

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Khider-Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département :de Génie civil et
Hydraulique



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية و الري

Réf :.....

المرجع:.....

Mémoire de Master
2^{ème} année

Option : Calcul et Control technique de construction (C.T.C)

**Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation
contreventement mixte (Portique + Voile) + suivi d'un
chantier**

Etudiant:

Benterki Lakhder

Encadreur:

Mme. Bouacida Linda

PROMOTION JUIN 2015

Remerciements

Dédicace

RESUME

Sommaire

LES FIGURES

Les tableaux

Introduction Générale

PARTIE 1 : suivi d'un chantier

1. Introduction	1
2. Installation du chantier	1
3. Installation de la grue	2
4. Le matériel existant sur le chantier	3
5. Matériaux utilisés et mode de stockage dans le chantier	6
6. Examen des matériaux	8
7. Implantation du projet	9
7-1.Terrassement.....	9
7-2Piquetage	10
7-3Axes et chaises	11
8- Examen des fondations	11
9- Examen de la qualité du fond de fouilles	12
9-1Béton de propreté (gros béton)	12
9-2Coffrage, ferrailage et coulage de béton des semelles.....	12
9.3Coffrage, ferrailage et coulage de béton de longrine.....	15
10- Examen des éléments verticaux	16
10-1.Coffrage, ferrailage et coulage de béton des poteaux	16
10.2. Coffrage, ferrailage et coulage de béton des voiles	16
11-Examen des éléments horizontaux.....	17
11.1Coffrage, ferrailage et coulage des poutres.....	17
11.2Coffrage, ferrailage et coulage des planchers.....	18
14-Examen de l'escalier	18
15-Examen du béton.....	20
16-Examen des travaux de finition.....	20
16-1Maçonnerie.....	20
16-2.Enduit Revêtement Menuiserie	21
17-Examen de l'étanchéité.....	22
18- Conclusion	23

PARTIE 2: calcul d'un bâtiment

Vue en plan

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

1.1 INTRODUCTION	27
1.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE	27
1.2.1 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES	27
1.2.1.a Dimensions en élévation	27
1.2.1.b Dimensions en plan	27
1.2.1.c OSSATURE	27
1.3. CLASSIFICATION DU BÂTIME	27
1.3.1 PLANCHER	28
1.3.2 ESCALIER	28
1.3.3 MAÇONNERIES	28
1.4. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUE DES MATÉRIAUX	28
1.4.1 BÉTON	28
1.5. Les contraintes limite de calcul	30
1.5.1 Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)	30
1.5.2 Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)	31
1.6. ACIERS	31
1.6.1 Les limites élastiques	32
1.6.2 Module d'élasticité des aciers	32
1.6.3 Les contraintes limite de calcul	32
1.7 Le coefficient d'équivalence	33
1.8 HYPOTHESES DE CALCUL	33

CHAPITRE 2 : Pré dimensionnement et descente de charge

2.1 Introduction	36
2.1 Pré dimensionnement des dalles	36
2.1.2 les dalles en corps -creux	36
2.2 Pré dimensionnement des escaliers	36
2.2.1 Caractéristiques techniques	36
2.3 pré dimensionnement des Cloisons extérieures	37
2.4 Pré dimensionnement de l'acrotère	37
2.6 Pré dimensionnement des poutres	38
2.6.1.a Poutres Transversales (Principales)	38
2.6.1.b Poutres Longitudinales (Secondaire)	39
2.7 Pré dimensionnement des poteaux	39
2.8. Pré dimensionnement des voiles	40
2.9 Descente des charges	41
2.9.1 Introduction	41
2.9.2 DESCENTE DES CHARGES SUR LES POTEAUX	41
2.9.3 LOI DE DEGRESSION	41
2.9.4 PLANCHERS	42
2.9.4.2 MAÇONNERIE	43
2.9.4.3 Descente des charges sur le poteau intermédiaire	43
2.9.4.4 Descente des charges sur le poteau (E1)	46

2.9.4.5 Descente des charges sur le poteau de rive (D1).....	50
--	----

CHAPITRE 3 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1 Calcul des escaliers	55
3.1.1 Calcul des escaliers de RDC (étage courant).....	55
3.1.2 Ferrailage de la poutre palière	58
3.2 .CALCUL DE L'ACROTERE	64
3.2.1 Définition.....	64
3.2.2 Sollicitations	64
3.2.3 Ferrailage	65
3.3 Etudes de plancher	67
3.3.1Introduction	67
3.3.2EVALUATION DES CHARGES APPLIQUEES A CHAQUE NERVURES....	67
3.3.3 TYPE DES POUTRELLES	68

CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

4.1 Introduction	86
4.2 Objectifs de l'étude dynamique	86
4.3. Stratégie adoptée	86
4.4 MODELISATION	86
4.4.1.La disposition des voiles	87
4.4.3.Centre de masse et centre de torsion	88
4.4.4.Les mode propres	86
4.4.5.Spectre de réponse	92
4.5. ETUDE SISMIQUE	92
4.5.1. Introduction	92
4.5.2. Choix de la méthode de calcul	92
4.5.3Choix du type.....	92
4.5.3.a. Régularité en plan	93
4.5.3.b. Régularité en élévation	93
4.5.4 Vérification de contre ventement	93
4.6 Calcul de l'action sismique	93
4.6.1 Méthode statique Equivalente	93
4.6.2. Effort tronçent de la base	96
4.6.3. Nombre de mode à considérer	97
4.7 Le tableau ci-dessous présente les périodes et les factures de participation massique modale	98
4.8.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	98
4.8.2. Distribution horizontale de l'effort sismique	99
4.8.3 Justification de l'interaction portiques-voiles	100
4.8.4. Vérification des déplacements	100
4.8.5. Justification de l'effet P-Δ	101
4.8.6..Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	102
4.8.6.a Sens longitudinal	103
4.8.6.b Sens transversal.....	104

CHAPITRE 5 : Ferrailage des éléments structuraux

5.1. Introduction	106
5.2.Ferrailage des poteau	106
5.2.1 Combinaisons des charges.....	107
5.2.2Caractéristiques techniques des matériaux	108

5.2.3 Le ferrailage	108
5.3 Ferrailage des poutres	120
V.3.1 .INTRODUCTION	120
V.3.2. Vérification de l'effort tranchant	120
5.3.3. Détermination de l'armature transversale	120
5.3.4. Condition de non fragilité	121
5.3.5. Recommandation RPA2003.....	121
5.3.6. Poutre principale 35x45	122
5.3.7 Poutre secondaire 30x40.....	127
5 4. Ferrailage des voiles	132
5.4.1 INTRODUCTION	132
5.4.2Voiles	132
5.4.2.a Ferrailage vertical	132
5.4.2.b Ferrailage horizontal	133
5.4.4. Etapes de calcul	134
5.4.5.Armatures horizontales	137
5.4.6. Armatures transversales	138
5.4.7. Voiles sans ouvertures	138
5.4.7.aCalcul De Ferrailage	138
5.4.7.b Vérification de flambement	138
5.4.7.c. Calcul des armatures à la flexion composée	138
5.4.7.d Les pourcentages minimaux : RPA99.....	139
5.4.7.e Armatures horizontales	140
5.4.7.f L'espace des barres	140
CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
6.1 INTRODUCTION	144
6.2. Différents types de fondations	144
6.3. Choix de type de fondation	144
6.4. Combinaison d'action	145
6.5 Calcul des surfaces revenant aux semelles	145
6.2.a Semelle isolé	145
6.2.b Semelle filantes	146
6.6 Etude du radier	146
6.6.1 Pré dimensionnement	146
6.6.1.1 Calcul de surface minimale du radier	147
6.6.1.2 Calcul de débordement D.....	148
6.6.2 Vérification au poinçonnement	148
6.6.2.1 Vérification de la stabilité du radier	149
6.6.2.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RADIER	149
6.6.2.3 Vérification de la stabilité du radier.....	150
6.7.2.4 Diagramme trapézoïdal des contraintes	151
6.8 FERRAILLAGE DU RADIER	151
6.8.1 Calcul des moments fléchissant	153
6.8.1.1 Calcul des armatures	154
6.8.1.2 Calcul des armatures	156
6.8.2 Vérification au cisaillement	156
6.8.3 ETUDE DU DEBORD DU RADIER	156
6.8.4 Vérification au cisaillement	157
6.9 Étude de la nervure.....	158

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de faible sismicité (**Zone I**), comportant un RDC, sept étages, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

Il constitue a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon résistance et économique.

Le mémoire est constitué de deux parties :

Dans **la première partie**, notre projet a consisté à effectuer des visites sur le site du projet dans le but de suivre les travaux de réalisation de la construction.

Dans **la deuxième partie**, consiste six chapitres :

- **Le Premier chapitre** consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **Le deuxième chapitre** présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers)
- **Le troisième chapitre** calcul des éléments secondaire (l'acrotère, les poutrelles, les escaliers) fait l'objet.
- **Le quatrième chapitre** portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT.
- **Le cinquième chapitre** calcul des ferrillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT.
- **Sixième chapitre** le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.

1. Introduction

Dans vous partie suivi , on présente l'essentiel des connaissances acquises a pour l'occasion de vous mémoire de fin d'étude de formation en Master de génie civil. et pour Apprendre l'expérience dans le domaine génie civil le contrôle suivi c'est la plus important pour vérifier la qualité des matériau constructif et la formulation de béton utilisé et on oublions pas l'essais sur le chantier par exemple la maniabilité de béton qui fait sur place Et que on va essayer d'étudier les structures à travers lesquelles les composantes de ce projet est de donner des notes et Analyses et spécifications de ce projet.

2. Installation du chantier

Le premier projet se trouve dans la région de TOLGA wilaya de BISKRA,



Figure 1 : plan de masse

Le chantier:40/318 logements – TOLGA- BISKRA.

Le maitre d'ouvrage : l'agence régional de gestion et de l'organisation foncière BISKRA .

LE MAITRE D'OEUVRE : BUREAU D'ETUDE Ariouat Ibrahim.

ENTREPRISE DE REALISATION : ben terki Lakhdar.

SUIVI PAR : CTC EST BISKRA

➤ **clôture de terrain :**

-Elle comporte un accès au chantier contrôlé par une loge de gardien et on a remarquée que le panneau relatif au permis de construire lisible à l'extérieur qui indique le nom du maitre d'ouvrage, le maitre d'œuvre (B.E.T), l'entreprise de réalisation et le délai de construction est 18 mois.

-On trouve aussi un dortoir mais comme c'est un petit projet on ne trouve pas ni foyer ni salle de réunion ni une infirmerie.

3.Installation de la grue :

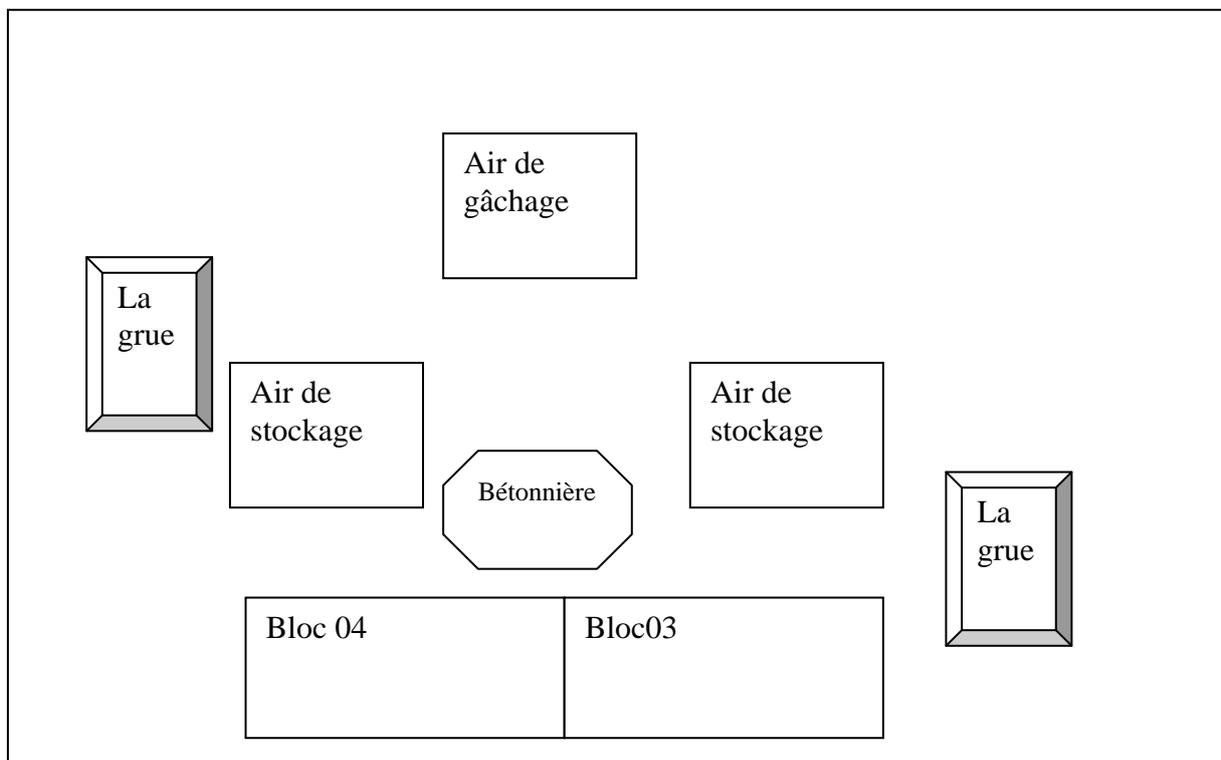


Figure 2 : plan d'aménagement du chantier

***/Une grue mobile :**

*/On a remarquée dans le chantier la présente d'une seule grue mobile.

*/Cet emplacement de la grue nous permet d'atteindre deux blocs au même temps.

*/Le béton est déplacé de la bétonnière à la grue à l'aide d'une flèche.

*/On peut déplacer la position de la grue parce qu'elle est mobile.



Figures 3 : la grue mobile

4-Le matériel et engins existant sur le chantier

a-Bétonnière:

On a une seul bétonnière sur notre chantier puisque on 02 blocs à bâtir.

*la capacité de bétonnière sont

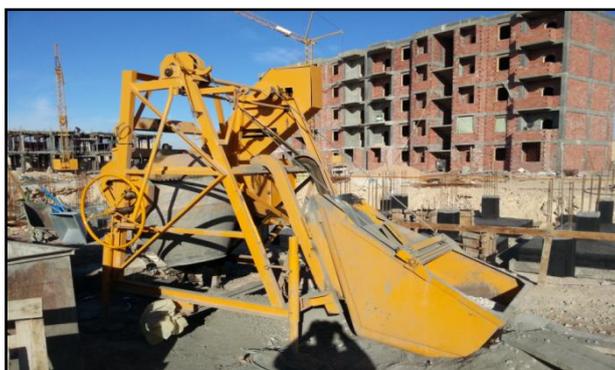


Figure 4 : le bétonnière

b-Prise roche :

C'est un engin, à pour utilisation de démolition des roche est creuser les fouilles des fondations, très utile dans un chantier d'une moyenne importance.



Figure 5 : prise roche



Figure 6 : pelle hydraulique

N B : Puisque le type de sol rocheux donc l'ETB fait les travaux de terrassement avec l'engin prise roche

c-Camion :

*/Des camions au gabarit routier équipé d'une benne basculante pour permettre le transport de matériaux sur chantier ou sur le réseau routier national.

*/ Utilisé aussi pour transporter les déblais en dehors du chantier et pour apporter des remblais au chantier.

*/On ne trouve pas un camion malaxeur sur le chantier.



Figure 7 : camion

d-Le rétro-chargeur :

*/Pour retirer la terre du terrain.

*/Pour dégager les voies sur le chantier.

- * /Pour charger les camions.
- * /Pour décaper le terrain et les surfaces.
- * /Pour nettoyage.
- * /Pour faire les travaux de remblais.



Figure 8 : Le rétro-chargeur

e-Le damper :

- * /Pour transporter le béton pour longrine
- * /Pour transporter les matériaux d'une place à une autre dans le chantier.



Figure 9 : Damper

5-Matériaux utilisés et mode de stockage dans le chantier

5-1.Installation des espaces de stockage :

*/Magasin central : lieu de dépôt des matières consommables et produits sensibles à l'eau

*/Aire de stockage non protégée : qui sont réparties sur le chantier en fonction des ouvrages à réaliser



Figure 10 : dépôt de stockage

*/On trouve sur ce chantier deux dépôts de stockage pour les éléments sensible à l'eau et à l'air comme l'huile et le plâtre.



Figure 11: stockage du ciment

*/On a constaté que :Le ciment est bien stocké, il est posé sur des bennes et couvert avec une grande bâche prêt de la bétonnière.



Figure 12 : stockage du coffrage

*/le stockage est dans une situation traditionnelle, Utilisé dans toutes les étapes de démolage de béton.

*/On a constaté que le coffrage est bien stocké à un bon état



Figure 13 : stockage d'acier

*/On a constaté que : le stockage d'acier est mauvais parce que il est noyé en direct dans la terre est ce ne pose pas sur des chevrons.



Figure 14 : gravier, sable

*/On a constaté que : le stockage de gravier et sable sont prêt de la bétonnière ce qui rend le gâchage plus rapide mais le sable a coulé avec le gravier.

N.B : on a remarquée que : l'ETP fait le béton de coulage avec le sable carrière région Ain Touta parce que le sable de région Lioua ne rende pas les résultats dynamique.

6-Examen des matériaux

Pour obtenir des bons éléments réalisé à base de béton il est demandé d'utilisé des bons composant de béton et pour cela on doit passer par des essais de contrôle avant ou après chaque étape.

a-Sable :

***/Analyse granulométrique :**

Cette analyse est pour connaître le dimensionnement des grains des sables et les proportions des grains de chaque dimension et dissocier les différentes classes monodimensionnelles utilisées dans les essais de compacité.



Figure 15 : tamisage de sable

b-Gravillon :***/L'essai de Los Angeles :**

Cet essai a pour but de mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1.6 mm produite par fragmentation, en soumettant le matériau à des chocs de boulets à l'intérieur d'un cylindre en rotation.



