème}	30×30	-248.07	4,575	0	0	8.1

Tableau 33 : Ferrillages des poteaux carrés situation durable (N^{\max} , M^{corr})

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Niveau	Section (cm)	M^{\max} (kN)	N^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s^{\text{min RPA}}$ (cm ²)
RDC	45×45	42,332	804,59	11,96	6,55	18.23
1 ^{ème} → 2 ^{ème}	40×40	41,859	1097,14	15,29	9,94	18.23
3 ^{ème} → 4 ^{ème}	35×35	47,058	948,07	14,39	7,41	14.4
5 ^{ème}	30×30	42,332	804,59	13	5,51	11.025
6 ^{ème} → 7 ^{ème}	30×30	49,23	540,37	11,61	0,82	8.1
8 ^{ème} → 9 ^{ème}	30×30	44,229	211,89	6,94	0	8.1

Tableau 39: Ferrillages des poteaux carrés situation durable (M^{\max} , N^{corr})

c. N_{min} , M_{corr}) :

Niveau	Section (cm)	N^{min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{minRPA} (cm ²)
RDC	45×45	-113,91	12,329	0	0	18.23
1 ^{ème} → 2 ^{ème}	40×40	-584,85	4,584	0	0	18.23
3 ^{ème} → 4 ^{ème}	35×35	-509,23	7,764	0	0	14.4
5 ^{ème}	30×30	-354,5	9,504	0	0	11.025
6 ^{ème} → 7 ^{ème}	30×30	-209,23	4,063	0	0	8.1
8 ^{ème} → 9 ^{ème}	30×30	-20,86	2,946	0	0	8.1

Tableau 40 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{min} , M^{corr})

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : G+Q+E

a. (N^{max} , M^{corr}) :

Niveau	Section (cm)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{minRPA} (cm ²)
RDC	45×45	-1780,88	0,966	0	0	18.23
1 ^{ème} → 2 ^{ème}	40×40	-1780,88	0,966	0	0	18.23
3 ^{ème} → 4 ^{ème}	35×35	-1136,72	2,264	0	0	14.4
5 ^{ème}	30×30	-987,58	2,373	0	0	11.025
6 ^{ème} → 7 ^{ème}	30×30	-699,29	3,381	0	0	8.1
8 ^{ème} → 9 ^{ème}	30×30	-420,68	3,321	0	0	8.1

Tableau 34: Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{max} , M^{corr})

c.(M^{\max} , N^{corr}) :

Niveau	Section (cm)	M^{\max} (kN.m)	N^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{minRPA} (cm ²)
RDC	45×45	28,114	-636,84	0	0	18.23
1 ^{ème} → 2 ^{ème}	40×40	32,235	-832,24	0	0	18.23
3 ^{ème} → 4 ^{ème}	35×35	34,071	-685,84	0	0	14.4
5 ^{ème}	30×30	30,652	-582,18	0	0	11.025
6 ^{ème} → 7 ^{ème}	30×30	35,654	-391,32	0	0	8.1
8 ^{ème} → 9 ^{ème}	30×30	32,052	-154,22	0	0	8.1

Tableau 42: Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle

c.(N^{min} , M^{corr}) :

Niveau	Section (cm)	N^{min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{minRPA} (cm ²)
RDC	45×45	-480,12	1,441	0	0	18.23
1 ^{ème} → 2 ^{ème}	40×40	-425,88	3,318	0	0	18.23
3 ^{ème} → 4 ^{ème}	35×35	-370,8	5,618	0	0	14.4
5 ^{ème}	30×30	-258,14	6,877	0	0	11.025
6 ^{ème} → 7 ^{ème}	30×30	-152,1	2,943	0	0	8.1
8 ^{ème} → 9 ^{ème}	30×30	-15,96	2,14	0	0	8.1

Tableau 43: Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{min} , M^{corr})

- Combinaison : **0,8G+E**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC	45×45	-410.03	925,62	0	0	18.23
1 ^{ème} → 2 ^{ème}	40x40	-310.99	0,63	0	0	18.23
3 ^{ème} → 4 ^{ème}	35×35	-230.50	1,476	0	0	14.4
5 ^{ème}	30×30	-240.70	1,547	0	0	11.025
6 ^{ème} → 7 ^{ème}	30×30	-166.70	2,204	0	0	8.1
8 ^{ème} → 9 ^{ème}	30×30	-120.09	2,168	0	0	8.1

Tableau 35: Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

b. (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN,m)	N^{corr} (kN)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC	45×45	16,246	-402,29	0	0	18.23
1 ^{ème} → 2 ^{ème}	40x40	20,167	-565,08	0	0	18.23
3 ^{ème} → 4 ^{ème}	35×35	21,588	-430,36	0	0	14.4
5 ^{ème}	30×30	19,445	-366,32	0	0	11.025
6 ^{ème} → 7 ^{ème}	30×30	22,677	-248,63	0	0	8.1
8 ^{ème} → 9 ^{ème}	30×30	20,524	-103,71	0.48	0	8.1

Tableau 45 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

c.(N^{min}, M^{corr}) :

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{min} (kN)	M ^{corr} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²)
RDC	45×45	-324,6	0,924	0	0	18.23
1 ^{ème} → 2 ^{ème}	40×40	-287,8	2,097	0	0	18.23
3 ^{ème} → 4 ^{ème}	35×35	-250,52	3,538	0	0	14.4
5 ^{ème}	30×30	-174,49	4,33	0	0	11.025
6 ^{ème} → 7 ^{ème}	30×30	-100,88	1,877	0	0	8.1
8 ^{ème} → 9 ^{ème}	30×30	-16,44	1,409	0	0	8.1

Tableau 46: Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{min}, M^{corr})

5.2.4 Choix des armatures :

Niveaux	Sections (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{max} ZC (cm ²)	As ^{max} ZR (cm ²)	Choix des armatures	As ^{adop} (cm ²)
RDC	45×45	11.96	18.225	81	121.5	12T20	37.68
1 ^{ème} → 2 ^{ème}	40×40	15.29	18.225	81	121.5	12T20	37.68
3 ^{ème} → 4 ^{ème}	35×35	14.39	14.4	64	96	12T16	24.12
5 ^{ème}	30×30	13	11.025	49	73.5	12T14	18.48
6 ^{ème} → 7 ^{ème}	30×30	11.6	8.1	36	54	12T14	18.48
8 ^{ème} → 9 ^{ème}	30×30	6.94	8.1	36	54	12T14	18.48

Tableau47: Choix des armatures des poteaux

5.2.5 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton** : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{Ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

● **Acier**: Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=250\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a) ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Niveaux	Section (cm ²)	N_{ser}^{\max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	A_s^{adp} (cm ²)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	45×45	- 1445,88	7,996	37.68	76,6	250	5,68	15	OK
1 ^{ème} → 2 ^{ème}	40x40	- 1445,88	0,966	37.68	80	250	5.4	15	OK
3 ^{ème} → 4 ^{ème}	35×35	- 1136,72	2,264	24.12	73,7	250	5.13	15	OK
5 ^{ème}	30×30	-987,58	2,373	18.48	76.2	250	5,38	15	OK
6 ^{ème} → 7 ^{ème}	30×30	-699,29	3,381	18.48	67.5	250	5.16	15	OK
8 ^{ème} → 9 ^{ème}	30×30	- 420,68	3,321	18.48	45.1	250	3.8	15	OK

Tableau 36: Vérifications des contraintes pour les poteaux ($N_{ser}^{\max}, M_{ser}^{\text{corr}}$)

Niveaux	Section (cm ²)	M _{ser} ^{max} (kN)	N _{ser} ^{corr} (kN.m)	A _s ^{adp} (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa) sup	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	45×45	30,038	-225,48	37.68	3.32	250	2.08	15	OK
1 ^{ème} → 2 ^{ème}	40x40	30,303	-793,53	37.68	29.5	250	4.16	15	OK
3 ^{ème} → 4 ^{ème}	35×35	34,071	-685,84	24.12	24.1	250	4.84	15	OK
5 ^{ème}	30×30	30,652	-582,18	18.48	21	250	5.32	15	OK
6 ^{ème} → 7 ^{ème}	30×30	35,654	-391,32	18.48	4.67	250	6.28	15	OK
8 ^{ème} → 9 ^{ème}	30×30	32,052	-154,22	18.48	67,7	250	5.59	15	OK

(M_{ser}^{max}, N_{ser}^{corr}) : **Tableau 37: Vérifications des contraintes pour les poteaux**

Niveaux	Section (cm ²)	N _{ser} ^{min} (kN)	M _{ser} ^{corr} (kN.m)	A _s ^{adp} (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa) sup	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	45×45	-113,32	9,209	37.68	1.79	250	0.77	15	OK
1 ^{ème} → 2 ^{ème}	40x40	-425,88	3,318	37.68	22.1	250	1.7	15	OK
3 ^{ème} → 4 ^{ème}	35×35	-370,8	5,618	24.12	21	250	1.91	15	OK
5 ^{ème}	30×30	-258,14	6,877	18.48	14.8	250	1.81	15	OK
6 ^{ème} → 7 ^{ème}	30×30	-152,1	2,943	18.48	12	250	1.33	15	OK
8 ^{ème} → 9 ^{ème}	30×30	-15,96	2.14	18.48	2.3	250	0.42	15	OK

Tableau 50: Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{min}, M_{ser}^{corr})

5.2.6 Vérification de l'effort Tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteaux

Où τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91 : [1]

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5MPa) \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4MPa) \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon RPA99 ver2003 : [2]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

Avec λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	45x45	37.68	0.24	4.76	0.04	1	2.5	OK
1 ^{ème} → 2 ^{ème}	40x40	37.68	0.23	5.35	0.075	1.88	2.5	OK
3 ^{ème} → 4 ^{ème}	35x35	24.12	0.3	6.12	0.075	1.88	2.5	OK
5 ^{ème} → 9 ^{ème}	30x30	18.48	0.39	7.14	0.075	1.88	2.5	OK

Tableau 38: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

5.2.7 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles des **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- Selon **CBA 93** :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

φ_t : Diamètre des armatures transversales.

φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon les **RPA99 version 2003** :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e} \quad \text{Avec :}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

• L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$Zone nodale (zone III).

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone courante (zone III)}.$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme

suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales

$f_e=500\text{MPa}$ (FeE500).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	45x45	12T20	20	10	20
1 ^{ème} → 2 ^{ème}	40x40	12T20	20	10	20
3 ^{ème} → 4 ^{ème}	35x35	12T16	16	10	15
5 ^{ème}	30x30	12T14	14	10	15
6 ^{ème} → 7 ^{ème}	30x30	12T14	14	10	15
8 ^{ème} → 9 ^{ème}	30x30	12T14	14	10	15

Tableau 39: Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _{tr} ^{max} (kN)	Zone	St (cm)	A _{tca} (Cm ²)	Choix	As adp cm ²
RDC	45x45	2.14	4.76	3.75	37.68	N	10	0.73	4T8	2,01
						C	20	1.47	4T8	2,01
1 ^{ème} → 2 ^{ème}	40x40	2.14	5.35	2.5	37.68	N	10	0.41	4T8	2,01
						C	20	0.83	4T8	2,01
3 ^{ème} → 4 ^{ème}	35x35	2.14	6.12	2.5	24.12	N	10	0.47	4T8	2,01
						C	20	0.95	4T8	2,01
5 ^{ème} → 9 ^{ème}	30x30	2.14	7.14	2.5	37.68	N	10	0.53	4T8	2,01
						C	16	0.86	4T8	2,01

Tableau 40: Choix des armatures transversales pour les poteaux

5.2.8 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III.

Pour :

- $\phi = 25\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 125\text{cm}$
- $\phi = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$