Figure 16 : essai de Los Angeles

c-Eau :

L'eau de gâchage est une eau potable du robinet, le contrôle d'eau se fait visuellement si le stockage est dans des bacs métallique ou plastique ou on béton..



Figure 17 : stockage de l'eau

7-Implantation du projet**7-1.Terrassement :**

Le rapport du sol qui concerne ce terrain exige des fouilles de 1.8m de profondeur pour réaliser des fondations isolées rectangulaires et carrés, mais pour rendre la tâche plus facile, plus rapide. Une grande fouille a été creusée comme pour un radier et à l'aide de piquetage les fondations isolées ont été tracé dans cette grande fouille.



Figures 18 : terrassement de terrain

*/Le travail commence directement avec l'excavation des terres du terrain car il ne contient ni des arbres ni des herbes ni autre obstacles.

*/Les travaux de déblaiement s'effectuent à l'aide d'un camion et un chargeur.

*/Après avoir creusé une grande fouille, on décape sa surface pour lui donner le même niveau al'encrage de 0.60 cm

*/La fouille est bien réaliser on peut commencer avec le piquetage et le traçage des semelles.

*/On a remarquée que le bon sol dans le bloc 03 a 1.60m est dans le bloc 04 les traveaux de fouille est on cour parce il ya des cavités.

7-2Piquetage :



Figure 19 : le piquetage et traçage

*/Le piquetage sur le terrain nous a permet de définir les axes principaux pour le traçage des semelles.

*/Puisque les blocs ont une régularité en plan, les fouilles et les semelles sont rectangulaires. Le processus a été rapide et facile on n'a pas trouvé la moindre erreur.

*/ l'aide des piquets on a pu matérialiser les futurs bâtiments, clôtures, axe de canalisation projeté et existante

7-3 Axes et chaises :



Figure 20 : les chaises

*/ Suivant le plan d'implantation les chaises ont localisés les limites de l'ouvrage et les limites des fouilles.

*/ Les axes sont bien alignés. des angles et des lignes droits.

*/ Une bonne implantation des chaises : 1m de tous les côtés de la fouille.

*/ On a coulé le béton des semelles sur les piquets on ne les a pas retiré.

N.B : le piquetage est les axes définir a partir de plan de masse

8- Examen des fondations

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments assurant la transmission des efforts de la structure sur le sol. Les fondations transmettent directement au sol les charges permanentes et les charges d'exploitations et les charges climatiques. Elles doivent assurer l'équilibre de la structure sous l'effet :

- Des charges verticales.
- Des charges horizontales.

9- Examen de la qualité du fond de fouilles :

Les fouilles correspondent à des travaux de terrassement de profondeur plus ou moins grande. Elles sont plus spécifiquement destinées à permettre la pose de canalisation, la réalisation des fondations et le dégagement du volume des sols.



Figure 21 : Le fond de fouille est bien fini

9-1 Béton de propreté (gros béton) :

*/La présence du béton de propreté avant le coulage de toutes les semelles dans le chantier

*/L'épaisseur du béton de propreté est de 10 cm.

*/Le béton de propreté dépasse le béton des fondations de 10 cm de chaque côté

*/Coulage du gros béton sera coulé par un béton de dosage 250Kg/m³



Figure 22 : coffrage de béton de propreté



Figure 23 : béton de propreté

9-2 Coffrage, ferrailage et coulage de béton des semelles :

D'après le rapport de sol on a :

*/Un sol fin à texture argilo-sableuse et limono-sableuse

- */Le sol appartient aux catégories S3 et S4
- */Un mode de fondation superficielle sur semelle isolée avec un ancrage minimum de 0.70 m par rapport au terrain fini
- */La résistance du sol est de 1.5 bars
- */Les canalisations intérieures doivent être étanches et souple
- */L'analyse chimique a indiqué un sol agressif niveau A3
- */On a 3 types des semelles :
 - *Semelle isolée : rectangulaire et carré.
 - *Semelle filante

Coffrage de semelle :

Un bon coffrage sera évalué à partir des six qualités qui suivent :

- */ reproduire la forme et la texture souhaitées.
- */ résisté aux pressions lors de la coulée et de la vibration du béton (coffrage de mur).
- */ résisté à la charge du béton (coffrage de dalle) .
- */ être relativement lisse, propre et étanche.
- */ être bien ancré sur sa base et bien étayé à son sommet (coffrage de mur).
- * être facilement récupérable.

Ferrailage de semelle :

Ce jour la on à présent avec l'ingénieur de bureau d'étude pour la réception de ferrailages des semelles est on a remarquée que : B.E.T demande l'ETP respecte plan ferrailage de semelle est assurer la conformité aux plans visée par CTC-EST.

Coulage de béton des semelles :

Le coulage de béton de semelle à base de SRS est avec dosage de 370kg/m³.



Figures 24 : Ferrailage et coffrage de semelle carrée



Figures 25 : Ferrailage de semelle filante



Figures 26 : Ferrailage et coffrage de semelle rectangulaire



Figures 27: coulage de semelle rectangulaire



Figures 28: décoffrage de semelle

9.3 Coffrage, ferrailage et coulage de béton de longrine :

*/Du gros béton sous tout le long de longrine.

*/Les longrines ont 35 cm de largeur.

*/Les longrines ont 45cm de hauteur.

*/Dosage de longrine 350kg/m^3



Figure 29 : Gros béton de longrine



Figure 30 : ferrailage et coffrage de longrine

On a constaté que le coffrage est le ferrailage de longrine sont conforment aux plans visée par CTC-EST.

Les recommandations :

- respecter l'enrobage 2.5-3cm
- respecter dosage 350kg/m^3 a bas de cpj.
- assurer l'utilisation de vibreur pendant le coulage.
- Nettoyer les fonds des moules.



Figure 31: Resongage de plate forme

on a constaté que : mauvais resonce parce que il ya des grande pierre en principe des petits pierre a 45°.

*dosage de béton 250kg/m³ a bas de CRS

12- Examen des éléments verticaux

Pour la superstructure on va faire le suivi d'un projet qu'est situé près de même site.

12-1.Coffrage, ferrailage et coulage de béton des poteaux :



Figure 32: ferrailage de poteau **Figure 33 : coffrage de poteau** **Figure 34 : décoffrage de poteau**

Les commentaires :

Après le vérification on constaté que :

le coffrage doit rigide est étanche

Le ferrailage sont conforment aux plans

Assurer l'alignement des poteaux et le verticalité.

- respecter l'enrobage 2.5-3cm
- respecter dosage 350kg/m³ a bas de cpj.
- assurer l'utilisation de vibreur pendant le coulage.

12.2. Coffrage, ferrailage et coulage de béton des voiles

Dans le cas des bâtiments de plus de quatre étages le RPA exige la présence des voiles.



Figure 35 : ferrailage de voile Figure 36 : coffrage de voile Figure 37 : décoffrage de voile

Les commentaires :

On a remarquée que :

-L'espace entre les barres d'armature est moins.

-Le ferrailage de voile ce ne conforme pas le plan de ferrailage

13-Examen des éléments horizontaux

13.1 Coffrage, ferrailage et coulage des poutres :

On trouve des poutres principales, des poutrelles ou des nervures

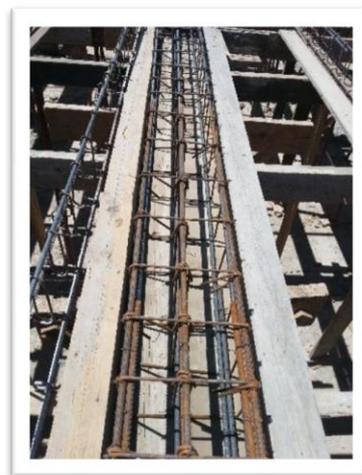
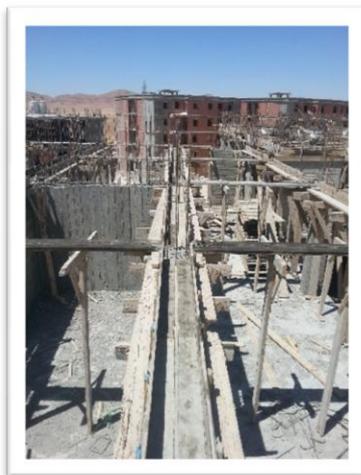


Figure 38 : coffrage de poutre Figure 39 : ferrailage de poutre



Figure 40 : coulage des poutres

13.2 Coffrage, ferrailage et coulage des planchers :

Sur ce chantier on trouve des planchers en corps creux avec des entrevous de 65 cm de longueur et de 16 cm de hauteur l'épaisseur de la nappe de compression est de 5 cm.



Figure 41 : coffrage de plancher



Figure 42 : ferrailage de plancher



Figure 43: position des entrevous



Figure 44 : coulage de plancher

14-Examen de l'escalier

L'insertion d'escalier est une étape très importante, pour permettre l'accès au niveau supérieur pour faciliter le travail on a vu que :

*/ après le coulage du plancher de chaque étage un escalier est coulé et mis en place.

*/Un seul type d'escalier existant sur le chantier.

*/Les marches ont 17 cm de hauteur et les contre marches ont 30 cm de longueur posé sur deux volés incliné de presque 36 degrés.

*/La poutre palière a 30 cm de largeur et 40 cm de hauteur.

*/Le palier de repos est dimensionné comme suite :

17 cm d'épaisseur, 240 cm de longueur et de 110 cm de largeur.



Figure 45 : coffrage d'escalier Figure 46 : ferrailage d'escalier Figure 47 : coulage d'escalier

*/Avec ces dimensions là l'escalier est confortable.



Figure 48 : ferrailage de palier de repos

Figure 49 : coulage d'escalier -

Les recommandations :

Le coffrage d'escalier il le faut rigide est étanche.

Le croisement de nappe de ferrailage pour éviter le posée ou vide dans palier de repos

Assurer disposition du chapeau

15-Examen du béton

Des essais destructifs ont été effectués sur des échantillons de béton dans le laboratoire et d'autres non destructifs sur le chantier sur des éléments coulés 18 et 21 jours avant le jour de contrôle, les résultats ont été présenté dans les tableaux suivants :

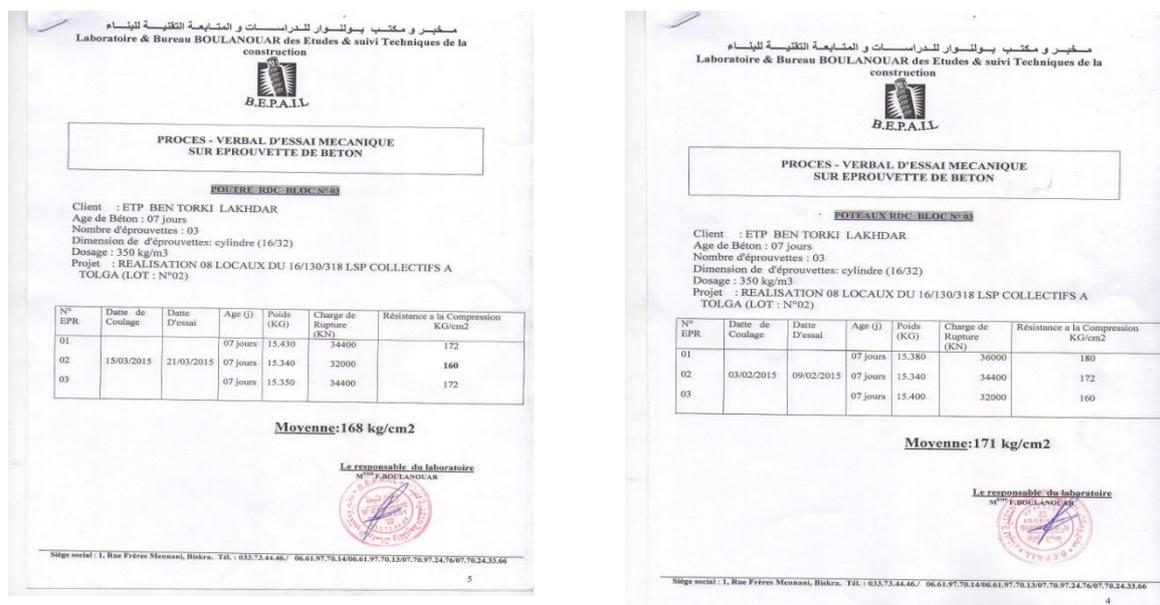


Figure 50: Les tableaux des essais de béton sur les poutres et poteaux

16-Examen des travaux de finition.

16-1Maçonnerie :

- Les murs extérieurs ont été battis avec des briques de 15 cm
- Les murs de séparation sont en brique de 10 cm
- Les ouvertures dans les murs ont été respectées selon le plan d'architecture

- On trouve des isolants acoustiques entre chaque deux bloc voisin



Figure 51 : murs extérieurs



Figure 52 : murs de séparation



Figure 53: isolant acoustique

16-2. Enduit Revêtement Menuiserie :

- Deux couches d'enduit sur tous les murs avant la touche de peinture.
- L'enduit atteint tous les coins de la maison même sur le plafond.
- Sur les murs des salles de bain et des toilettes on trouve des faïences.
- Le carrelage a été leur choix pour le sol de la maison.
- Les cadres des portes et des fenêtres ont été accroché après l'achèvement du travail sur les murs de séparation.
- Le montage des portes et des fenêtres est l'avant dernière étape.
- La peinture est la toute dernière étape.

- Apres la fin de ces travaux le bloc peut être habité.



Figure 54 : enduit



Figure 55 : carrelages



Figure 56 : faïences



Figure 57 : boîte d'électricité



Figure 58 : cadres des portes



Figure 59 : menuiserie

17-Examen de l'étanchéité

Pour l'étanchéité on a suivi l'entretien d'étanchéité sur la terrasse du bâtiment situé à a TOLGA région de Biskra.

- Les différentes couches de l'étanchéité sont :
- Une première couche de nylon.
 - Une couche de polystyrène (isolant).
 - Une autre couche de nylon.
 - Une couche de 10 cm de mortier.

- Trois couches croisées de goudron.
 - Le lit de gravillon ou des cailloux.
- L'aluminium est collé sur la façade intérieure d'acrotère.
 - Les joints entre les panneaux sont coulés avec du goudron.
 - La couche du mortier est penchée de 10 %.
 - L'étanchéité peut être testée avec de l'eau dans la même journée.
 - L'entretien de l'étanchéité se fait tous les ans.



Figure 60 : feutres d'asphalte



Figure 61 : bitume chauffé



Figure 62 : 1ere couche de bitume



Figure 63 : feuille d'aluminium (paxe)



Figure 64 : joints entre panneaux



Figure 65: protection lourde

18. Conclusion

Ce stage nous a permis d'avoir une très bonne idée sur les techniques et les méthodes appliquées pour la conception des projets et mettre en évidence les règles organisationnelles dans un chantier.

Aussi notant que les hypothèses de calcul font la partie déterminante dans un projet de bâtiment ce qui met l'accent sur la responsabilité de l'ingénieur aussi bien dans la conception que dans la réalisation.

En outre, ce stage est une occasion qui nous a permis de vivre la réalité et d'aborder des problèmes techniques réels lors de l'étude du projet qui nous a été confié et pour tester nos capacités d'analyse et de synthèse. Il était donc un complément indispensable à notre formation.

1.1 INTRODUCTION

Mon travail consiste à étudier un bâtiment constitué d'un rez-de-chaussée et de sept étages identiques à usage d'habitation avec une terrasse inaccessible; l'ouvrage sera implanté à Batna qui est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone I) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

1.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, de douze niveaux chaque niveau contient trois logements(F3).

1.2.1 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

1.2.1.a Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....24.48m.
- Hauteur du rez-de-chaussée.....3,06 m
- Hauteur de l'étage courant3,06 m

1.2.1.b Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan26.2m
- Largeur total en plan19.60 m

1.2.1.c OSSATURE

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens; donc d'après (RPA 99 version 2003) le système de contreventement du bâtiment est un système de " contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques "

1.3. CLASSIFICATION DU BÂTIMENT selon (RPA 99 versions 2003)

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le " groupe 2 ", car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

1.3.1 PLANCHER

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour un seul type de plancher : Plancher en corps creux

1.3.2 ESCALIER

La structure comporte une seule cage d'escalier du rez- de- chaussée au 12^{ème} étage, l'escalier est constitué de trois volées et de deux paliers de repos.

1.3.3 MAÇONNERIES

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitué par une seule paroi de brique de 10cm d'épaisseur

1.4. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUE DES MATÉRIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003 et CBA93).

1.4.1 BÉTON

1.4.1.a Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.