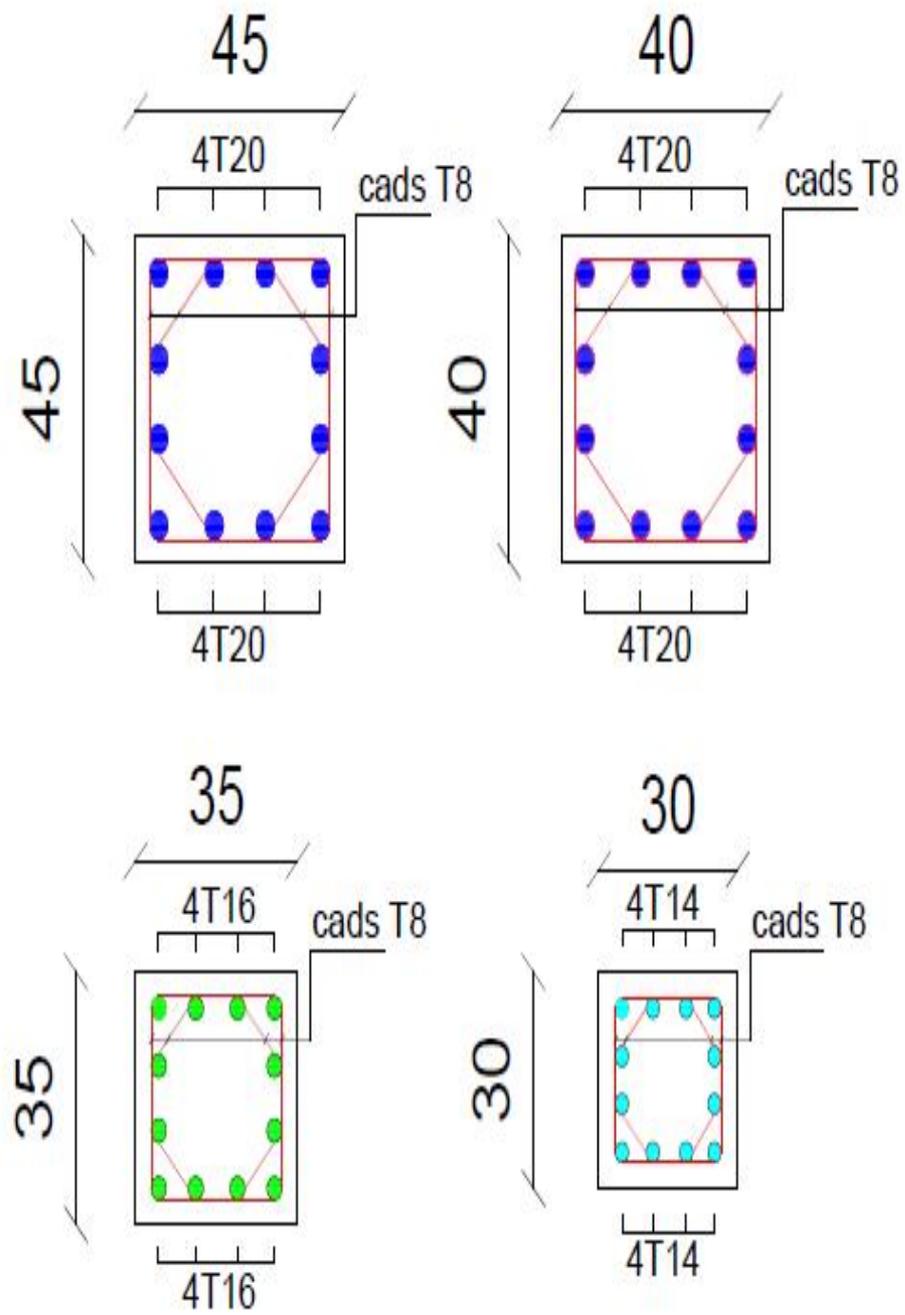


Figure 51 : Schéma de ferrailage des poteaux.

5.3 Ferrailage des poutres :

5.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable → $ELU: 1,35G + 1,5Q$

→ $ELS: G + Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle → $G + Q + E$

→ $0.8 G \pm E$

5.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

5.3.3 Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les Portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

-Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

❖ **Sens porteur :**

- Poutre (30x40)

Situation	Section (cm ²)	Position	M max (kNm)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Durable : 1,35G+1,5Q	30x40	Travée	65.77	4.28	0
		Appui	-128.34	8.97	0
Accidentelle : G+Q+E	30x40	Travée	123.76	7.12	0
		Appui	-167.35	9,93	0
Accidentelle : 0.8G+E	30x40	Travée	127.58	7.36	0
		Appui	150.43	8.82	0

Tableau 54: Ferrailage des poutres porteuses 30x40

❖ **Sens non porteur 30x40**

Situation	Section (cm ²)	Position	M max (kNm)	As (cm ²)	As' (cm ²)
 durable : 1,35G+1,5Q	30x40	Travée	60.53	3.92	0
		Appui	-77.54	5.11	0
accidentelle : G+Q+E	30x40	Travée	79.51	4.44	0
		Appui	-92.29	5.2	0
accidentelle : 0.8G+E	30x40	Travée	78.11	4.37	0
		Appui	-87.81	4.93	0

Tableau 41: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40

5.3.4 Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Section (cm ²)	Position	M max (kNm)	As ^{max} (ZC) (cm ²)	As ^{max} (ZR) (cm ²)	As ^{min} RPa (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	As ^{adp} (cm ²)
PP(30×40)	Travée	127.58				7.36	5T14	7,7
	Appui	167.35	48	72	6	9,93	6T16	12.06
PS(30×40)	Travée	79.51				4.44	5T14	7.7
	Appui	92.29	48	72	6	5.2	5T14	7.7

Tableau 42: Choix des armatures des poutres

5.3.5 Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec : $f_{t28}=2.4$; $f_e=500$ MPa

Section (cm ²)	As ^{Choisi} cm ²	As ^{min} cm ²	Vérification
PP30×40	7.7	1.04	Vérifiée
PNP30×40	7.7	1.04	Vérifiée

Tableau 43: Vérification de la condition de non fragilité

5.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS :

$$1) \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28}$$

$$2) \sigma_{st} = \frac{n M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

-Position de l'axe neutre :

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

- Moment d'inertie

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

La fissuration est considérée préjudiciable :

	Position	Mser(kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
PP(30×40)	Travée	47.92	5.66	15	183.25	250	C. Vérifier
	Appui	92.85	10.06	15	232.73	250	C. Vérifier
PS(30×40)	Travée	43.85	5.44	15	168.55	250	C. Vérifier
	Appui	56.58	7.02	15	217.48	250	C. Vérifier

Tableau 44 : Vérification des poutres à l'ELS

5.3.7 Vérification de l'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}$

Avec :

Tu : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\bar{\tau} \leq \min(0.1f_{c28}; 4MPa) = 2.5 MPa$$

Section (cm ²)	V_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
PP (30×40)	129.77	1.2	2.5	C. Vérifier
PNP (30×40)	113.14	1.05	2.5	C. Vérifier

Tableau 45: Vérification de la contrainte de cisaillement

5.3.8 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 (Fe=500MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} St = \text{Min} (0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{b \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{c28} K}{0.8 f_{c28}} \quad K=1 \\ \frac{A_t \times f_g}{b \times St} > \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{MPa} \right) \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0.003 \times St \times b \\ St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi l \right) \quad \text{Zone nodale} \\ St \leq \frac{h}{2} \quad \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi l; \frac{b}{10} \right) = 1.43\text{cm}$$

-On prend : $\phi t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Section (cm ²)	Tu (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		St ^{adp} Cm		A _t (cm ²)	Choix
				St (cm)	St(cm) ZC	St(cm) ZN	ZN	ZC		
Principale	30×40	129.77	1.2	32.4	20	10	10	20	0.42	4T8
Secondaire	30×40	113.14	1.05	32.4	20	10	10	20	0.32	4T8

Tableau 60: Calcul des armatures transversales

5.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r=50Ø (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

$$\varnothing=16\text{mm} \dots \dots \dots L_r=80\text{cm}$$

$$\varnothing=14\text{mm} \dots \dots \dots L_r=70\text{cm}$$

5.3.10 Arrêt des barres :

Armatures inférieures :

$$h \leq \frac{L}{10}$$

Armatures supérieures :

$$h' \leq \begin{cases} \frac{L^{\text{max}}}{4} \dots \dots \dots \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\text{max}}}{5} \dots \dots \dots \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : $L = \max (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