La composition courante de 1m³ de béton est:

- 350Kg de ciment CPA 325
- 400l de sable $D_g \leq 5\text{mm}$
- 800l de gravillon $5\text{mm} \leq D_g \leq 25\text{mm}$
- 175l d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

1.4.1.b Résistance du béton :**1.4.1.b.1 Résistance du béton à la compression:**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression «J» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm² de section et de 32 cm de hauteur.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

1.4.1.b.2 Résistance du béton à la traction :

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

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par « f_{ij} », elle est définie par la relation :

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa, on trouve } f_{ij} = 2,1 \text{ MPa}$$

1.4.1.b.3 Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

1.4.1.b.4 Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un teste de courte durée ,il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

1.4.1.b.5 Module d'élasticité différé « E_{vj} » : Il est mesuré à partir de la courbe $(\sigma - \xi)$ d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Pour notre cas: } f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20\text{MPa} \\ E_{vj} = 10721,40\text{MPa} \end{cases}$$

1.4.1.c. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

- E.L.U : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)

- E.L.S : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

1.4.1.c.2 Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

1.5. Les contraintes limite de calcul :

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

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

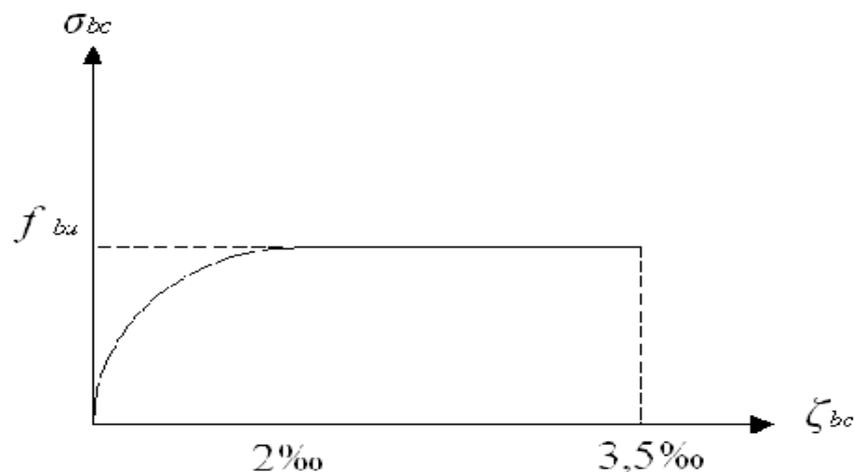


Figure 66 : Diagramme contrainte-déformations à l'ELU

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 14,17$ MPa

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48$ MPa

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

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

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

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

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

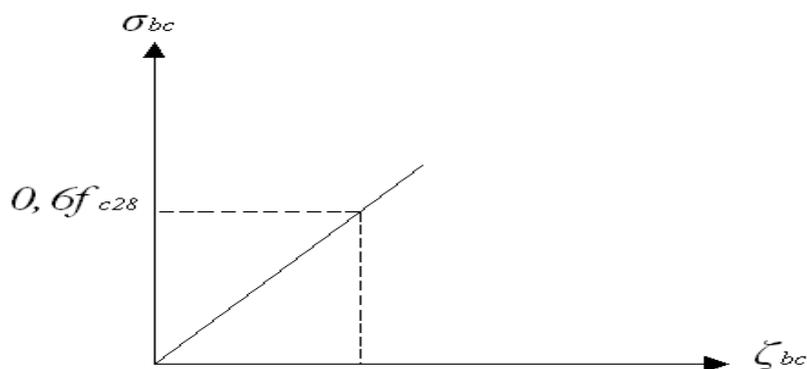


Figure. 67 : Diagramme contrainte-déformations à l'ELS

1.6. ACIERS

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

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé :

*Ronds lisses (R.L) : FeE24

*Barres à haute adhérences (HA) : FeE40

*Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 6$ mm pour les dalle

1.6.1 Les limites élastiques :

*Les ronds lisses (R.L): FeE =22 ($f_e=215$ MPa) ; FeE =24 ($f_e=235$ MPa)

*Barres à haute adhérences (HA) : $f_e=400$ MPa.

*Treillis soudés (TS) : $f_e= 520$ MPa.

1.6.2 Module d'élasticité des aciers :

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

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

1.6.3 Les contraintes limite de calcul :

1.6.3.a Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

f_e :Contrainte limite élastique.

ξ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \xi_s = \frac{\Delta L}{L}$

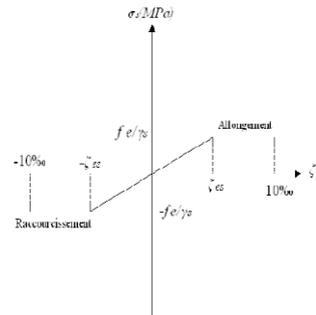


Figure 68 Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU

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

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

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

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

Pour les aciers FeE400 on a : $\xi_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2.10^5} = 1,74\%$

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

C'est l'état ou on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

*Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

*Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right)$ (MPa)

*Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \left(\frac{1}{2} f_e; 110\eta \right)$ (MPa)

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

1.7 Le coefficient d'équivalence :

$$\zeta_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{E_b}$$

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

n : Coefficient d'équivalence.

Es : Module de déformation de l'acier.

Eb : Module de déformation du béton.

1.8 HYPOTHESES DE CALCUL

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

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

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

- rond lisse $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204,34 \text{MPa} \quad \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{MPa} \quad \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$

- haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400MPa & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\%$

2.1 Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment Cet ouvrage sera implanté dans une région classée en Zone I (wilaya de Batna), **le RPA99 modifié 99 en 2003, BAEL 91 modifié 99 et CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).**

Le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

2.2 Pré dimensionnement des dalles :

2.2.1 les dalles en corps -creux:

$$e \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

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

L : La distance maximale de la poutre

$$L_{\max} = 3,80 - 0,30 = 3,5m \Rightarrow e \geq 0,155cm ; \text{ On prend : (16+4) cm.}$$

2.3 Pré dimensionnement des escaliers :

2.3.1 Caractéristiques techniques :

Escalier d'étage courant :

Hauteur : H=3 m.

Giron : g = 30 cm.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

$$\text{On a: } 59 < 2h+g < 66 \qquad 14,5 < h < 18 .$$

Pour: h =17 cm :

$$N_c = H/h$$

$$= 306/17 = 18$$

On aura 18 contres marches entre chaque deux étages:

On a deux volées, donc 9 contres marches par volée

$$N = N_c - 1 = 8 \text{ marches.}$$

Inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = 1,5/2,4$

$$\alpha = 32,00^\circ$$

La longueur de volée est : $L = \frac{1,5}{\sin \alpha} \quad L = 2,83 \text{ m}$

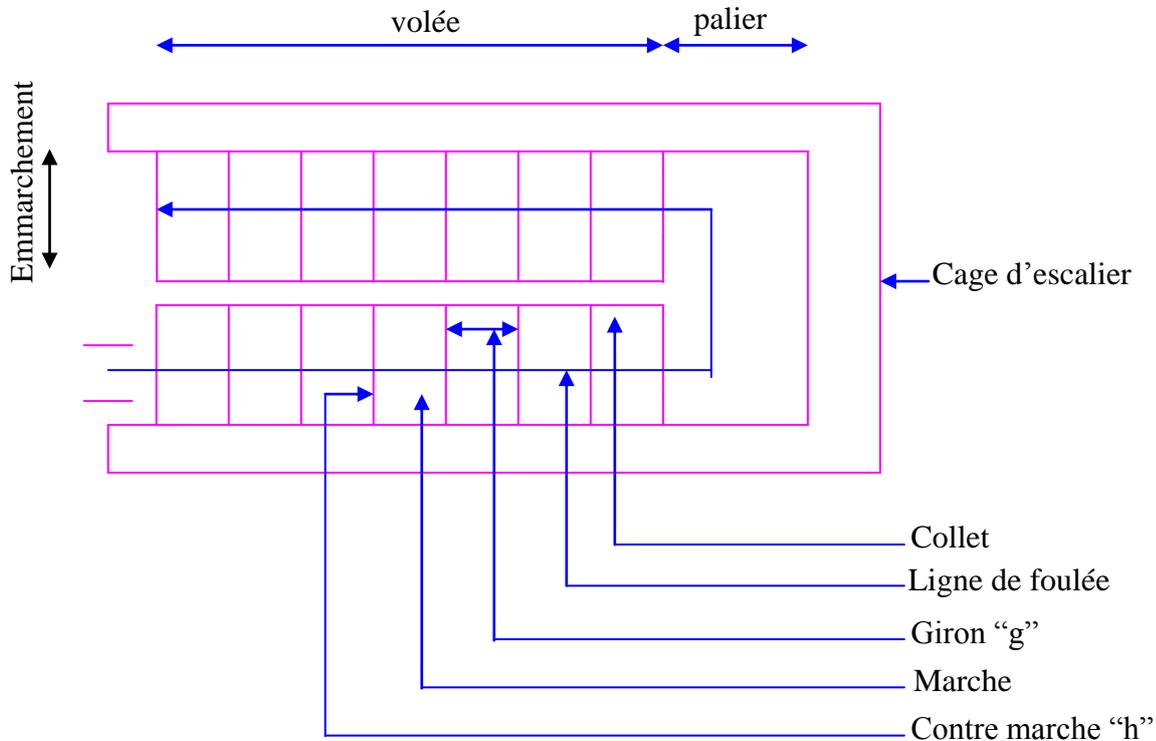


Figure 69 .Schéma d'escalier

2.4 pré dimensionnement des Cloisons extérieures :

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture :

Enduit extérieure :.....	0, 02x2000 = 40 kg/m ² .
Briques creuses :.....	0,25x1400= 350 kg/m ² .
Enduit intérieur :.....	0,015x1200=18 kg/m ² .
	$\Sigma 408 \text{ kg/m}^2$.
Avec 30% d'ouverture :.....	408x0,7= 285,6 kg/m ² .

G=285,6 kg/m².

Tableau 1 : Valeurs des Cloisons extérieures

2.5 Pré dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne Conjonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

$S= (0,02 \times 0,2) / (2) + (0,08 \times 0,2) + (0,1 \times 0,5) = 0,068 \text{ m}^2$

$P= (0,068 \times 2500) = 170 \text{ Kg/ml}$

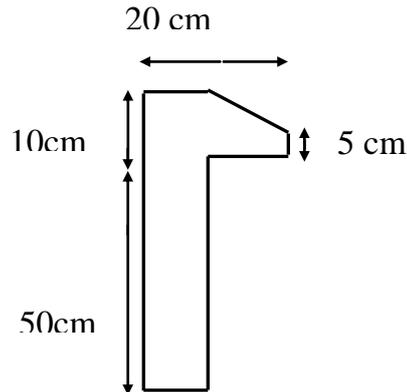


Figure 70 Schéma d'acrotère

2.6 Pré dimensionnement des poutres :

2.6.1 LES POUTRES :

2.6.1.a Poutres Transversales (Principales) :

- Condition de la portée: BAEL91

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grand portées, $L_{\max} = 5.05$ m.

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) 5.05 = (33.66 \div 50.5) \text{ cm.}$$

on prend : $h = 45$ cm .

la largeur de la poutre suivant cette condition :

$$b = (0,2 \div 0,5) h .$$

$$b = (0,2 \div 0,5) 40 = (8 \div 20) \text{ cm} .$$

on prend : $b = 35$ cm .

- Condition R.P.A.99 : les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{45}{35} = 1,28 < 4 \quad (\text{c.v.})$$

$$b_{\max} \leq 1,5 h + b_1 \Rightarrow b_{\max} = 35 \text{ cm} .$$

$$1,5 h + b_1 = 102.5 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} < 90 \text{ cm} \quad (\text{c.v.}) .$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Alors on prend les dimensions des poutres transversales $(35 \times 45) \text{ cm}^2$.

2.6.1.b Poutres Longitudinales (Secondaire) :

- Condition de la portée:

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\text{Max}} \quad ; \quad L_{\text{Max}} = 3.80 \text{ m}$$

$$h = (29.33 \div 44) \text{ cm.}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm.}$

$$b = (0,2 \div 0,5) h = (6 \div 15) \text{ cm.}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm.}$

- Condition de R.P.A.99 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm} \quad \rangle \quad 20 \text{ cm} \quad (\text{c.v.}).$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 40 \text{ cm} \quad \rangle \quad 30 \text{ cm} \quad (\text{c.v.}).$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \frac{40}{30} = 1.33 \quad \langle \quad 4 \quad (\text{c.v.}).$$

$$b_{\text{Max}} < 1,5 h + b_1 \quad \Rightarrow \quad b_{\text{Max}} = 30 \text{ cm} .$$

$$1,5 h + b_1 = 90 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 30 \text{ cm} \quad \langle \quad 90 \text{ cm} \quad (\text{c.v.}).$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres longitudinales égales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

2.7 Pré dimensionnement des poteaux :

Selon les règles (BAEL) on a :

$$l_f = 0.7 \times h_0$$

$$h_0 = \text{la hauteur d'etage } 3.06 - 0.45 = 2.61$$

$$l_f = 0.7 \times 2.61 = 1.827 \text{ m}$$

$$\text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$$

$$\lambda_x = 3.46 \times \frac{l_f}{b_i} \quad \lambda_y = 3.46 \times \frac{l_f}{h_i}$$

b_i : parallèle à l'axe x

h_i : parallèle à l'axe y

$$h_i = b_i \geq 3.46 \times \frac{l_f}{70} \Rightarrow b_i \geq \frac{3.46 \times 182.7}{70} = 9.03 \text{ cm}$$

$$h_i = b_i \geq 9.03 \text{ cm}$$

Donc on adopte une section de (45 x 55)cm

Selon les règles (RPA99/v 2003) :(art 7.4.1)

$$\text{Min } (b_i; h_i) \geq 30\text{cm} \Rightarrow 45\text{ cm} > 30\text{ cm} \quad \longrightarrow \text{C V}$$

$$\text{Min } (b_i; h_i) \geq \frac{h_0}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{ cm} \quad \longrightarrow \text{C V}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \quad \longrightarrow \text{C V}$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend un poteau de section **(45× 55) cm²**

On prend Initialement les dimensions suivantes de la section du poteau qui seront vérifiées par la suite :

-pour le niveau *RDC* jusqu'à *1^{ème}* étage : soit $b=45\text{cm}$ et $h=55\text{cm}$

-pour l'étage *N°2* jusqu'à l'étage *N°3*: soit $b=40\text{cm}$ et $h=50\text{cm}$

- pour l'étage *N°4* jusqu'à l'étage *N°7*: soit $b=30\text{cm}$ et $h=40\text{cm}$

2.8 Pré dimensionnement des s voiles :

2.8.1LES VOILES :

D'prés (RPA.99 version 2003) :

- L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{306}{25} = 12.24\text{cm}$$

- D'autre part l'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Donc on prend $a = 20\text{ cm}$ dans les deux sens.

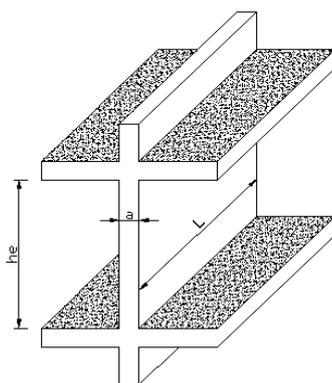


Figure 71 .Schéma de voile

2.9 Descente des charges :

2.9.1 INTRODUCTION :

La descente des charges est l'opération qui consiste à déterminer toutes les charges et les surcharges provenant à un élément porteur de la structure, depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire, et ainsi la vérification de leur section proposé.

On aura à considérer :

- ❖ Le poids propre de l'élément.
- ❖ La charge de plancher qu'il supporte.
- ❖ La part de cloison répartie qui lui revient.
- ❖ Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

2.9.2 DESCENTE DES CHARGES SUR LES POTEAUX :

- Surface afférente : $S_G=$
- Suivant DTR B.C.2.2 (page 14) $S_Q = 11,9475 \text{ m}^2 < 15 \text{ m}^2$

Par simplification, il est permis de prendre pour les surfaces inférieures à 15 m^2 la charge de référence majorée forfaitairement de 30 %.

2.9.3 LOI DE DEGRESSION : DTR B.C.2.2 (Art 6.3 page 16-17)

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment .

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse..... Q_0
- Sous dernier étage (étage1)..... Q_0+Q_1
- Sous étage immédiatement inférieur
- (étage2) $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$
- (étage3) $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$
- (étage4) $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
-
- (étage n) $Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

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

- Pour le toi ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

2.9.4 PLANCHERS :

2.9.4.1 Plancher à corps creux:

2.9.4.1.a Plancher terrasse:

-Charge permanente: D'après DTR BC 2.2

N°	Désignations	e (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charges (N/m ²)
1	Gravillon de protection	0,04	20000	800
2	Etanchéité multicouches	0,02	6000	120
3	Isolation thermique	0,04	4000	160
4	Béton de pente	0,05	22000	1100
5	Plancher à corps creux	0,20	-	2800
6	Enduit en plâtre	0,01	10000	100
				G = 5080

-Surcharge d'exploitation: $Q = 1000 N/m^2$.