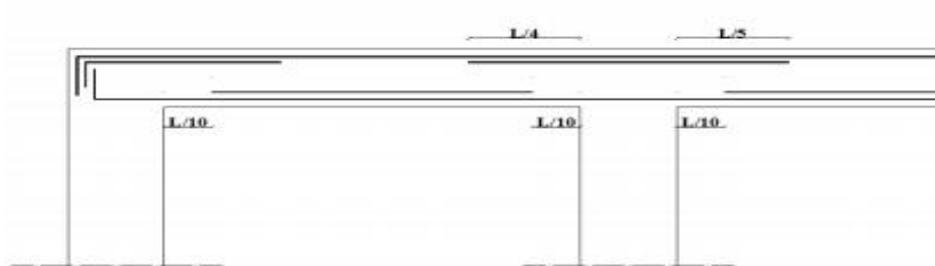


Figure 41: Arrêt des barres.

5.3.11 Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$

Tel que :

-Poutre porteuse (30×40) : $f_{adm} = 0.5 + \frac{478}{1000} = 0.98 \text{ cm}$

-Poutre non porteuse (30×40) $f_{adm} = 0.5 + \frac{478}{1000} = 0.98 \text{ cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

-Calcul de la flèche due aux déformations différées

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

-Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Cas	Section (cm ²)	Mser (kNm)	As (cm ²)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
P.P	30×40	47.92	7,7	7.44	14.58	7.14	9.8	OK
P.S	30×40	43.85	7.7	6.52	13.01	6.48	9.8	OK

Tableau 46: récapitulatif du calcul de la flèche

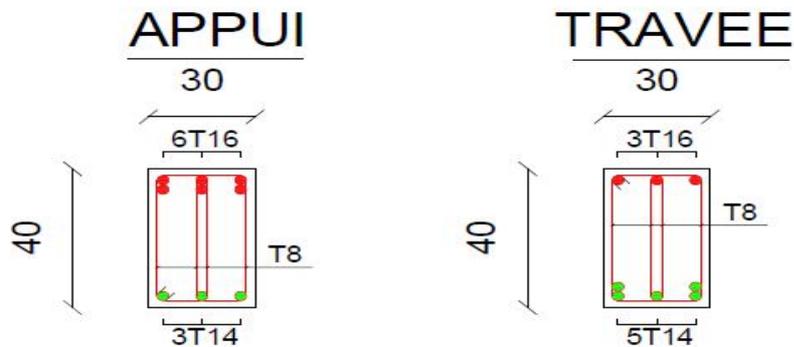


Figure 53: Schéma de ferrailage de poutre principale (30x 40)

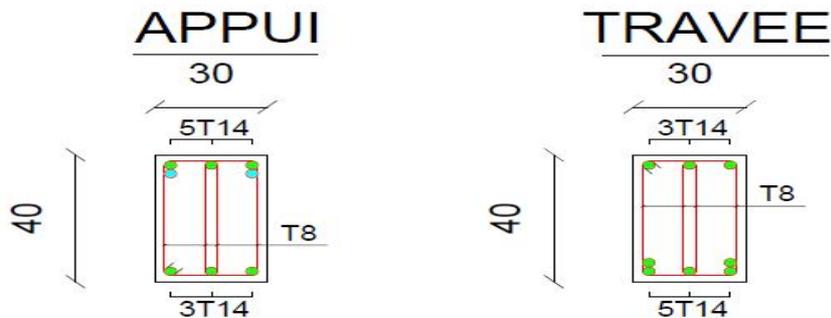


Figure 54 : Schéma de ferrailage de poutre non porteuse (30x40)

5.4 Ferrailage des voiles :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan, ces éléments peuvent être

- En maçonnerie non armé ou armée auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non appelés voiles.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes.

5.4.1 Recommandations réglementaires :

A) Armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts de la flexion (traction +compression) et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile, ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ❖ Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de $(0,2\% * L_t * e)$.

Avec : L_t : longueur de la zone tendue

E : épaisseur du voile.

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (ST) doit être inférieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.
- ❖ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

Armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur 10Φ . La section d'armature est donnée par :

$$AH = 0.15 \% B$$

Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m² au moins.

Armatures de couture :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture, dont la section doit être calculée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{T}{f_{td}}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction due aux moments de renversement.

E) Règles communes :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

- $A_{min} = 0,15\% \Rightarrow$ section globale du voile.

- $A_{min} = 0,1\% \Rightarrow$ zone courante.

On prend généralement $A_{min} = 0,2\% \times L_t \times e$

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1,5e ; 30\text{cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\Phi < l/10$.

Longueur de recouvrement :

- $L_r = 40 \Phi$ « zone tendue ».

- $L_r = 20 \Phi$ « zone comprimé ».

5.4.2 Sollicitations et ferrailage :

✓ **Plan de repérage des voiles :**



Figure55: Plan de repérage des voiles.

Avec :

Voile	L(cm)
V1X, V3X, V5X	2.5
V4X	3.2
V2X, V7X, V1Y, V2Y, V3Y, V4Y	4.73

-Pour le ferrailage on découpe en 3 zones :

Tableau 62: zone de calcul pour le ferrailage des voiles

Zone	Niveaux
1	RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme}
2	3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme}
3	6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme}

✓ **Ferraillage des voiles :**

Principe des calculs :

a. Acier verticaux :

Cas 1 :

$\sigma_1, \sigma_2 < 0 \Rightarrow$ **SEC** : Donc on ferraille pour la section minimal dans la RPA.

$$A_{smin} = 0.2\% L.e$$

Cas 2 :

$\sigma_1, \sigma_2 > 0 \Rightarrow$ **SET** : En calculer le volume des contraintes de traction F_t

Et calculer la section des armatures verticales. $A_v = \frac{F_t}{F_e}$

$-A_v < A_{min} = 0.2\% . e.l$ on ferraille avec la section minimale

$-A_v > A_{min}$: on ferraille avec A_v

Cas 3 :

σ_1, σ_2 : sont de signe différent \Rightarrow SPC

On calculer les contraint pour la zone tendu

$$\sigma_1 = \frac{N}{s} - \frac{6M}{e.l^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{s} + \frac{6M}{e.l^2}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissons appliqué

S : section transversale du voile

e : épaisseur de voiles

l : longueur de voile

b. Aciers horizontale :