Tableau 2 : Valeurs des Charges Plancher terrasse

2.9.4.1.b Etage courant:

- Charge permanente:

N°	Désignations	e (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charges (N/m ²)
1	Carrelage+mortier de pose	0,03	20000	600
2	Isolant phonique	0,02	8500	170
3	Plancher dalle pleine	0,14	25000	3500
4	Enduit en plâtre	0,01	10000	100
				G = 4670

Surcharge d'exploitation : $Q = 1500 N/m^2$

Tableau 3 : Valeurs des Charges Plancher terrasse

2.9.4.2 MAÇONNERIE

2.9.4.2.1 Murs extérieurs :

N°	Désignations	e (m)	γ (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18000	360
2	Brique creuse	0.15	/	1300
3	Amme d' air	0.05	/	0,00
4	Brique creuse	0.10	/	900
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200

$G=2760N/m^2$

Tableau 4 : Valeurs des Charges Murs extérieurs

2.9.4.3 Descente des charges sur le poteau intermédiaire :

Poteau (D-4) :

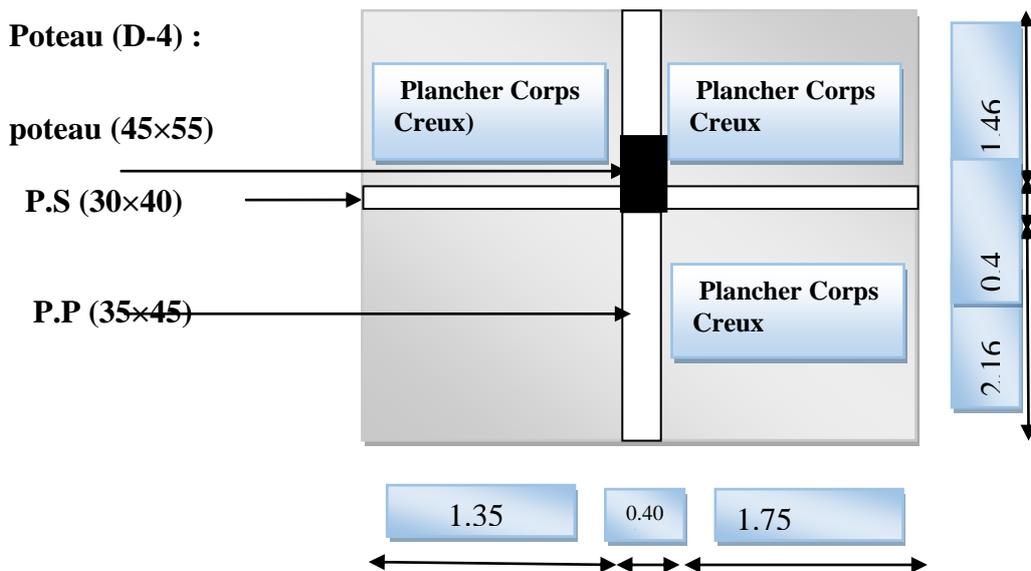


Figure 72: Poteau intermédiaire

$S_G=(1.35+1.75)(2.16+1.46)=11.22m^2$

$S_Q=(1.35+0.40+1.75)(2.16+0.40+0.1.46)=15.27m^2$

$S_{Q1}=(15.27)-(0.40 \times 0.40)=15.11m^2$

niveau	Élément	G (N)	Q (N)
1-1	Plancher Terrasse : $11.22 \times 5080 = 56997.6$ P.P : $(0,35 \times 0,45) \times 3.8 \times 25000 = 15828.75$ Poutre. s : $(0,3 \times 0,4) \times 3.4 \times 25000 = 10200$	83026.35	$15.27 \times 1000 = 15270$
2-2	Venant 1-1 : 83026.35 Poteau : $0,40 \times 0,30 \times 2.61 \times 25000 = 7830$	90856.35	15270

3-3	Venant 2-2 : 90856.35 Plancher. E.C : $4670 \times 12.308 = 57478.36$ poutre. p : 15828.75 Poutre. s : 10200	174363.46	$15270 + (15.11 \times 1500)$ =37935
4-4	-Venant 3-3 : 174363.46 -Poteau 7830	182193.46	37935
5-5	-Venant 4-4 : 182193.46 Plancher. E.C : $4670 \times 12.308 = 57478.36$ poutre. p : 15828.75 Poutre. s : 10200	265700.57	$37935 + (15.11 \times 0,9 \times 1500)$ =58333.5
6-6	-Venant 5-5 : 265700.57 -Poteau : 7830	273530.57	58333.5
7-7	-Venant 6-6 : 273530.57 Plancher. E.C : $4670 \times 12.308 = 57478.36$ poutre. p : 15828.75 Poutre. s : 10200	357037.68	$58333.5 +$ $(15.11 \times 0,8 \times 1500)$ =76465.5
8-8	-Venant 7-7 : 357037.68 Poteau : 7830	364867.68	76465.5
9-9	-Venant 8-8 : 364867.68 Plancher. E.C : $4670 \times 12.308 = 57478.36$ poutre. p : 15828.75 Poutre. s : 10200	448374.49	$76465.5 +$ $(15.11 \times 0,7 \times 1500)$ =92331
10-10	-Venant 9-9 448374.49 -Poteau ; $(0.50 \times 0.40) \times 2.61 \times 25000 = 13050$	461424.79	92331
11-11	-Venant 10-10 : 461424.79 Plancher. E.C : $4670 \times 12.308 = 57478.36$ poutre. p : 15828.75 Poutre. s : 10200	544931.9	$92331 + (15.11 \times 0,6 \times 1500)$ =105930
12-12	-Venant 11-11 : 544931.9 -Poteau ; 13050	557981.9	105930
13-13	-Venant 12-12 : 557981.9 Plancher. E.C : $4670 \times 12.308 = 57478.36$ poutre. p : 15828.75 Poutre. s : 10200	641489.01	$105930 + (15.11 \times 0,5 \times 1500)$ =117262.5
14-14	-Venant 13-13 : 641489.01 Poteau : $(0,55 \times 0,45) \times 2.61 \times 25000 = 16149.37$	657638.38	117262.5
15-15	-Venant 14-14 : 657638.38 Plancher. E.C : $4670 \times 12.308 = 57478.36$ poutre. p : 15828.75 Poutre. s : 10200	741145.49	$117262.5 + (15.11 \times 0,5 \times$ $1500) = 128595$
16-16	-Venant 15-15 : 741145.49 -Poteau : 16149.37	757294.86	128595

Tableau 5 : Descente des charges sur Poteau (D-4)

$$Nu=1.35G+1.5Q$$

$$Nu=(1.35*757294.86)+(1.5*128595)$$

$$Nu=1050240.561N$$

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

- **Poteau (45x55) :**

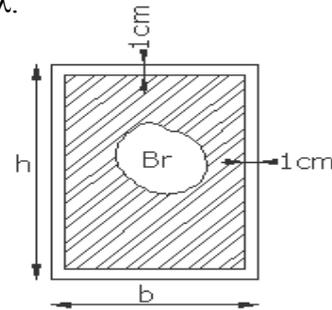


Figure 73 : la section réduite du poteau

$$\lambda_1 = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2.61}{0.45} = 14.06$$

$$\lambda_2 = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2.61}{0.55} = 11.50$$

$$\lambda = 14.06 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.823$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (55-2)(45-2) = 2279 \text{cm}^2.$$

$$-\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15 \quad .$$

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

$$A = \max(A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 450 \times 550}{100} = 495 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(450+550)}{100} = 80 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 495 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.7 \% B \quad (\text{zone I})$$

$$A_{\min}^{RPA} = \frac{0.7}{100} B = \frac{0.7}{100} (450 \times 550) = 1732.5 \text{ mm}^2$$

$$A = \max (495 \text{ mm}^2, 1732.5 \text{ mm}^2)$$

$$A = 1732.50 \text{ mm}^2$$

- Tableau Récapitulatif :

Niveau	$N_u (N)$	$A_{\min}^{BAEL} (mm^2)$	$A_{\min}^{RPA} (mm^2)$	$A (mm^2)$	$B_r (mm^2)$	$\bar{N} (N)$	condition
4÷7 ^{etages}	604160.622	245	857.5	857.5	106400	1869352.14	C.V
2÷3 ^{etages}	881616.069	405	1471.5	1471.5	182400	3205033.58	C.V
RDC÷1	1050240.561	495	1732.5	1732.5	227900	3969311.771	C.V

Tableau 6 : Récapitulatif

2.9.4.4 Descente des charges sur le poteau (E1)

- Surface afférente :

$$S_G = (1.02 \times 1.45) = 1.479 \text{ m}^2$$

$$S_Q = (1.02 + 0.45)(1.45 + 0.55) = 2.94 \text{ m}^2$$

$$S_{Q1} = 2.94 - (0.45 \times 0.55) = 2.692 \text{ m}^2$$

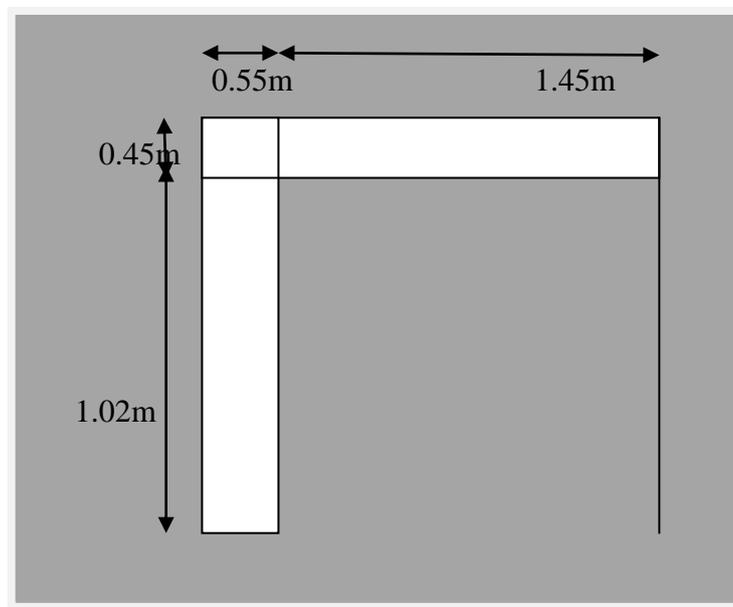


Figure 74 : le poteau d'angle

2	Élément	G (N)	Q (N)
1-1	Plancher Terrasse : $1,479 \times 5080 = 7513.32$ P.P : $(0,35 \times 0,45) \times 1,02 \times 25000 = 4016.25$ Poutre. s : $(0,3 \times 0,4) \times 3,03 \times 25000 = 9090$		$1,755 \times 1000 = 1755$
		20619.59	
2-2	-Venant 1-1 : 20619.59	29378.34	1755
	-Poteau : $0.35 \times 0.35 \times 2.86 \times 25000 = 8758,75$ Mur ext : $2760 ((1.95 \times 2.71) + (1.95 \times 2.66)) = 27225.9$		
3-3	-Venant 2-2 : 29378.34	24638,32	$14490 + 2.5 \times 1500 =$
	- Plancher étage courant:		4387,5
	1-corps creux: 1.479×4670	6906,93	
	-PP+PS :	8366,25	
4-4	-Venant 3-3 :	39911,5	4387,5
	Poteau :	8758,75	
5-5	Venant 4-4 :	48670,25	$18240 + 14490 \times 0.9 =$
	-P.E.C + PP + PS :	15273,18	9625
6-6	-Venant 5-5 :	63943,43	9625
	Poteau :	8758,75	
7-7	-Venant : 6-6	72702,18	$9625 + 3750 \times 0.8 =$
	-P.E.C + PP + PS :	15273,18	12625
8-8	-Venant 7-7 :	87975,36	12625

	-Poteau :0.45*0.45*2.86*25000	14478,75	
9-9	-Venant : 8-8		12625+3750*0.7=
	-P.E.C + PS+PP:		15250
10-10	-Venant 9-9 :		15250
	Poteaut :		
11-11	-Venant 10-10 :	132206,04	15250
	-P.E.C + PP + PS :	15273,18	3750×0,6=17500
12-12	-Venant 11-11:	147479,22	17500
	Poteau :0.45*0.45*2.86*25000	14478,75	
13-13	-Venant 12-12 :	161957,97	17500
	-P.E.C + PP + PS :	15273,18	3750×0,5=19375
14-14	-Venant 13-13 :	177231,15	19375
	Poteau :	14478,75	
15-15	-Venant 14-14 :	191709,9	1750+0.5*3750=
	-P.E.C + PP + PS :	15273,18	21250
16-16	-Venant 15-15 :	206983,08	21250
	-Poteau :0.5*0.5*2.86*25000	17875	
		224858,08	21250

Tableau 7 : Descente des charges sur Poteau (E1)

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = (1.35 \times 224858,08) + (1.5 \times 21250)$$

$$N_u = 335433.40 \text{ N}$$

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

$$b = h \longrightarrow \lambda_x = \lambda_y$$

- **Poteau (45x55) :**

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2.86}{0.5} = 13.87$$

$$\lambda = 13.87 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.824$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (55-2)(45-2) = 2304 \text{ cm}^2.$$

$$-\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15 \quad .$$

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

$$A = \max(A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 500 \times 500}{100} = 500 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(500+500)}{100} = 80 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 500 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.7 \% B \quad (\text{zone I})$$

$$A_{\min}^{RPA} = \frac{0.7}{100} B = \frac{0.7}{100} (500 \times 500) = 1750 \text{ mm}^2$$

$$A = \max (500\text{mm}^2, 1750 \text{ mm}^2)$$

$$A=1750 \text{ mm}^2$$

Tableau Récapitulatif :

Niveau	N_u (N)	A_{\min}^{BAEL} (mm^2)	A_{\min}^{RPA} (mm^2)	A (mm^2)	B_r (mm^2)	\bar{N} (N)	condition
4÷7 ^{etages}	205044.7	245	857.5	857.5	108900	1863516.66	C.V
2÷3 ^{etages}	317119.4	405	1471.5	1471.5	184900	3235309.93	C.V
RDC÷1	335433.40	500	1750	1750	230400	3885663.76	C.V

Tableau 8 : Tableau Récapitulatif

2.9.4.5 Descente des charges sur le poteau de rive (D1) :

Surface afférente :

$$S_G = (1.47) \times (1.88 + 1.02) = 4.26\text{m}^2$$

$$S_Q = (0.4 + 1.47) \times (1.88 + 0.4 + 1.02) = 6.17\text{m}^2$$

$$S_{Q1} = 6.17 - (0.4 \times 0.4) = 6.01\text{m}^2$$

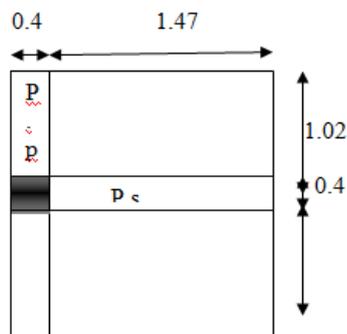


Figure 75 : le poteau de rive

niveau	Élément	G (N)	Q (N)
1-1	Acrotère: 2050×3.3= 6765 Plancher Terrasse: 5080×6.17= 31343.6 poutre. s : (0,30).(0,40).(1.47)25000= 4410 Poutre.p : (0,35).(045).(3.3).25000= 12993.75	55512.36	6.17×100 = 6170
2-2	Venant 1-1 : 55512.36 Poteau :(0,40) (0,30) (2.61)25000= 7830 Mur ext : 2760 (1.88+1.02) ×2.61= 20890.44	84232.8	6170

3-3	Venant 2-2 : 84232.8 Plancher. E.C : $4670 \times 4.26 = 19894.2$ poutre. p : 12993.75 Poutre. s : 4410	121530.75	$6170 + (6.01 \times 1500) =$ 15185
4-4	-Venant 3-3 : 121530.75 -Poteau: 7830 mur ext : 20890.44	178971.63	15185
5-5	-Venant 4-4 : 178971.63 Plancher. E.C : $4670 \times 4.26 = 19894.2$ poutre. p : 12993.75 Poutre. s : 4410	216269.58	$15185 + (6.01 \times 0,9 * 1500)$ =23298.5
6-6	-Venant 5-5 : 216269.58 Poteau: 7830 mur ext : 20890.44	24490.02	23298.5
7-7	-Venant 6-6: 24490.02 Plancher. E.C : $4670 \times 4.26 = 19894.2$ poutre. p : 12993.75 Poutre. s : 4410	282287.97	$23298.5 + (6.01 \times 0,8 * 1500)$ =23298.5
8-8	-Venant 7-7 : 282287.97 Poteau: 7830 mur ext : 20890.44	311008.41	23298.5
9-9	-Venant 8-8: 311008.41 Plancher. E.C : $4670 \times 4.26 = 19894.2$ poutre. p : 12993.75 Poutre. s : 4410	348306.36	$23298.5 + (6.01 \times 0,7 * 1500)$ =36821
10-10	-Venant 9-9 : 348306.36 -Poteau ; $(0.40)(0.5)(2.61)25000 = 13050$ mur ext : 20890.44	382246.8	36821
11-11	-Venant 10-10: 382246.8 Plancher. E.C : $4670 \times 4.26 = 19894.2$ poutre. p : 12993.75 Poutre. s : 4410	419544.75	$36821 + (1237.5 \times 0,6)$ =42230
12-12	-Venant 11-11 : 419544.75 -Poteau ; $(0.40)(0.5)(2.61)25000 = 13050$ mur ext : 20890.44	453485.19	42230
13-13	-Venant 12-12 : 453485.19 Plancher. E.C : $4670 \times 4.26 = 19894.2$ poutre. p : 12993.75 Poutre. s : 4410	490783.14	$42230 + (6.01 \times 0,5 * 1500)$ =46737.5
14-14	-Venant 13-13 : 490783.14 -Poteau ; $(0.55)(0.45)(2.61)25000 = 16149.37$ mur ext : 20890.44	527822.92	46737.5
15-15	-Venant 14-14 : 527822.92 Plancher. E.C : $4670 \times 4.26 = 19894.2$ poutre. p : 12993.75 Poutre. s : 4410	565120.87	$46737.5 + (6.01 \times 0,5 * 1500)$ =51245
16-16	-Venant 15-15 : 565120.87	602160.68	51245

-Poteau ;(0.55)(0.45)(2.61)25000=16149.37 mur ext : 20890.44		
---	--	--

Tableau 9 : Descente des charges sur Poteau (D1)

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = (1.35 \cdot 602160.68) + (1.5 \cdot 51245)$$

$$N_u = 889784.418 \text{ N}$$

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

- **Poteau (45x55) :**

$$\lambda_1 = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2.61}{0.45} = 14.06$$

$$\lambda_2 = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2.61}{0.55} = 11.50$$

$$\lambda = 14.06 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.823$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (55-2)(45-2) = 2279 \text{ cm}^2.$$

$$-\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15 \quad .$$

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

$$A = \max(A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 450 \times 550}{100} = 495 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(450+550)}{100} = 80 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 495 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.7 \% B \quad (\text{zone I})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.7}{100} B = \frac{0.7}{100} (450 \times 550) = 1732.5 \text{ mm}^2$$

$$A = \max (495 \text{ mm}^2, 1732.5 \text{ mm}^2)$$

$$A = 1732.50 \text{ mm}^2$$

- **Tableau Récapitulatif :**

Niveau	N_u (N)	A_{\min}^{BAEL} (mm^2)	A_{\min}^{RPA} (mm^2)	A (mm^2)	B_r (mm^2)	\bar{N} (N)	condition
4 ÷ 7 ^{etages}	604160.622	245	857.5	857.5	106400	1869352.14	C.V
2 ÷ 3 ^{etages}	881616.069	405	1471.5	1471.5	182400	3205033.58	C.V
RDC ÷ 1	889784.418	495	1732.5	1732.5	227900	3969311.771	C.V