On calcule :

$$A_{h1} = \frac{\tau u . b_0 . s_t}{0.8(0.8) f_e}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v$$

$$A_{hmin} = 0.15\% . e . l$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{a . d}$$

$$\bar{V} = 1.4V_u , d = 0.9l$$

V_u : Effort tranchant

a : épaisseur de voile

L : longueur de voile

St : espacement maximale

$$A_h \geq \max (A_{h1}, A_{h2}, A_{hmin})$$

c. Armatures de joint de bétonnage :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

d. vérification de contraintes de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.15} = 18.48 \text{ Mpa}$$

Condition de vérification : $|\sigma_c| < |\sigma_{bc}|$

e. vérification de contraint de cisaillement :

$$\bar{\tau}_{ub} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Condition de vérification : $\tau_u < \bar{\tau}_{ub}$

5.4.3 Exemple de calcul (voile V1X, V3X, V5X) :

Soit le voile de longueur L = 2.5m, a = 0,15 m (épaisseur) S = 0.5m²

N = -1207.79 ; M = 1418.26KN.m ; V_u = 308.29KN

a. Armature verticales :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{6M}{e.l^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{6M}{e.l^2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{-1207.79}{0.5} - \frac{6 \cdot 1418.26}{0.2 \cdot 2.5^2} \\ \sigma_2 = \frac{-1207.79}{0.5} + \frac{6 \cdot 1418.26}{0.2 \cdot 2.5^2} \end{cases}$$

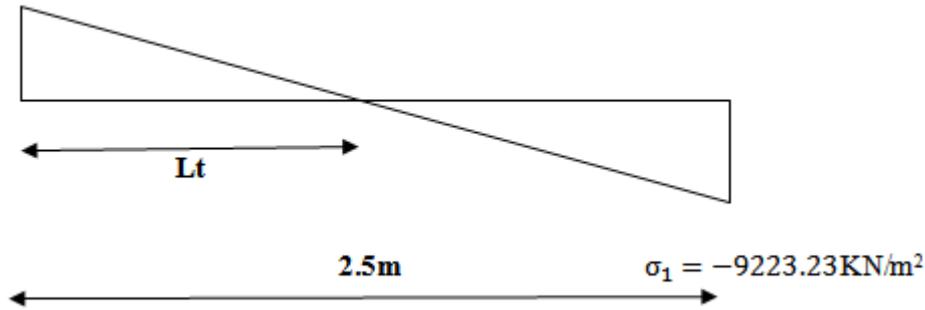
$$\sigma_1 = \frac{-1207.79}{0.5} + \frac{6 \cdot 1418.26}{0.2 \cdot 2.5^2}$$

$$\sigma_1 = -9223.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 4392.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 4392.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 4392.07 \text{ KN/m}^2$$



$$L_T = \frac{L}{\left| \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right| + 1} = 0.81 \text{ m}$$

$$F_T = \frac{\sigma_2 \cdot l_t \cdot e}{2} = 354.04 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad A_V = \frac{F_T}{f_e} = \frac{354.04 \cdot 10^3}{500 \cdot 10} = 7.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.2\% \cdot e \cdot l = 3.24 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures : 2*5T12 ==> $A_s = 11.3 \text{ cm}^2$

Verification d'espacement: $esp = \frac{81}{5} = 16.2 \text{ cm}$

$S_t \leq (1.5a, 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ verifier

b. armature horizontal :

$$\bar{V} = 1.4 V_u = 431.61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{a \cdot d} = \frac{431.61}{0.2(0.9 \times 2.5)} = 0.95 \text{ Mpa}$$

$$A_{h1} = \frac{\tau_u \cdot a \cdot s_e}{0.8(0.8 f_e)} = \frac{0.95 \times 200 \times 150}{0.8(500 \times 0.8)} = 0.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (A_v) = \frac{2}{3} (11.3 \text{ cm}^2) = 7.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{hmin} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 0.2 \times 2.5 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_r \geq \max\{A_{r1}, A_{r2}, A_{rmin}\} = 7.53 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 4T12 = 9.04 \implies S_t = 15 \text{ cm}$

c. armature de joint de bétonnage :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

$$\bar{V} = 1.4V_u \implies \bar{V} = 431.61 \text{ kN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{431.61 \times 10^3}{500} = 9.5 \text{ cm}^2$$

$A_{vj} = 9.5 \text{ cm}^2 \implies$ cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage

d. vérification de contrainte de compression :

$$|\sigma_1| = \sigma_c = 9.22 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} > \sigma_c \rightarrow$ Condition vérifiée

e. vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 0.95 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 5 \text{ Mpa}$$

$\bar{\tau}_u > \tau_u \rightarrow$ Condition vérifiée

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1- Armature vertical :

• Voiles (V1X, V3X, V5X) : $L = 2.5 \text{ m}$; $e = 0.15 \text{ m}$

ZONE	N(KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	A _s adoptées (cm ²)
1	-1207,79	1418,26	-9223,23	4392,07	0,81	354,20	7,08	2x5T12	11,3
2	-664,95	639,66	-4400,27	1740,47	0,71	123,33	2,47	2x4T12	9,04
3	-853,95	370	-3483,90	68,10	0,05	0,33	0,01	2X2T12	4,52

Tableau 63: Calcul des armatures vertical V1X, V3X, V5X

• Voiles (V4X) : L= 3.2 m ; e= 0.15m

ZONE	N(KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	A _s adoptées (cm ²)
1	-903,29	2013,67	-7310,81	4488,03	1,22	546,29	10,93	2x7T12	15,82
2	-985,7	1135,1	-4865,64	1785,33	0,86	153,36	3,07	2x5T12	11,3
3	-561,13	549,45	-2486,48	732,95	0,73	53,40	1,07	2x4T12	9,04

Tableau 47: Calcul des armatures vertical V4X,

Voiles (V2X, V7X, V1Y, V2Y, V3Y, V4Y) : L= 4.73 m ; e= 0.15m

ZONE	N(KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt (m)	FT (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	A _s adoptées (cm ²)
1	-1081,21	6050,71	-9256,37	6970,52	2,03	1416,30	28,33	2x14T12	31,61
2	-896,37	3623,27	-5806,01	3910,93	1,90	744,55	14,89	2x10T12	22,6
3	-1040,78	1914,94	-3667,95	1467,57	1,35	198,37	3,97	2x6T12	13,56

Tableau 65: Calcul des armatures vertical V2X, V7X, V1Y, V2Y, V3Y, V4Y,

2- Armatures de joint de bétonnage :

• Voiles (V1X, V3X, V5X) : L= 2.5m ; e= 0.15m

ZONE	Vu(KN)	\tilde{V}_u (KN)	L(m)	e(m)	f _e (MPA)	As (cm ²)	choix d'armatures	A _s adoptées (cm ²)
1	308,29	431,606	2,5	0,2	500	9,50	2x5T12	11.3
2	214,54	300,356	2,5	0,2	500	6,61	2x4T12	9.04
3	185,89	260,246	2,5	0,2	500	5,73	2X2T12	4.52