Tableau 10 : Tableau Récapitulatif

3.1 Calcul des escaliers :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

3.1.1 Les escaliers du RDC et étage courant:

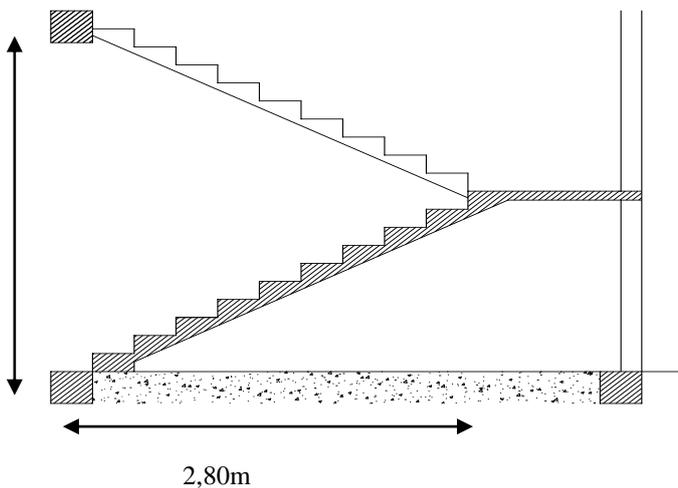


Figure 76 : Dessin en elevation de l'escalier

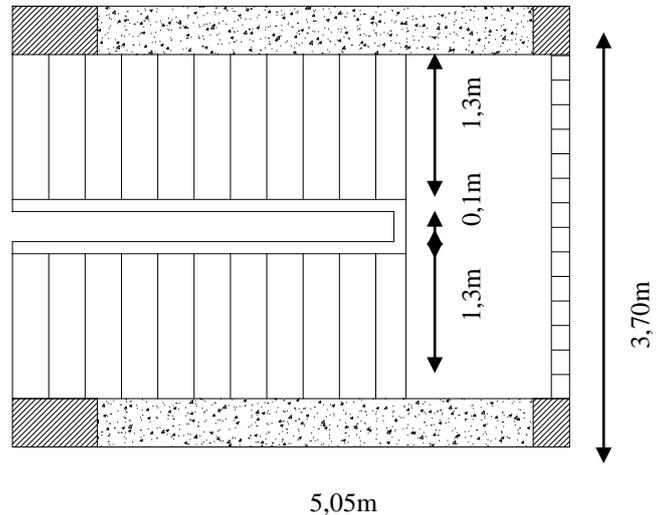


Figure 77: Dessin en plan de l'escalier

➤ Détermination des efforts :

Pour notre emmarchement on aura :

Palier..... $G_1 = 0,515 \text{ t/ml}$

Paillasse..... $G_2 = 0,81 \text{ t/ml}$

Surcharge..... $Q = 0,25 \text{ t/ml}$

Les Combinaisons de Charge :

ELU:

$$P_1 = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 0,515 + 1,5 \times 0,25 = 1,07 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = 1,35 G_2 + 1,5 Q_2 = 1,35 \times 0,81 + 1,5 \times 0,25 = 1,46 \text{ t/ml}$$

$$\text{ELU : } M_{\max} = 22,24 \text{ KN.m} \quad ; \quad V_{\max} = 25,5 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } M_{\max} = 16,1 \text{ KN.m} \quad ; \quad V_{\max} = 18,49 \text{ KN}$$

➤ Ferrailage longitudinal :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1.3m. la fissuration est considérée comme peu nuisible. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée.

$$M_{\max} = 22,24 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 25,5 \text{ KN.m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Acier Type 1 FeF40

Fissurations peu nuisibles

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0,135 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,088$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée

\Rightarrow Domaine 1, $\epsilon_s = 10^{-3}$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,115$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0,111 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\delta_s} = (400/1,15) = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 5,75 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_c} = 1,76 \text{ cm}^2 ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$A_s > A_{min}$ condition vérifié

Choix des barres : 6HA 12 = 6,79 cm²

A_s = 6HA 12

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

4HA 8 = 2,01 cm²

A_r = 4HA 8

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_{u,max}}{bd}$$

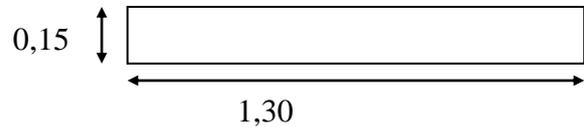
$$V_u = R_a = 2,55 \text{ t}$$

$$\tau_u = 0,0255 / (0,117 \times 1,3) = 0,16 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u' = \min(0,20 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \tau_u'$$

➤ **Vérification des contraintes :**



Position de l'axe neutre :

$$1/2 b y^2 + \eta A_s' (y-c') - \eta A_s(d-y)=0$$

$$A_s' = 0, \quad A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}, \quad \eta = 15$$

$$1/2 b y^2 - \eta A_s(d-y)=0$$

$$0.65 y^2 + 0.0101y - 0.00119 = 0$$

$$Y = 3,5 \text{ cm}$$

$$I = 1/3 b y^3 + 15 A_s (d-y)^2$$

$$I = 8705,39 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = 1,61 \text{ t.m/ml}$$

$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} y/I = 6,47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} : \text{condition vérifiée}$$

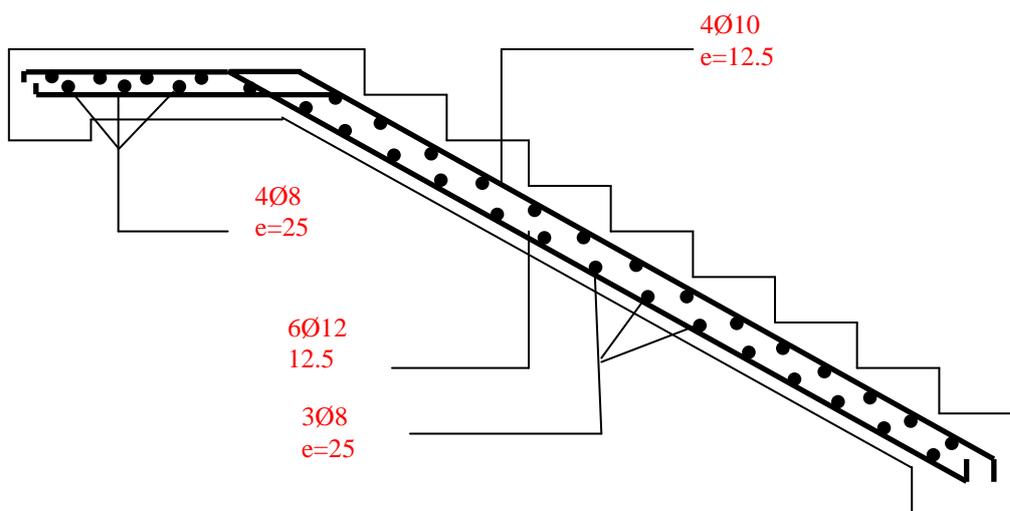
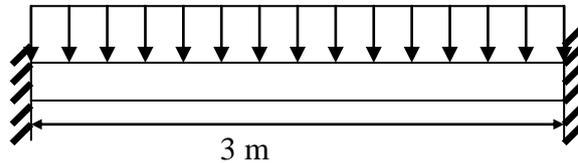


Figure 78 : Ferrailage d'escalier

3.2 Ferrailage de la poutre palière :

La poutre palière sert d'encastrement au palier, et a les dimensions suivantes (30×25×300)



✓ Selon le CBA 93 :

-la hauteur h de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm}$$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

$20 \leq h \leq 30 \text{ cm}$ on prend $h = 30 \text{ cm}$

✓ Selon le RPA99 :

$$h = 30 \geq 30$$

$$b = 25 \geq 25$$

Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = 30 \times 25 \text{ cm}^2$

➤ **Sollicitation :**

Le poids propre de la poutre

$$G = 1 \times 0.3 \times 0.25 \times 2.5 = 0.1875 \text{ t/ml}$$

La réaction du palier due a l'escalier

$$R = 3.215 \text{ t}$$

➤ **Combinaison des charges :**

$$P_u = 1.35 (0.1875) + 3.215 = 3,46 \text{ t /m}$$

$$P_{ser} = 0.1875 + 2.36 = 2.54 \text{ t /m}$$

✓ en appui :

$$M_u = 2,73 \text{ t/ml} ; M_{ser} = 1,91 \text{ t/ml.}$$

$$V_u = 5,46 \text{ t.} ; V_{ser} = 3,81 \text{ t.}$$

✓ à mi travée :

$$M_u = 1,365 \text{ t/ml; } M_{ser} = 0,952 \text{ t/ml.}$$

➤ **Ferrailage en travée :** la fissuration est considère comme peu préjudiciable donc le

Ferraillage est en ELU.

$$M_{max} = 1,365 \text{ tm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.27 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,052$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée
 \Rightarrow domaine 1, $\epsilon_s = 10^{\text{TM}}$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,066.$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0,262 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1,49 \text{ cm}^2$$

- Donc on choisit :

$$3\text{HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage en appui :**

$$M_u = 2,73 \text{ tm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.27 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,105$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée
 \Rightarrow domaine 1, $\epsilon_s = 10$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,138$$

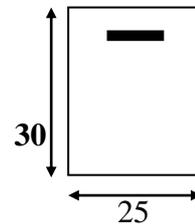
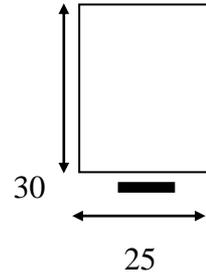
$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0,255 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 3,07 \text{ cm}^2$$

- Donc on choisit :

$$3\text{HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures transversales doivent vérifiées :**



$$\phi_t \leq \min\{h/35, b_0/10, \phi_l\} \Rightarrow \phi_t \leq \min\{30/35; 25/10; 1.4\} = 0.85 \text{ cm.}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

On prend **4HA6** $\Rightarrow A_t = 1,13 \text{ cm}^2$ (1 cadre+1 étrier).

➤ **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

-A partir des conditions de C.B.A 93 (art A.5.1.2.2) les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

1. $S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0,243; 40\text{cm})$
2. $S_t \leq A_t f_e / (0.4b_0) \Rightarrow S_t \leq 62,8\text{cm}$

-A partir d'article **7.5.2.2** de **RPA** 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- ✓ Zone courante : $S_t \leq h/2 = 15 \text{ cm}$
- ✓ Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4; 12\Phi_l) = 6,25 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- ✓ Zone courante : $S_t = 15\text{cm}$
- ✓ Zone nodale : $S_t = 6 \text{ cm}$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0,81 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$ condition vérifiée

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier : $\tau_U < \bar{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{Vu_{\max}}{b_0 d}$$

$$\tau_U = 0,0546 / 0,27 \times 0,25 = 0,80 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,20 \cdot f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :** La fissuration étant peu nuisible, il n'y a pas lieu de vérifier l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton. On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$M_{t \text{ ser}} = 9,52 \text{ kN.m}$$

$M_{a\ ser} = 17,7\text{ kN.m}$

Position de l'axe neutre :

$1/2\ b\ y^2 + \eta A_s' (y-c') - \eta A_s(d-y) = 0$

$A_s' = 0, \quad A_s = 3,08\text{ cm}^2/\text{ml}, \quad \eta = 15$

$0.65\ y^2 + 0.0046y - 0.0012 = 0 \quad \Rightarrow Y = 3,8\text{ cm}$

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

En travée: $\sigma_{bc} = 1,20\text{ MPa} < 15\text{MPa}$: vérifié

Sur appui : $\sigma_{bc} = 0,646\text{ MPa} < 15\text{MPa}$: vérifié

➤ **Condition de la flèche :**

Pour une poutre encadrée de ses extrémités, la flèche est :

$f = \frac{Pl^4}{384EI}$

$I = \frac{bh^3}{12} = 0.25 \times 0.3^3 / 12 = 0.00056\text{ m}^4$

On doit vérifier que : $f < \overline{f} = \frac{l}{500}$

$f = 0,00057\text{ m} < \overline{f} = 0,6 \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée.

4-7-Calcul de la poutre à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier
 $M_t = M_a (\text{escalier}) = 8518,88\text{ N.m}$
 On utilise les règles exposées dans le BAEL91.

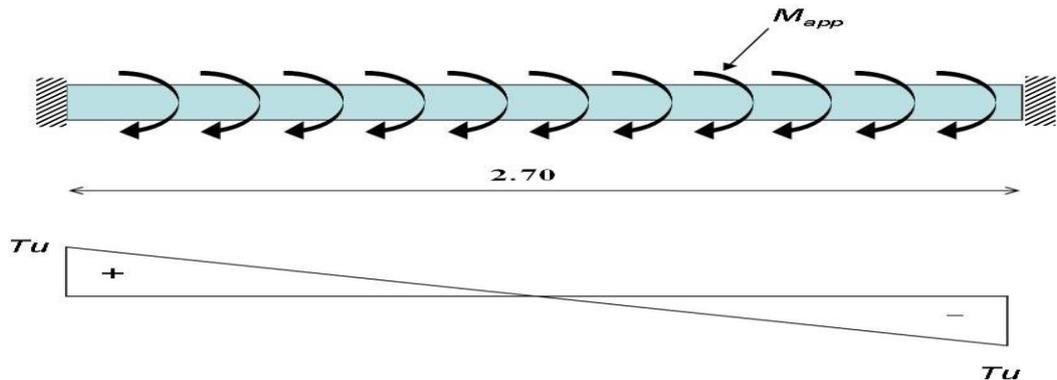


Figure 79 : la poutre à la torsion

a) Contraintes tangentes de torsion :

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \quad (\text{formule de Rausch})$$

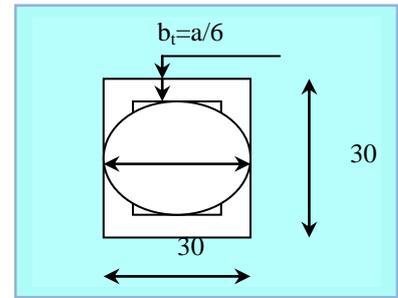
T_u : moment de torsion ($T_u = 8581,88 \text{ N.m}$)

$b_0 = b_t = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5 \text{ cm}$.

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 625 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{8581,88 \times 1000}{2 \times 62500 \times 50} = 1,37 \text{ MPa}$$



b) Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{u \text{ limite}})^2 \quad (\text{Section pleine})$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 0,45^2 + 1,37^2 = 2,08 \text{ MPa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 2,08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = (3,25)^2 = 10,56 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée}).$$

c) Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{\mu \cdot T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

μ : périmètre de l'aire Ω de la section efficace .

$$\mu = 2 [(h - b_t) + (b - b_t)] = 2 [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{100 \times 8581,88}{2 \times 625 \times (400 / 1,15)} = 1,97 \text{ cm}^2$$

d) Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8581,88 \times 15}{2 \times 625 \times (400 / 1,15)} = 0,29 \text{ cm}^2$$

e) Section minimale des armatures : BAEL91

$$1) \frac{\sum A_l \times f_e}{b_0 \times \mu} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1,97 \times 400}{5 \times 100} = 1,576 \text{ MPa} > 0,4 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$2) \frac{A_t \times f_e}{b_t \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0,29 \times 400}{5 \times 15} = 1,55 \text{ MPa} > 0,4 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

4-7-Les armatures totales :

a) Armatures longitudinales :

$$A_{\ell}^{tot} = A_{\ell}^{fl} + A_{\ell}^{tor}$$

	A_f^{tot} (cm ²)	A_{ℓ}^{tot} (cm ²)	A^{tot} (cm ²)	A_{adpter}
Appui	4.62	1.97	6.59	$3\Phi_{14}+3\Phi_{10}=6.97\text{cm}^2$
Travée	4.62	1.97	6.59	$3\Phi_{14}+3\Phi_{10}=6.97\text{cm}^2$

Tableau 11 : Valeurs des Armatures longitudinales

b) Armatures transversales:

$$A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor} = 1,35+0,29=1,64\text{cm}^2$$

Donc soit : $A_t = 7\Phi_6 = 1,98 \text{ cm}^2$

c) État limite de déformation :

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0,11 > 0,0625 \dots \dots \dots (C.V)$

2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,11 \geq 0,085 \dots \dots \dots (C.V)$

3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow (6,78 / 30 \times 25) = 0,0090 \leq 0,0105 \dots \dots \dots (C.V)$

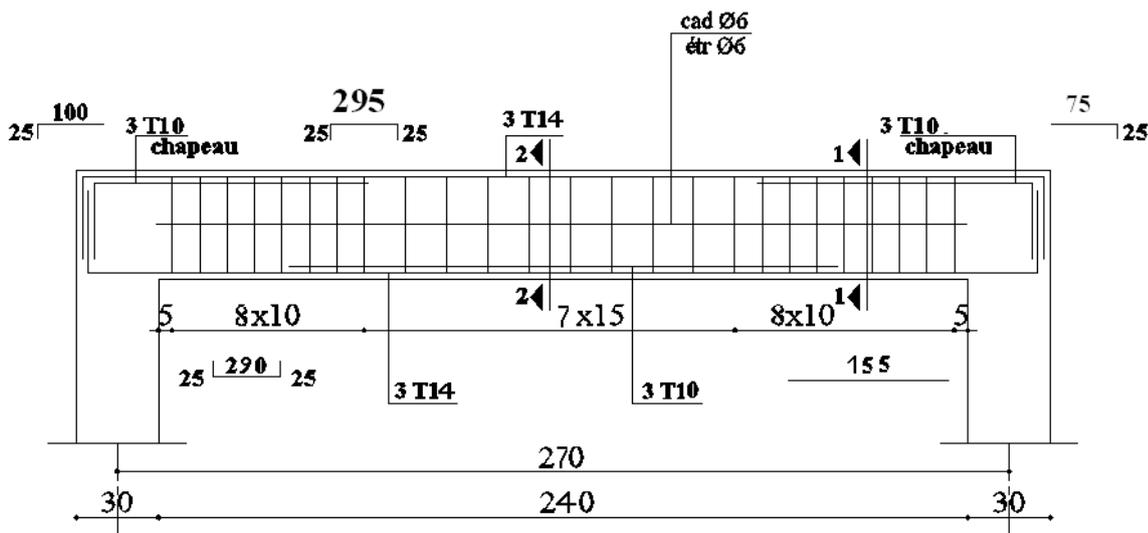


Figure 80 : Ferrailage de la poutre palière

3.2 CALCUL DE L'ACROTERE

3.2.1 Définition

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, donc le calcul se fera à l'ELS.