Tableau 66: Calcul des armatures de joint de bétonnage V1X, V3X, V5X

• Voiles (V4X) : L= 3.2 m ; e= 0.15m

ZONE	Vu(KN)	\tilde{V}_u (KN)	L(m)	e(m)	f _e (MPA)	As (cm ²)	choix d'armatures	A _s adoptées (cm ²)
1	369,15	516,81	3,2	0,2	500	11,37	2x7T12	15.82
2	306,99	429,786	3,2	0,2	500	9,46	2x5T12	11.3
3	245,33	343,462	3,2	0,2	500	7,56	2x4T12	9.04

Tableau 67: Calcul des armatures de joint de bétonnage V4X

• Voiles (V2X, V7X, V1Y, V2Y, V3Y, V4Y) : L= 4.73 m ; e= 0.15m

ZONE	Vu(KN)	\tilde{V}_u (KN)	L(m)	e(m)	fe (MPA)	As (cm ²)	choix d'armatures	As adoptées (cm ²)
1	856,26	1198,76 4	4,73	0,2	500	26,37	2x14T12	31.61
2	709,27	992,978	4,73	0,2	500	21,85	2x10T12	22.6
3	565,68	791,952	4,73	0,2	500	17,42	2x6T12	13.56

Tableau 68: Calcul des armatures de joint de bétonnage V2X, V7X, V1Y, V2Y, V3Y, V4Y

3- Armature horizontale :

• Voiles (V1X, V3X, V5X) : L= 2.5m ; e= 0.15m

ZONE	A _{H1} (cm ²)	A _{H2} (cm ²)	A _{Hmin} (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm ²)
1	0,81	7,53	7,5	7,53	2*4T12	15	9.05
2	0,56	6,03	7,5	7,5	2*4T12	15	9.05
3	0,49	3,01	7,5	7,5	2*4T12	15	9.05

Tableau 48: Calcul des Armature horizontale V1X, V3X, V5X.

• Voiles (V4X) : L= 3.2 m ; e= 0.2m

ZON E	A _{H1} (cm ²)	A _{H2} (cm ²)	A _{Hmin} (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm ²)
1	0,76	10,55	9,6	10,55	2*5T12	15	11.3
2	0,63	7,53	9,6	9,6	2*5T12	15	11.3
3	0,50	6,03	9,6	9,6	2*5T12	15	11.3

Tableau 70: Calcul des Armature horizontale V4X.

• Voiles (V2X, V7X, V1Y, V2Y, V3Y, V4Y) : L= 4.73 m ; e= 0.15m

ZONE	A _{H1} (cm ²)	A _{H2} (cm ²)	A _{Hmin} (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm ²)
1	1,19	21,07	14,19	21,07	2*10T12	15	22.6
2	0,98	15,07	14,19	15,07	2*7T12	15	15.82
3	0,78	9,04	14,19	14,19	2*7T12	15	15.86

Tableau 71: Calcul des Armature horizontale V2X, V7X, V1Y, V2Y, V3Y, V4Y.

4- Vérification des contraintes de compression et cisaillement :

- Voiles (V1X, V3X, V5X) : L= 2.5m ; e= 0.15m

ZONE	δc	δbc	Obs	τu	τub	Obs
1	9.22	18.48	vérifier	0,86	5	vérifier
2	4.4	18.48	vérifier	0,60	5	vérifier
3	3.48	18.48	vérifier	0,52	5	vérifier

Tableau 49: Vérification des contraintes de compression et cisaillement V1X, V3X, V5X

- Voiles (V4X) : L= 3.2 m ; e= 0.15m

ZONE	δc	δbc	Obs	τu	τub	Obs
1	7.31	18.48	vérifier	0,81	5	vérifier
2	4.87	18.48	vérifier	0,67	5	vérifier
3	2.49	18.48	vérifier	0,54	5	vérifier

Tableau 73: Vérification des contraintes de compression et cisaillement V4X

- Voiles (V2X, V7X, V1Y, V2Y, V3Y, V4Y) : L= 4.73 m ; e= 0.15m

ZON E	δc	δbc	Obs	τu	τub	Obs
1	9.25	18.48	vérifier	1,27	5	vérifier
2	5.81	18.48	vérifier	1,05	5	vérifier
3	3.67	18.48	vérifier	0,84	5	vérifier

Tableau 74: Vérification des contraintes de compression et cisaillement V2X, V7X, V1Y, V2Y, V3Y, V4Y

VOILES V1X,

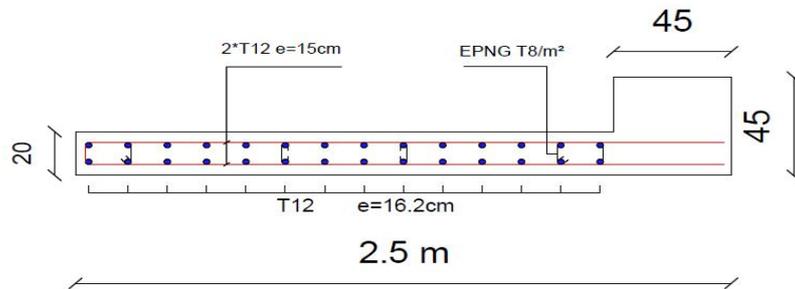


Figure 56: Schéma de Ferrailage de voile V1X, V3X, V5X (Zone 1)

6.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation:

Fondation superficielle:

- Semelle isolée
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteaux
- Semelle filante croisées
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

6.2. Choix de type de fondation:

Choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- L'effort transmis à la base.
- La contrainte du sol σ_{sol}
- La classification du sol

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage,

Adonné une contrainte admissible égale à 2 bars.

6.3. Calcul des fondations:

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec:

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N: Effort normal appliqué sur la fondation.

S: Surface de la fondation.

6.4. Semelle isolée :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au

$$\text{Rapport } a \text{ sur } b = \frac{A}{B}$$

b : Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : D'où $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$; $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

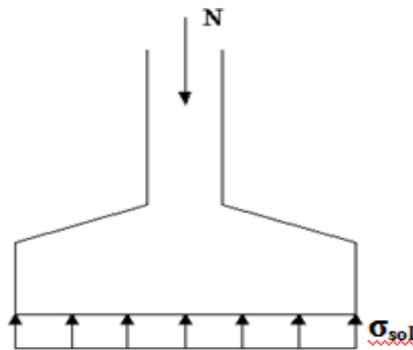


Figure 57 : semelles isolée sous poteaux

Avec:

σ_{sol} : Contrainte du sol

N_{ser} : Effort normal appliqué
sur les fondations: Surface de
la fondation.