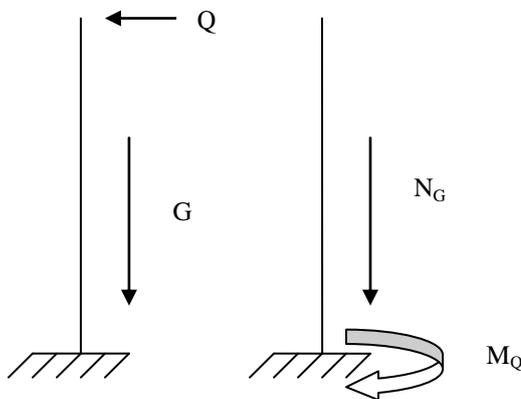


Figure 81 : Schéma statique

3.3.2 Sollicitations :

Pour le ferrailage on prend une bande de 1 m de longueur :

➤ Effort normal :

$$N_u = 1.35 \times N_G = 2,29 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,7 \text{ KN/ml}$$

Avec : $N_G = 1,7 \text{ KN/ml}$

$$N_q = 1 \text{ KN/ml}$$

➤ Moment de flexion :

$$M = N_q \cdot h = 1 \cdot 0,6 = 0,6 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \cdot M_q = 0,9 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_q = 0,6 \text{ KN/ml}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V = NQ = 1 \text{ KN/ml}$$

$$V_u = 1.5 \times V = 1,5 \text{ KN/ml}$$

$$V_{\text{ser}} = V = 1 \text{ KN/ml}$$

3.2.3 Ferrailage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...) donc le calcul effectuera à l'ELS.

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone comprimée (soit : $A_s' = A_s$)

➤ **Ferrailage à l'E.L.S :**

$$M_{\text{ser}} = 0.6 \text{ KN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = 1,7 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = M_{\text{ser}}/N_{\text{ser}} = 0.6/1.7 = 0,3529\text{m} \Rightarrow e_0 = \mathbf{35.2\text{cm}}$$

$$e_0 > h/2 \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (S.P.C)}$$

✓ Evaluation des moments aux niveaux des armatures tendues :

$$M_{\text{ser a}} = M_{\text{ser G}} + N_{\text{ser}} \times (d-h/2)$$

$$M_{\text{ser A}} = 0.6 + 1,7 \times (0,09 - 0.1/2)$$

$$\Rightarrow M_{\text{ser a}} = 0.668 \text{ KN/ ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS :

$$\sigma_{\text{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

La contrainte de l'acier

La Fissuration est considérée préjudiciable

$$\sigma_{\text{st}} = \min (2/3 f_e, 110(\eta f_{tj})^{0.5})$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_{\text{st}} = \min (2/3 \times 400, 201,6)$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{st}} = 201,6 \text{ Mpa}$$

✓ Calcul du moment limité de service M :

$$x = 15\sigma_{\text{bc}} \cdot d / (15\sigma_{\text{bc}} + \sigma_{\text{st}})$$

$x = 0,047$
 $z = d - x/3$
 $z = 0,074$
 $M' = 0,5 \cdot b \cdot x \cdot z \cdot \sigma_{bc}$
 $M' = 0,026 \text{ MN}$
 $M_{ser} < M'$ donc $A' = 0$ (S.S.A.C)

$A_{ser} = M_{ser} / Z \times \sigma_s$
 $A_{ser} = 0,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{ser} = A_s - N_{ser} / \sigma_{sc}$
 $A_{ser} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

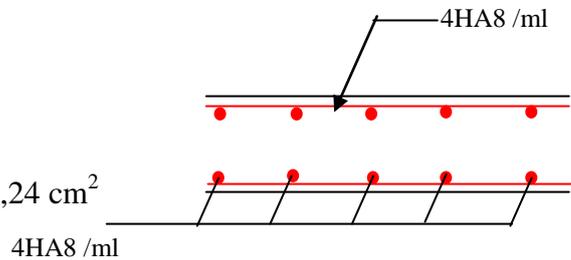
➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

On a : $A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

D'où $A_s < 1,24 \text{ cm}^2$

Donc $A_s > \max (A_{ser}, A_{min}) \Rightarrow A_s = 1,24 \text{ cm}^2$

Qui nous donne **4HA8** = 2,01cm²/ml .



fig(82). Schéma de ferrailage de l'acrotère

➤ **Vérification au cisaillement :**

$\tau_u' = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau_u = V_u / b \times d = 1,5 / 1 \times 0,09 = 0,016 \text{ MPa}$

$\tau_u < \tau_u'$ la condition est vérifiée

➤ **Vérification au séisme :**

D'après le RPA 99/version2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$F_p = 4 A C_p W_p$

A: coefficient d'accélération de zone.

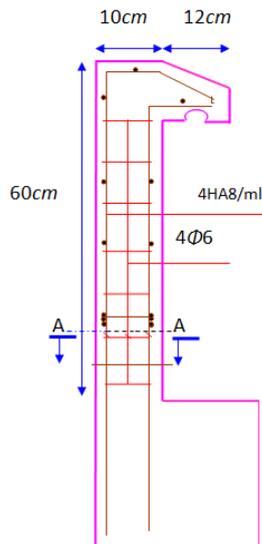
A = 0,25 (groupe 2, zone III).

$C_p = 0,80$ (élément en console)

$W_p = 0,17 \text{ t/ml}$

D'où ;

$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,80 \times 0,17 = 0,136 \text{ t/ml} < 0,1 \text{ t/ml}$



fig(83). Schéma de ferrailage de l'acrotère

3.3 Etude des planchers :

3.3.1 Introduction :

Le plancher corps creux se compose d'une dalle de compression (4 cm) et hourdis (16 cm).

Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal (suivant X).

Dans notre construction, il y a quatre types de poutrelles qu'on doit étudier chacune séparément..

3.3.2 EVALUATION DES CHARGES APPLIQUEES A CHAQUE NERVURES:

❖ Charge permanente :

$$G_{\text{terrasse}} = 5080 \text{ N/m}^2$$

$$G_{\text{etage courant}} = 4670 \text{ N/m}^2$$

❖ Surcharge d'exploitation :

$$Q_{\text{terrasse}} = 1000 \text{ N/m}^2$$

$$Q_{\text{etage courant}} = 1500 \text{ N/m}^2$$

A. Plancher terrasse:

$$g = G \cdot 0.65 = 5080 \times 0.65 = 3302 \text{ N/ml.}$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1000 \times 0.65 = 650 \text{ N/ml.}$$

B. Plancher étage courant :

$$g = G \cdot 0.65 = 4670 \times 0.65 = 3035.5 \text{ N/ml.}$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1500 \times 0.65 = 975 \text{ N/ml.}$$

Combinaisons de charges :

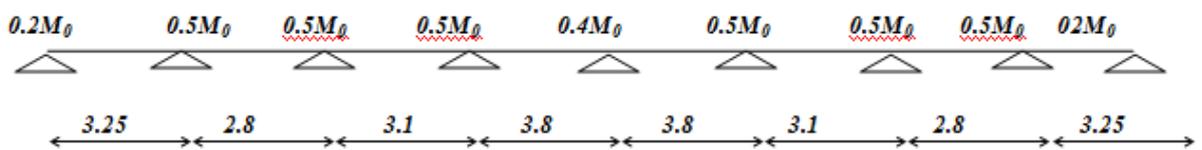
- ❖ E.L.U : $P_u = 1,35g + 1,5q$
- ❖ E.L.S : $P_{ser} = g + q$

Désignation	TERRASSE	ETAGE COURANT
ELU	5432.7	5560.425
ELS	3952	4010.5

Tableau 12 : Valeurs des Combinaisons de charges

3.3.3 TYPE DES POUTRELLES :

Poutrelles sur 9 appuis (plancher étage courant + plancher terrasse)



DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :

Pour déterminer les sollicitations du moment fléchissant (M) et de l'effort tranchant (T); les nervures du plancher peuvent être calculées en utilisant les méthodes classique de la résistance des matériaux, ou bien en utilisant des méthodes approchées telle que la méthode forfaitaire. Cette méthode est appliquée généralement dans les planchers dits à charge d'exploitation modérée ($Q \leq 2G$ ou $Q \leq 5000 \text{ N/m}^2$) et qu'en outre les conditions suivantes sont remplies:

- ✓ Les éléments solidaires ont une même section constante dans les différentes travées.
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 (25%).
- ✓ La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé et de ses revêtements (FNP).

En pratique cette méthode est généralement applicable aux planchers de bâtiment d'habitation, de bureau ...etc.

APPLICATION DE LA METHODE:

1. $Q < 5000 \text{ N/m}^2$, on a $Q = 1000 \text{ N/m}^2$ (c.v).
2. La section est constante dans toutes les travées (les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées):

$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \text{Cste}$ (c.v).

Les portées successives doivent être dans un rapport compris entre : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

- $0.8 \leq \frac{3.25}{2.80} = 1.16 \leq 1.25$ vérifiée
- $0.8 \leq \frac{2.8}{3.10} = 0.9 \leq 1.25$ vérifiée
- $0.8 \leq \frac{3.1}{3.8} = 0.81 \leq 1.25$ vérifiée
- $0.8 \leq \frac{3.8}{3.8} = 1 \leq 1.25$ vérifiée
- $0.8 \leq \frac{3.8}{3.1} = 1.22 \leq 1.25$ vérifiée
- $0.8 \leq \frac{2.8}{3.10} = 0.9 \leq 1.25$ vérifiée

La fissuration est considérée comme non préjudiciable..... (c.v).

VALEURS DES MOMENTS:

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_w et M_e doivent vérifier :

$$\Rightarrow \begin{cases} M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq \text{Max} (1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha) M_0}{2} \text{ dans une travée de intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha) M_0}{2} \text{ dans une travée de rive.} \end{cases}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ **0.6 M₀** pour une poutre à deux travées,
- ✓ **0.5 M₀** pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,
- ✓ **0.4M₀** pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec **M₀** ($M_0 = \frac{P.L^2}{8}$); la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique indépendante de même portée et supportant le même chargement que la travée considérée) et $\alpha = \frac{q}{(g + q)}$ le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérée.

$$\Rightarrow \begin{cases} \alpha_{P.T} = \frac{q}{(g + q)} = \frac{1000}{(1000 + 5080)} = 0.164 \\ \alpha_{P.E.C} = \frac{q}{(g + q)} = \frac{1500}{(1500 + 4670)} = 0.243 \end{cases}$$

Remarque :

Lorsque, sur l'appui de rive, la poutre est solidaire d'un poteau ou d'une poutre (encastrement partiel), il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer le moment dû à cet encastrement; on prend: $M_a = 0.20 M_0$.

VALEURS DE L'EFFORT TRANCHANT:

$$T_g = \frac{P.L}{2} + \left(\frac{M_d + M_g}{L} \right) \quad T_d = - \frac{P.L}{2} + \left(\frac{M_d - M_g}{L} \right)$$

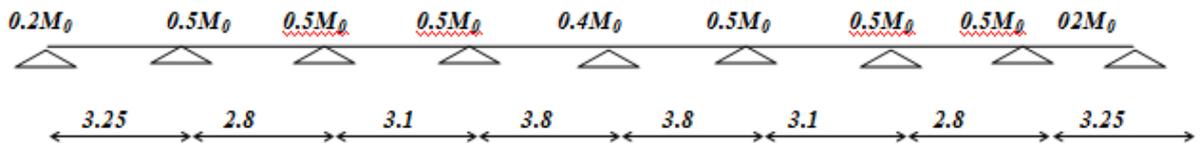
T_d : L'effort tranchant à droite de la travée.

T_g : L'effort tranchant à gauche de la travée.

DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

A. PLANCHER TERRASSE :

Type 1 :



Calcul des moments en travée :

❖ E.L.U :

• Travées 0-1 :

Dans le cas travée de rive :

$$M_0^{0-1} = \frac{P_u \cdot l_{0-1}^2}{8} = 7172.86 \text{ N.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t \geq 5021.003 \text{ N.m} \\ M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3 \alpha)M_0 \longrightarrow M_t \geq 5015.263 \text{ N.m} \\ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \longrightarrow M_t \geq 448.168 \text{ N.m} \end{array} \right.$$

Donc on prend : $M_{0-1}^t = 5021.003 \text{ N.m}$

• Travées 1-2 :

Dans le cas travée de intermédiaire :

$$M_0^{1-2} = \frac{P_u \cdot l_{1-2}^2}{8} = 5324.046 \text{ N.m}$$

$$M_t + \frac{M_d + M_G}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t \geq$$

$$2928.225 \text{ N.m}$$

$$M_t + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3 \alpha)M_0 \longrightarrow M_t \geq 2923.98 \text{ N.m}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \longrightarrow M_t \geq 2792.994 \text{ N.m}$$

Donc on prend : $M_{1-2}^t = 2928.225 \text{ N.m}$

• **Travées 2-3 :**

Dans le cas travée de rive :

$$M_0^{2-3} = \frac{P_u \cdot l_{2-3}^2}{8} = 6526.03 \text{ N.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_d + M_G}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t \geq 3589.316 \\ \text{N.m} \\ M_t + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3 \alpha)M_0 \longrightarrow M_t \geq 3584.095 \text{ N.m} \\ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \longrightarrow M_t \geq 4076.158 \text{ N.m} \end{array} \right.$$

Donc on prend : $M_{2-3}^t = 4076.158 \text{ N.m}$

• **Travées 3-4 :**

Dans le cas travée de intermédiaire :

$$M_0^{3-4} = \frac{P_u \cdot l_{3-4}^2}{8} = 11779.484 \text{ N.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_d + M_G}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t \geq \\ 7067.690 \text{ N.m} \\ M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq (1 + 0.3 \alpha)M_0 \longrightarrow M_t \geq 7058.26 \text{ N.m} \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \longrightarrow M_t \geq 6179.517 \text{ N.m} \end{array} \right.$$

Donc on prend : $M_{1-2}^t = 7067.690 \text{ N.m}$

$$M_A = 0.2M_0 \text{ a-b} = 0.2 (7172.86) = 1434.572 \text{ N.m}$$

$$M_b = 0.5M_0 \text{ a-b} = 0.5 (5324.046) = 2662.023 \text{ N.m}$$

$$M_c = 0.5M_0 \text{ b-c} = 0.5 (6526.03) = 3263.015 \text{ N.m}$$

$$M_d = 0.5M_{0\ d-e} = 0.5 (11779.484) = 5889.742 \text{ N.m}$$

$$M_e = 0.4M_{0\ d-e} = 0.4 (11779.484) = 4579.793 \text{ N.m}$$

$$M_b = 0.5M_{0\ a-b} = 0.5 (11779.484) = 5889.742 \text{ N.m}$$

$$M_c = 0.5M_{0\ b-c} = 0.5 (6526.03) = 3263.015 \text{ N.m}$$

$$M_d = 0.5M_{0\ d-e} = 0.5 (5324.046) = 2662.023 \text{ N.m}$$

$$M_e = 0.2M_{0\ d-e} = 0.2 (7172.86) = 1434.572 \text{ N.m}$$

Travée	L (m)	P _u (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _{tg} (N)	T _d (N)
travée 1	3.25	5432.70	7172.86	1434.572	2662.023	5021.003	10088.628	-10088.62
travée 2	2.80	5432.70	5324.046	2662.023	3263.015	2928.225	9721.865	-9721.865
travée 3	3.10	5432.70	6526.03	3263.015	5889.742	4076.158	11373.187	-11373.18
travée 4	3.80	5432.70	11779.484	5889.742	4579.793	7067.690	13077.270	-13077.27
travée 5	3.80	5432.70	11779.484	4579.793	5889.742	7067.690	13077.270	-13077.27
travée 6	3.10	5432.70	6526.03	5889.742	3263.015	4076.158	11373.187	-11373.18
travée 7	2.80	5432.70	5324.046	3263.015	2662.023	2928.225	9721.865	-9721.865
travée 8	3.25	5432.70	7172.86	2662.023	1434.572	5021.003	10088.628	-10088.62

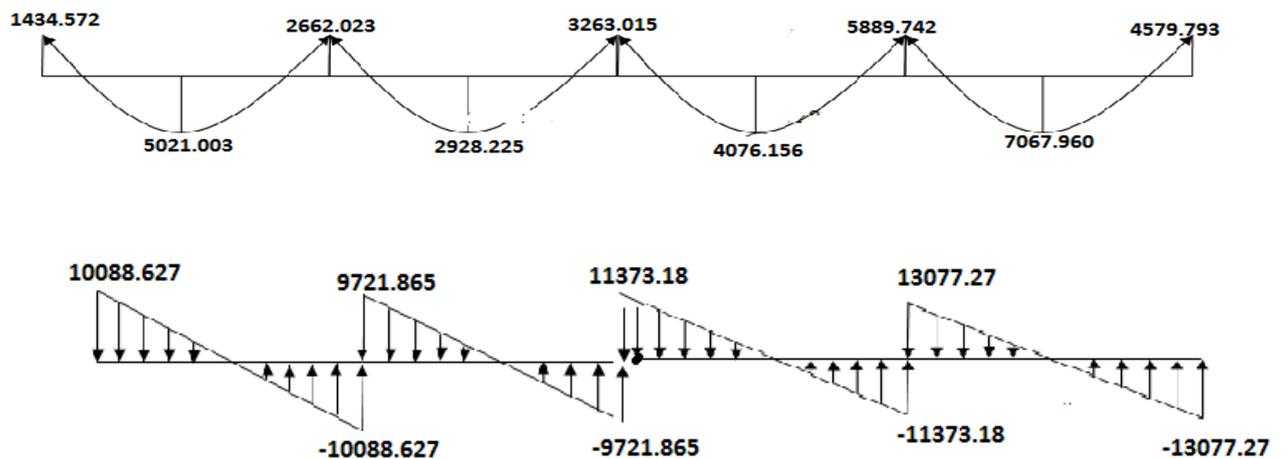
Tableau 13 : Valeurs des moments en travée ELU

❖ **E.L.S :**

Travée	L (m)	P _{ser} (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)
travée 1	3.25	3952	5217.875	1043.575	2608.937	3652.511
travée 2	2.80	3952	3872.96	1936.48	1936.48	3872.628
travée 3	3.10	3952	4747.34	2373.67	2373.67	2965.575
travée 4	3.80	3952	7133.36	3566.68	2853.344	4280.016
travée 5	3.80	3952	7133.36	2853.344	3566.68	4280.016
travée 6	3.10	3952	4747.34	2373.67	2373.67	2965.575
travée 7	2.80	3952	3872.96	1936.48	1936.48	3872.628
travée 8	3.25	3952	5217.875	2608.937	1043.575	3652.511

Tableau 14 : Valeurs des moments en travée ELS

❖ ELU :



❖ ELS :

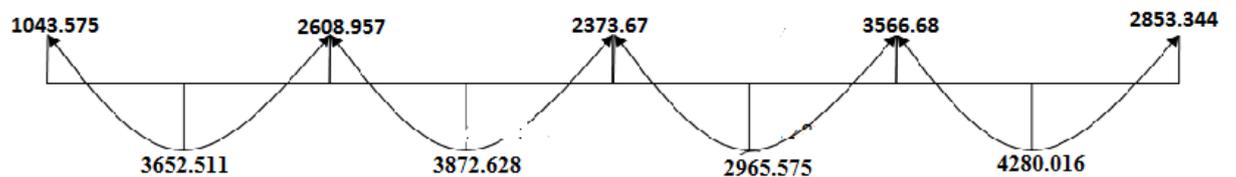
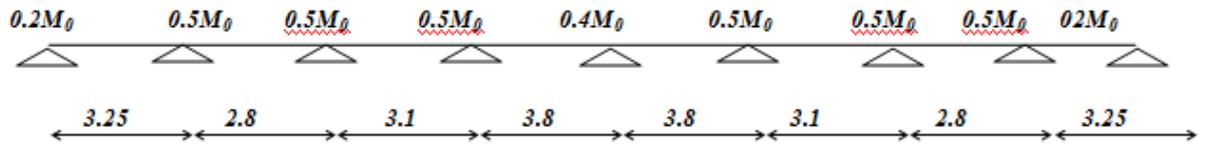


Diagramme des moments et des efforts tranchants

B. PLANCHER ETAGE COURANT :

Type 1 :



Calcul des moments en travée :

❖ E.L.U :

❖ Travées 0-1 :

Dans le cas travée de rive :

$$M_0^{0-1} = \frac{P_u \cdot l_{0-1}^2}{8} = 7341.498 \text{ N.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_d + M_G}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t \geq 5139.554 \text{ N.m} \\ M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3 \alpha)M_0 \longrightarrow M_t \geq 5307.168 \text{ N.m} \\ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \longrightarrow M_t \geq 4672.496 \text{ N.m} \end{array} \right.$$

Donc on prend : $M_{0-1}^t = 5307.168 \text{ N.m}$

❖ Travées 1-2 :

Dans le cas travée de intermédiaire :

$$M_0^{1-2} = \frac{P_u \cdot l_{1-2}^2}{8} = 5449.216 \text{ N.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_d + M_G}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t \geq 2997.068 \text{ N.m} \\ M_t + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3 \alpha)M_0 \longrightarrow M_t \geq 3115.852 \text{ N.m} \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \longrightarrow M_t \geq 2923.231 \text{ N.m} \end{array} \right.$$

Donc on prend : $M_{1-2}^t = 3115.852 \text{ N.m}$

❖ Travées 2-3 :

Dans le cas travée de rive :

$$M_0^{2-3} = \frac{P_u \cdot l_{2-3}^2}{8} = 6679.460 \text{ N.m}$$

Travée	L (m)	P _u (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _{pc} (N)	T _d (N)
travée 1	3.25	5560.425	7341.498	1468.299	3670.749	5307.168	17220.58	-17220.58
travée 2	2.80	5560.425	5449.216	3670.749	2724.608	3115.852	16923.7	-16923.70
travée 3	3.10	5560.425	6679.460	2724.608	3339.73	4251.161	9740.833	-9740.833
travée 4	3.80	5560.425	10036.567	3339.73	3564.134	6251.776	7960.671	-7960.671
travée 5	3.80	5560.425	10036.567	3564.134	3339.73	6251.776	7960.671	-7960.671
travée 6	3.10	5560.425	6679.460	3339.73	2724.608	4251.161	9740.833	-9740.833
travée 7	2.80	5560.425	5449.216	2724.608	3670.749	3115.852	16923.7	-16923.7
travée 8	3.25	5560.425	7341.498	3670.749	1468.299	5307.168	17220.58	-17220.58

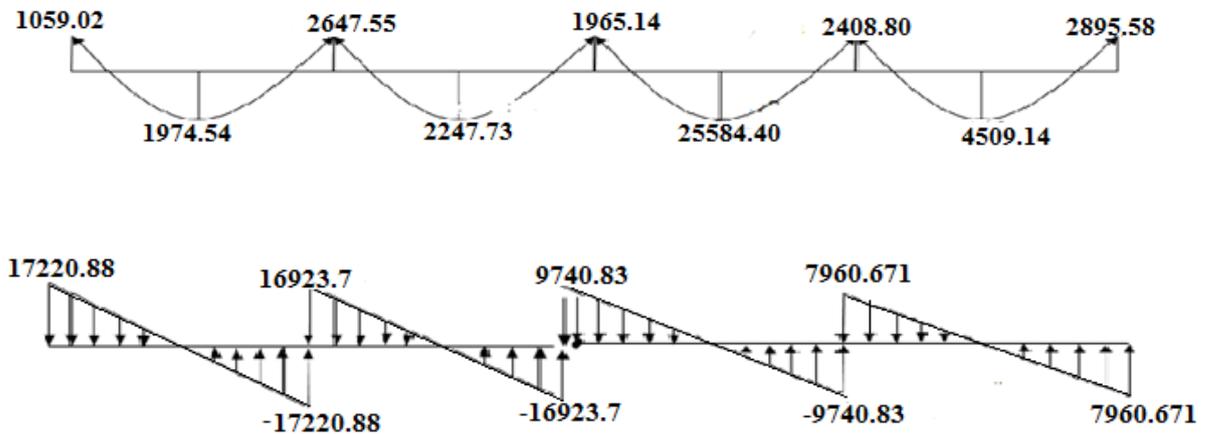
Tableau 15 : Valeurs des moments en travée ELU

❖ **E.L.S :**

Travée	L (m)	P _{ser} (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)
travée 1	3.25	4010.5	5295.11	1059.022	2647.555	1974.546
travée 2	2.80	4010.5	3930.29	2647.555	1965.145	2247.732
travée 3	3.10	4010.5	4817.61	1965.145	2408.805	2584.40
travée 4	3.80	4010.5	7238.95	2408.805	2895.58	4509.141
travée 5	3.80	4010.5	7238.95	2895.58	2408.805	4509.141
travée 6	3.10	4010.5	4817.61	2408.805	1965.145	2584.40
travée 7	2.80	4010.5	3930.29	1965.145	2647.555	2247.732
travée 8	3.25	4010.5	5295.11	2647.555	1059.022	1974.546

Tableau 16 : Valeurs des moments en travée ELS

❖ E.L.U :



E.L.S :

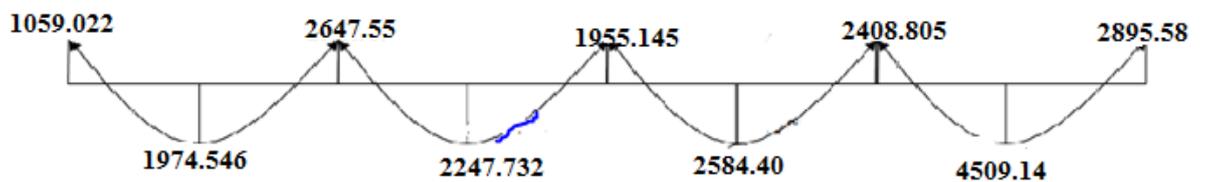


Diagramme des moments et des efforts tranchants

CALCUL DES ARMATURES :

Pour le calcul du ferrailage, on considérera la nervure la plus sollicitée des planchers terrasse et celle de l'étage courant. Il sera analogue au calcul d'une poutre de section Té soumise à la flexion simple.

PLANCHER TERRASSE :

1. Armature longitudinale :

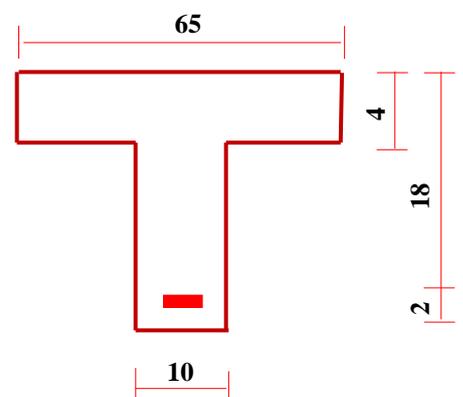
$b = 65 \text{ cm}$, $b_0 = 10 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$

$h_0 = 4 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$

1.1 E.L.U:

❖ En travée :

Calcul du moment résistant de la section en Té:



$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 14.2 \cdot 65 \cdot 4 \cdot \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 7067.690 \text{ N.m} < M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $d = 18 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{7067.690}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.0236$$

$$\mu = 0.0236 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\mu = 0.0236 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.988 \\ \alpha = 0.0298 \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A^u = \frac{7067.690}{348 \times 0.988 \times 18} = 1.142 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } A_u = 1.142 \text{ cm}^2$$

❖ **En appui:**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

M_a (N.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
5889.742	0.0196	0.392	0.0247	0.990	0.951

Tableau 17 : Valeurs des moments en appui

1.2 E.L.S :

❖ **D'après le B.A.E.L 91**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s ; La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Désignation	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28}	α_1	Condition
En travée	0.0298	7067.690	4280.016	1.65	25	0.575	Vérifiée
Sur Appui	0.0247	5889.742	3566.68	1.65	25	0.575	Vérifiée

Tableau 18 : Valeurs des moments en appui E.L.S

Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sur travée :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.22 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

En travée :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{calculé}, A_{min}, A_{pm}) :$

Tableau récapitulatif des résultats :

Désignation	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{pm} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	1.142	1.41	1.3	1.41	2T12 = 2.26
Appui	0.951	0.22	0.20	0.951	2T12 = 2.26

Tableau 19 : récapitulatif des résultats

PLANCHER ETAGE COURANT :

1. Armature longitudinale :

❖ **E.L.U :**

En travée :

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 14.2 \cdot 65 \cdot 4 \cdot \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 6251.776 \text{ N.m} < M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$ et de hauteur $d = 18\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{6251.776}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.0209$$

$$\mu = 0.0209 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.0209 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.947 \\ \alpha = 0.0264 \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A^u = \frac{6251.776}{348 \times 0.947 \times 18} = 1.053 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_u = 1.053 \text{ cm}^2$

En appui:

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

M_a (N.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
3670.749	0.0122	0.392	0.0153	0.993	0.59

Tableau 20 : Valeurs des moments en appui

❖ **E.L.S :**

D'après le B.A.E.L 91 :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s ; La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Désignation	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28}	α_1	Condition
En travée	0.0264	6251.776	4509.141	1.38	25	0.44	Vérifiée
Sur Appui	0.0153	3670.749	2895.58	1.26	25	0.51	Vérifiée

Tableau 21 : Valeurs des moments ELS

❖ Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

En appui:

$$A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.22 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage minimal :

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

En travée :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

En appui:

$$A_{min} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{calculé}, A_{min}, A_{pm})$:

Tableau récapitulatif des résultats :

Désignation	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{pm} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	1.053	1.41	1.3	1.41	2T12 = 2.26
Appui	0.59	0.22	0.20	0.59	2T12 = 2.26

Tableau 22 : récapitulatif des résultats

VERIFICATION ET CALCUL ELEMENTAIRE :

- Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91 A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{17220.58}{100 \times 180} = 0.956 \text{MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{1.15} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.956 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{c.v.})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Diamètre des armatures transversales : (BAEL91 A.7.2, 2) :**

$$\Rightarrow \varnothing_t < \begin{cases} \varnothing_1 = 12 \text{ mm} \\ \frac{ht}{35} = \frac{200}{35} = 5.71 \approx 6 \text{ mm} \\ \frac{bo}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \varnothing_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2 \varnothing 6 \Rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement S_t : (BAEL91 A.5.1, 23) :**

$$S_t = \min. (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min (0.9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \cdot 18; 40 \text{ cm}) = (16.20; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_{t1} = 16.20 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{(A_t \times f_e)}{(0.4 \times bo)} \quad \Rightarrow \quad S_{t2} \leq \frac{(0.56 \times 235)}{(0.4 \times 10)} = 32.90 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_{t2} = 32.90 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{(0.8 \cdot A_t \times f_e)}{bo(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad S_{t3} \leq \frac{(0.8 \cdot 0.56 \times 235)}{10(0.956 - 0.3 \times 2.1)} = 32.29 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_{t3} = 32.29 \text{ cm}$$

$$S_t = \min. (16.20; 32.90; 32.29)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: (BAEL91 A.5.1, 31) :**

Dans le cas d'une poutre à nervure rectangulaire, d'épaisseur bo avant l'appui (côté travée), on doit vérifier la condition BAEL91 (A.5.1, 313):

$$\frac{2V_u}{bo \cdot a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\text{On a : } V_u \leq 0.267 \times bo \times a \times f_{c28}$$

La valeur de a est prise au plus égale au bras de levier de la poutre évalué à $\lambda = 0.9 d$

$$a = 0.9 \times 18 = 16.20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } V_u \leq 0.267 \times 1000 \times 16.2 \times 25 = 108135 \text{ N}$$

La valeur maximale de $V_u = 17220.58 \text{ N}$

$$V_u = 17220.58 \text{ N} \leq 108135 \text{ N} \dots\dots\dots(c.v)$$

Lorsque la poutre repose par l'intermédiaire d'un appareil d'appui c'est le bord de cet appareil qui doit être considéré; La section visée ici est au moins égale à BAEL91 (A.5.1, 312):

$$A \geq \gamma_s \times \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2.$$

$$A = 226 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \square \frac{17220.58}{400} = 49.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A = 226 \text{ mm}^2 \geq 49.50 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(c.v)$$

• **La dalle mince (table de compression) : (BAEL91 B.6.8, 423) :**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à

$$A_{\perp} = 0.021 \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte 5Ø5 = 0.98 cm²

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{\parallel} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : 3Ø5 = 0,59 cm².

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé Ø 6 (20x20)

• **Vérification de la flèche: (BAEL91 B.6.8, 424) :**

$$1) : \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{15M_o} \Rightarrow \frac{20}{380} = 0.052 \geq \frac{5307.168}{15 (7341.498)} = 0.048 \quad (C.V)$$

$$2) : \frac{A}{bo.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.0019 \leq 0.009 \quad (C.V)$$

$$3) : \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{380} = 0.052 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad (C.V)$$

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

SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES

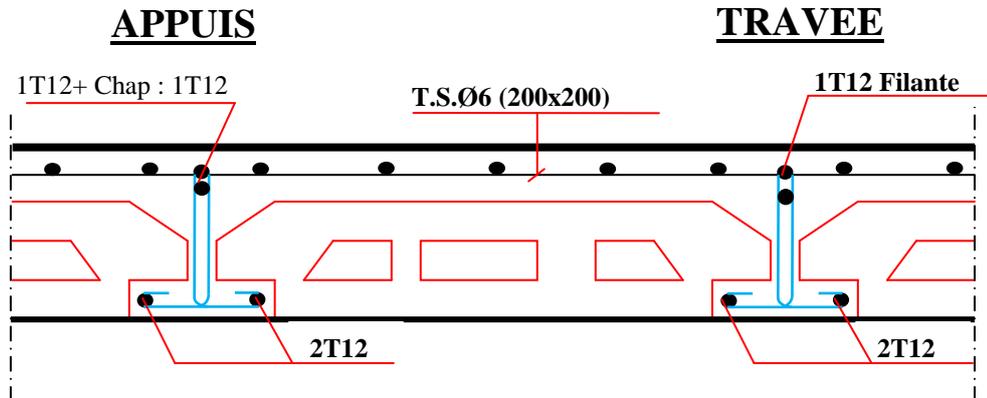


Fig 84. Schéma de ferrailage des poutrelles

4. Etude dynamique et sismique :

4.1. Introduction:

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

4.2.OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

4.3.STRATEGIE ADOPTEE :

Le bâtiment a étudié est un R+7 en zone I et donc le contreventement doit être assuré par des portiques et des voiles, la disposition des voiles se fera de façon à rapprocher au maximum le centre de torsion du centre de gravité

4.4 MODELISATION :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) 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, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure.

Pour modéliser la structure en trois dimensions, nous allons utiliser le logiciel AUTODESK ROBOT2009. Le modèle adopté comporte 8 niveaux avec un encastrement à la base.