$N=N_1$ (revenant de la structure) calculé par la combinaison[G+Q].

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité et de
telle façon à vérifié que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à : $N=1474.74\text{kN}$

$$\text{Donc } S \geq \frac{1474.74}{200} = 7,37$$

$$S=7,37\text{m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{7,37} = 2,73 \Rightarrow B = 3.5\text{m}$$

Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux
semelles):

Il faut vérifie que:

$$L_{min} \geq 1,5xB$$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux On a: $L_{min}=4,73\text{m} <$
 $1,5xB=5,25\text{ m} \dots\dots$ non vérifie

Conclusion:

On remarque qu'il ya chevauchement des semelles, on passe alors a l'étude des semelles
filantes.

VI.3.1. Semelles filantes :

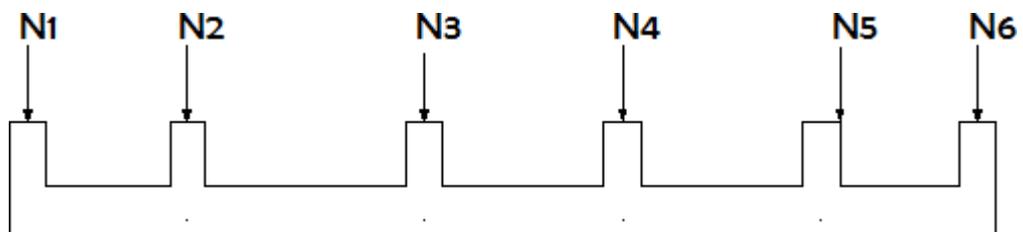


Figure 58: Semelles filantes

- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma \leq \frac{N}{S}$ Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

<i>Semelle</i>	<i>N(kN)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>B^{choisie}(m)</i>
SF(1)	3026,58	9,55	1,58	1,6
SF(2)	5740,72	18,97	1,51	1,6
SF(3)	6774,46	23,7	1,43	1,6
SF(4)	6243,13	23,7	1,32	1,6
SF(5)	6185,8	23,7	1,31	1,6
SF(6)	2563,48	9,46	1,35	1,6

Tableau 75 : Sections des semelles filantes

Vérification:

Il faut vérifier que: $\frac{S_s}{S_b} < 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

Semelles = 556.33 m²

Bâtiments = 1800.73 m² (calculer par AUTOCAD)

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{556.33}{1800.73} = 31\% < 50\%$$

Donc on opte pour des semelles filantes dans le sens Y-Y

VI.3.1.1. Pré dimensionnement de la semelle filante:

a) **Dalle:**

➤ **Condition de l'épaisseur minimale:**

La hauteur de la semelle doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$)

On prend $h=25\text{cm}$

$$ht = \frac{B - b}{4} + 5\text{cm}$$

$$ht = \frac{160 - 45}{4} + 5\text{cm} = 33.75\text{ cm} \approx 35\text{cm}$$

B(m)	$h_t(\text{cm})$
1,60	35

Tableau 76 : Les dimensions de la dalle de semelle sfilantes

b) Nervure:

Pour étudier la raideur d'une nervure nous utilisons la théorie de la poutre sur sol

élastique ; La nervure est rigide, l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton.

b_n :largeur de la nervure

b_s :largeur semelle

a:largeur de poteau

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

On aura:

Nous avons un sol de densité moyenne → $K=4 [\text{kg/cm}^3]$.

$$le = \sqrt[4]{\frac{4xExI}{Kxbsf}}$$

$$hn \geq \sqrt[3]{\frac{48xKxbsfxl^4}{Exbnx\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48x0.04x1600x4730^4}{321641.95x450x\pi^4}} = 1,03 \approx 1.1\text{m}$$

Sans	b_{sf}	h_t	b_n	h_n choix
	(m)	(cm)	(cm)	(m)
Y-Y	1,60	35	45	1,1

Tableau 77 : Les dimensions de la nervure

6.5.Vérification Nécessaire:

6.5.1. Vérification de la stabilité au renversement:

a. La 1^{er} méthode:

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des Effort horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec:

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, eté ventuellement desterres. M_R :Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 :Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure

h :Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier **ETABS**.

Sens x-x:

$$M_0 = 60759,48 \text{ kN.m}; V_0 = 4083,90 \text{ kN}; h = 3,06 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 732$$

$$56.21 \text{ KN.m } N = N_{G1} + N_{G2}$$

N_{G1} : Poids propre de la structure ; N_{G2} : Poids propre de la semelle.

Donc:

$$N = 28771.63 \text{ KN}$$

$$M_s = N \cdot x_G = 343254.45 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 4,86 > 1,5 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$M_R$$

Sens y-y:

$$M_0=45684,23\text{KN.m}; V_0=3925,83\text{kN}; h=3.06\text{m} \text{ Donc: } MR=12$$

$$013.03 \text{ KN.m}; M_s=N.yG=370578.59\text{KN.m}$$

$$\frac{M_s}{N} = 30,83 > 1.5 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

M_r

b. La 2^{ème} méthode :

Ondoit vérifier que $e = \frac{M}{N} \leq B$ (RPA99) (article 10.1.5).

a. Suivent X-X: $e = \frac{73256.21}{28771,634} = 2,54\text{m} \leq \frac{23,7}{4} = 5,92\text{m} \dots\dots \text{vérifier}$

b. Suivent Y-Y: $e = \frac{12013.03}{28771,63} = 0,41\text{m} \leq \frac{23,7}{4} = 5,92\text{m} \dots\dots \text{vérifier}$

Conclusion:

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; d

on notre structure est stable dans les deux sens

**Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante : A
ELS:**

Semelle	$N_{SER}(KN)$	$B(m)$	$L(m)$	$\sigma (MPa)$	$\sigma_{sol} (MPs)$	Vérification
SF(1)	2376,65	1,6	9,55	198,07	200	Vérifiée
SF(2)	2195,05	1,6	18,97	189,14	200	Vérifiée
SF(3)	3033,23	1,6	23,7	178,65	200	Vérifiée
SF(4)	3369,84	1,6	23,7	164,64	200	Vérifiée
SF(5)	3370,06	1,6	23,7	163,13	200	Vérifiée
SF(6)	3032,99	1,6	9,46	169,36	200	Vérifiée

Tableau 78: Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante.

6.2. Ferrailage Des Semelles Filantes:

VI.5.1. Ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour 1 m linéaire, nous avons :

P_u : L'effort normal reparti à l'ELU.

Exemple de calcul

:

$$A_s = \frac{P_u(B-b)}{8 \times d \times \delta_s} = \frac{47544,93 \times (1 - 0,45)}{8 \times 0,315 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)}$$

$$A_s = 0,23 \text{ cm}^2$$

CNF:

$$A_s = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 31,5 \times 2,5}{500}$$

$$A_{sCNF} = 3,62$$

$$A_s = \max(A_s, A_{sCNF}) = 3,62 \text{ cm}^2 \text{ Choisie: } 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s \times B}{L} = 1,13 \Rightarrow \text{choisie } 4HA104$$

Ferrailage De La Dalle Des Semelles Filantes														
File	Nu	L	qu	B	b	H	d	σ	As	CNF	choix	As	Ar	Ar
	(KN)	(m)	(N/ml)	(m)	(m)	(m)	(m)	(Mpa)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
SF1	4152,4 9	9,55	434815,7	1,6	0,4 5	0,35	0,315	434,8	4,37	4,87	5HA12	5,65	1,95	4HA10
SF2	7884,7 4	18,97	415642,5	1,6	0,45	0,35	0,315	434,8	4,17	4,87	5HA12	5,65	1,95	4HA10
SF3	9329,8 2	23,7	393663,2	1,6	0,45	0,35	0,315	434,8	3,95	4,87	5HA12	5,65	1,95	4HA10
SF4	8607,4 5	23,7	363183,5 4	1,6	0,45	0,35	0,315	434,8	3,65	4,87	5HA12	5,65	1,95	4HA10
SF5	8496,0 2	23,7	358481,8 5	1,6	0,45	0,35	0,315	434,8	3,60	4,87	5HA12	5,65	1,95	4HA10
SF6	3512,2	9,46	371268,4 9	1,6	0,45	0,35	0,315	434,8	3,73	4,87	5HA12	5,65	1,95	4HA10

Tableau 79: Ferrailage de la dalle des semelles filantes

VI.5.1. Ferrailage des nervures:

VII Les charges revenant pour chaque fille à L'ELUN

$$q = \frac{\quad}{ELUL}$$

Moment entravée et sur appuis à l'ELU : $M_0 = ql^2/8$

- Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$

1. Condition de nonfragilité:

$$A_s^{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e$$

$$A_s^{min} = (0.23 \times 45 \times (110 - 5) \times 2.5) / 500 = 5.43 \text{ cm}^2$$

hN(m)	B(m)	$A_s^{min}(\text{cm}^2)$
1.1	0.45	5,43

Tableau 80: condition de non fragilité.

2. Condition A_s^{min} de RPA99:

$$A_s^{min} = 0.5\% \times (h \times b)$$

$$A_s^{min} = 0.005 \times 110 \times 45 = 24.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{max} = 0.06 \times 110 \times 45 = 297 \text{ cm}^2 \text{ Zonerecouvrement.}$$

$$A_s^{max} = 0.04 \times 110 \times 45 = 198 \text{ cm}^2 \text{ Zonecourante.}$$

$$\Rightarrow \text{Max}(A_{sminRPA}, A_{sCNF})$$

$$\Rightarrow A_s = 197 \text{ cm}^2$$

	hN	L	Qu	M0	Mu	As cal	choix	Asad opté
Position	(m)	(m)	kN/ml	kNm	kNm	cm ²		
Travée	1,1	9,55	434.81	1241.83	1055.56	24.5	9T20	28,27
Appuis					620.09	13.9	9T20	28,27

Tableau 81: choix de ferrailage des nervures.

hN (m)	Position	choix	A adopté	QS kN/ml	M0 kNm	Ms kNm	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ_s (Mpa)	Verification	
1.1	Travée	9T20	28,27	248,86	710.76	604.15	7.71	25	224.29	250	vérifié
	Appuis	9T20	28,27			355.38	4.53		131.94		vérifié

Tableau 82: vérification des contraintes à ELS

➤ **Armature de peau :**

$$A_p = 3(\text{cm}^2/\text{m}) \times h = 3 \times 1.1 = 3.3 \text{cm}^2$$

H	A p	Choisie
1,1	3,3	4HA12

Tableau 83: Les armatures de peau.

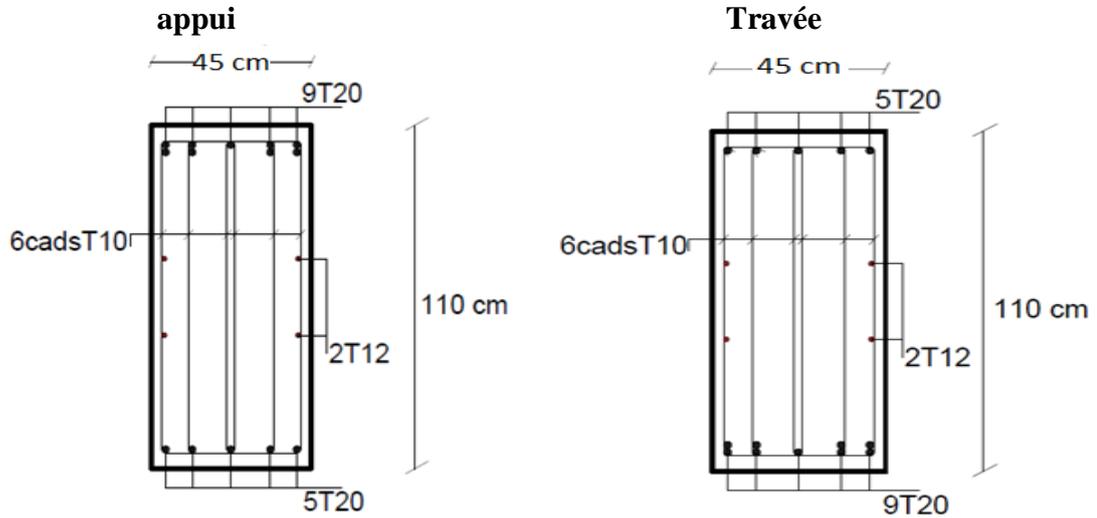


Figure 60: schéma de ferrailage nervure (110x50).

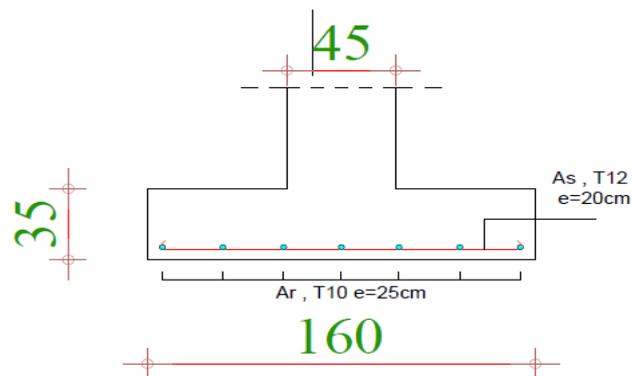


Figure 61: schéma de ferrailage Semelles Filantes (110x50)