Le modèle ne comporte que les éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles) et les planchers, le reste des éléments est introduit comme surcharge

La théorie des planchers rigides est mise en évidence par la déclaration de diaphragmes rigides La source des masses pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations minorées :

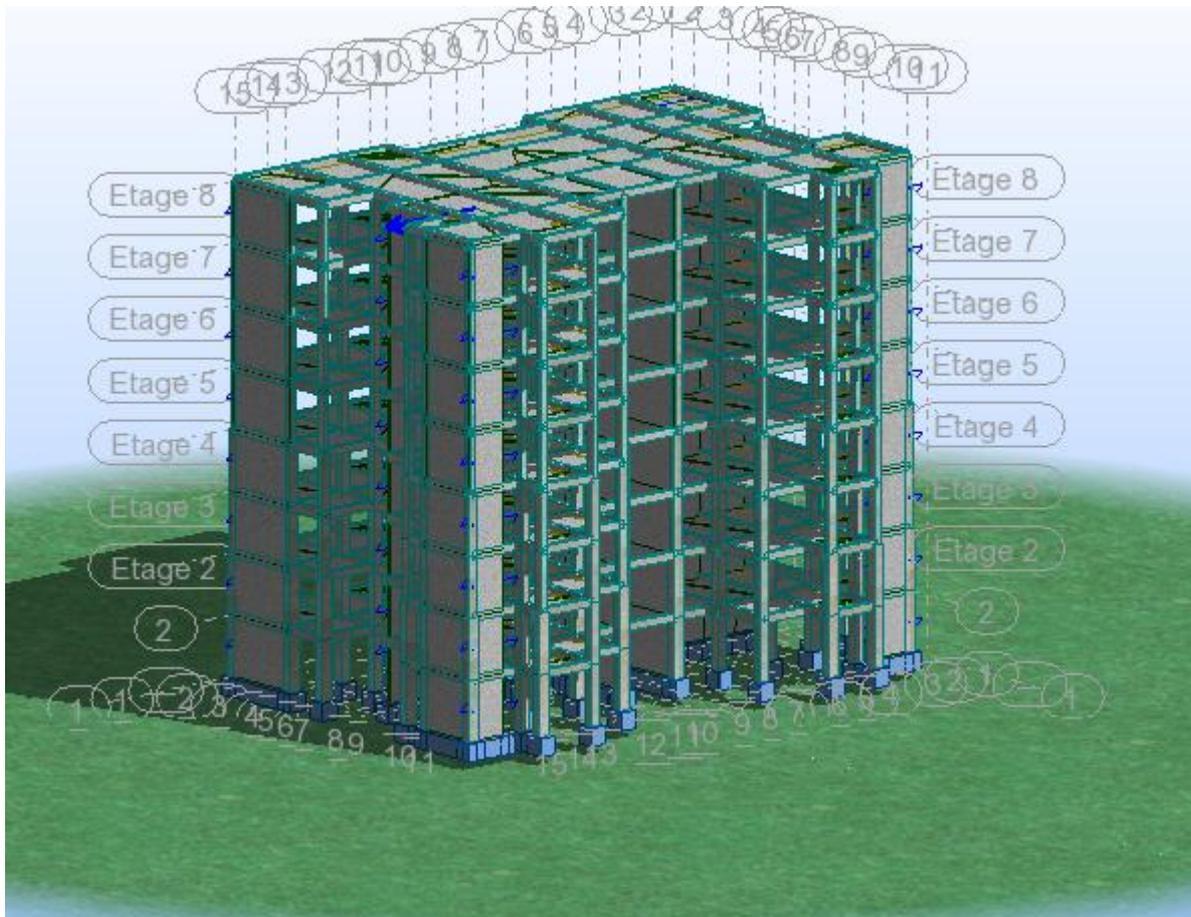


Figure 85 : Modèle en 3D

4.4.1. La disposition des voiles :

La disposition des voiles doit satisfaire plusieurs conditions

les voiles doivent reprendre au plus 20% des charges verticales;

- les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques; proportionnellement à leurs rigidités relatives;
- les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage;
- l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion ne doit dépasser 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment;
- les contraintes de cisaillement dans les voiles et les poteaux ne doivent pas dépasser les contraintes limites propres à chaque élément;
- un pourcentage d'armature longitudinal qui ne dépasse pas le pourcentage maximal;

- les périodes propres qui ne varient pas entre deux modes successifs.

4.4.3. Centre de masse et centre de torsion :

Les centres de torsion et de masse pour chaque niveau de la structure sont donnés dans le tableau suivant.

Niveau	Centre de masse(m)		Centre de torsion(m)		Excentricité accidentelle(m)		Excentricité Théorique(m)	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	13.47	8.69	15.13	7.37	1,39	1,32	1,37	0,93
1	13.47	8.69	15.13	7.37	1,39	1,32	1,37	0,93
2	13.47	8.65	15.15	7.35	1,41	1,30	1,37	0,93
3	13.47	8.65	15.15	7.35	1,41	1,30	1,37	0,93
4	13.47	8.59	15.17	7.33	1,43	1,25	1,37	0,93
5	13.47	8.59	15.17	7.33	1,43	1,25	1,37	0,93
6	13.47	8.59	15.17	7.33	1,43	1,25	1,37	0,93
7	13.75	8.65	15.17	7.33	1,42	1,32	1,37	0,93

Tableau 23 : Valeurs Centre de masse et centre de torsion

4.4.4. Les mode propres :

Figure 86 : Model

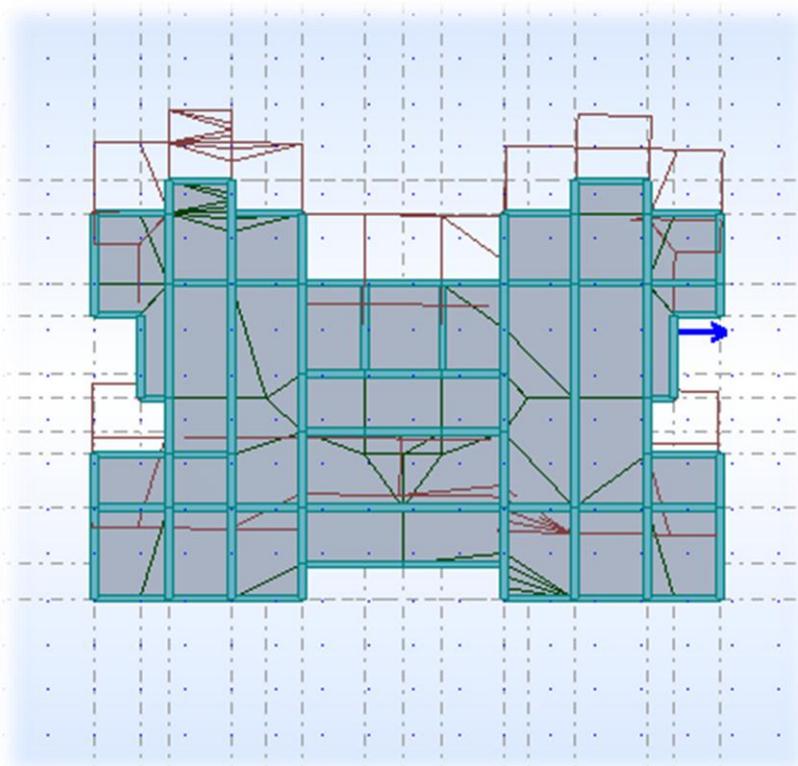
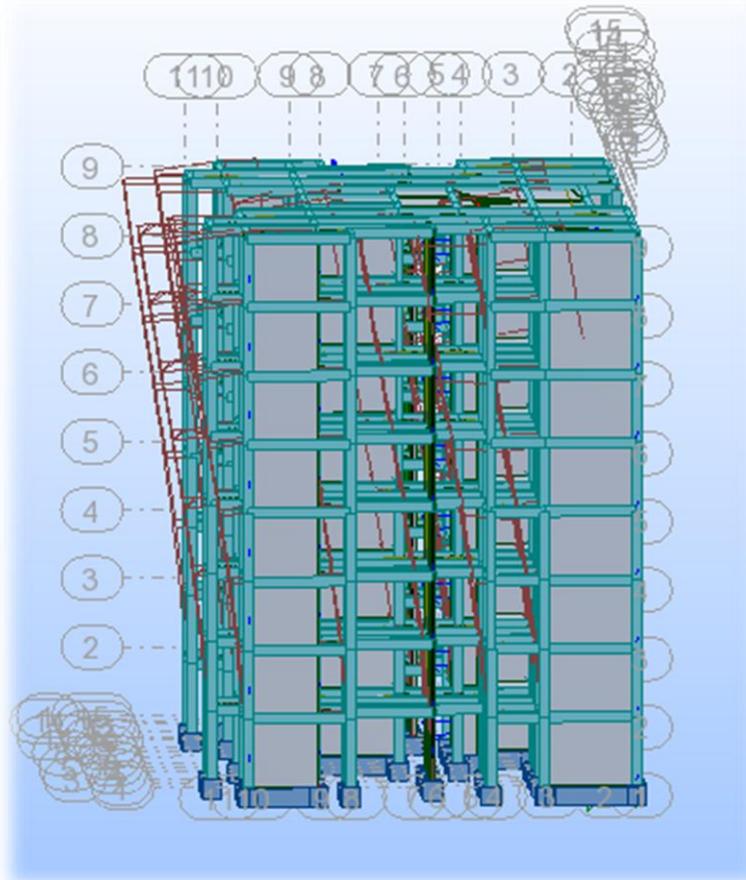


Figure 87 : Mode2

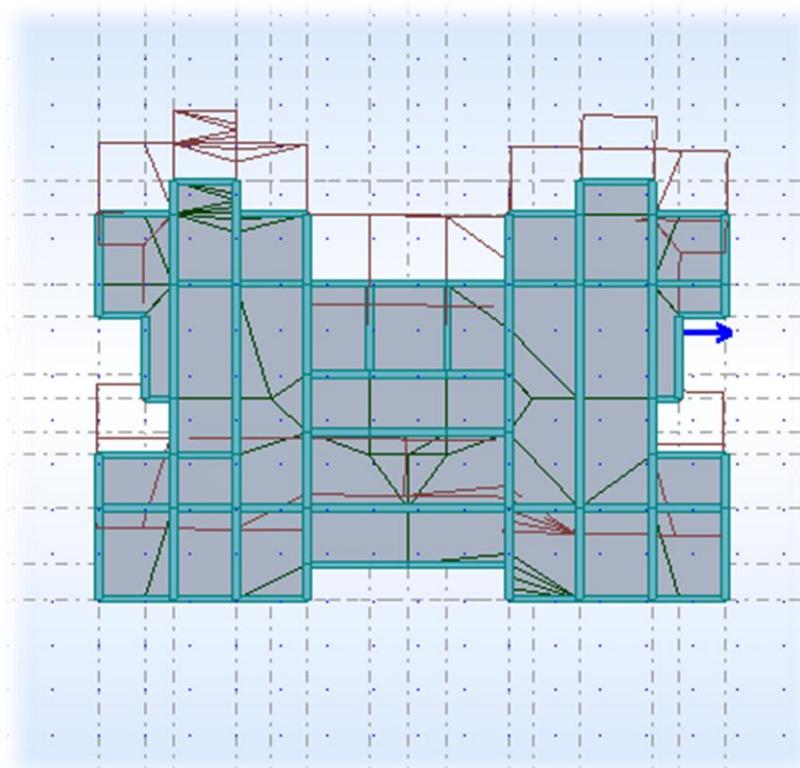
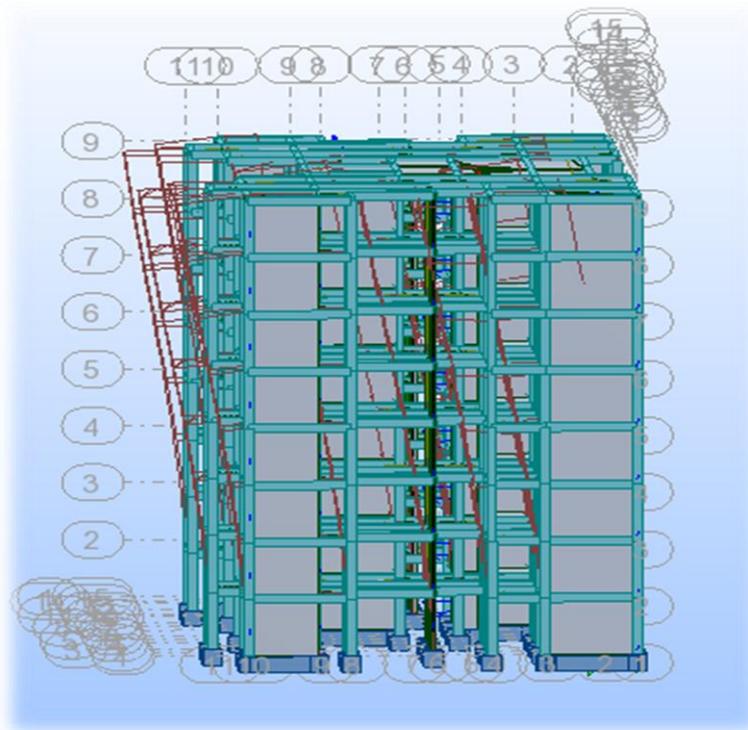
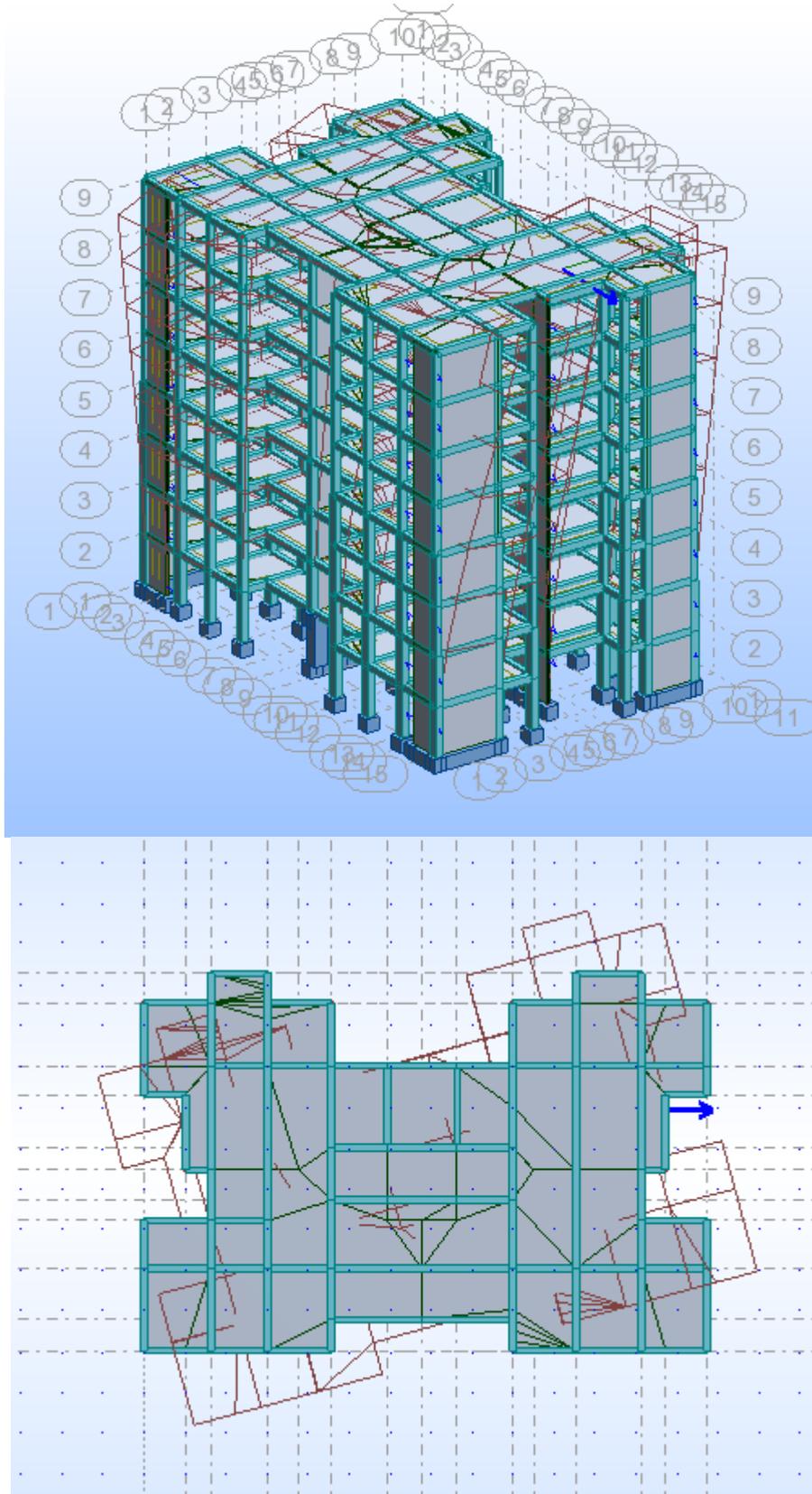
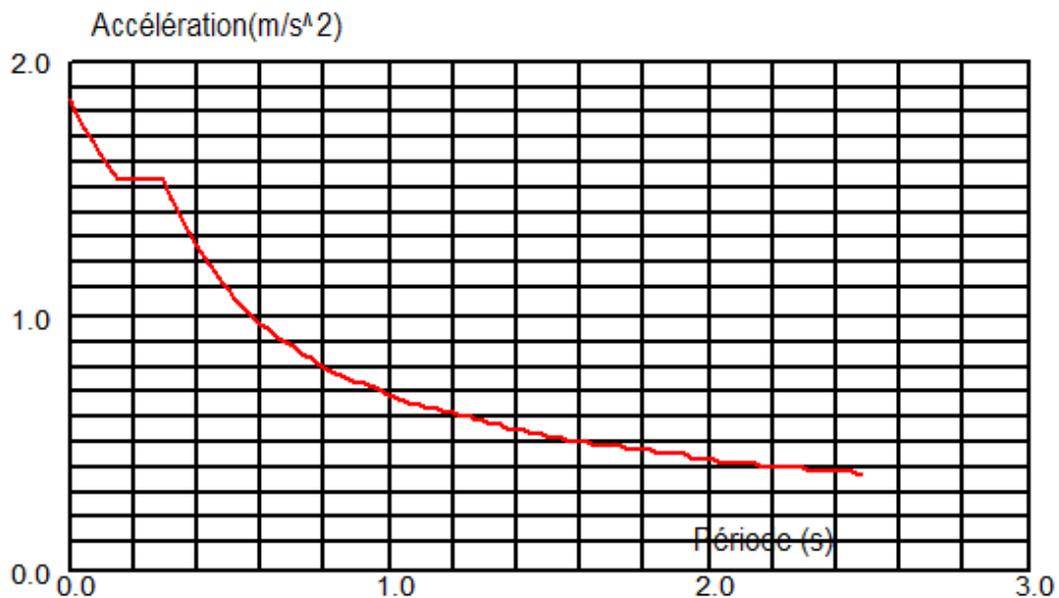


Figure 88 : Mode 3



4.4.5. Spectre de réponse



4.5. ETUDE SISMIQUE

4.5.1. Introduction :

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoquées par une libération soudaine d'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. Ce phénomène naturel peut causer des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamiques dues au séisme obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismiques algériennes.

4.5.2. Choix de la méthode de calcul : (art.4.1 de R.P.A 99, version 2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

4.5.3. Choix du type de contreventement et classification de la structure selon leur configuration:

Notre structure est contreventée par une ossature mixte (structures mixtes portiques contreventées par des voiles « portiques -voiles »).

4.5.3.a. Régularité en plan : (RPA99/version 2003 art- 3-5)

Selon l'article (a3.), la structure est irrégulière en plan.

$$L1=4.81m \quad L2=1.40m$$

$$L1+L2/19.60=0.31m \text{ on } L1/L2>0.25$$

Selon l'article (a3.), la structure est irrégulière en plan.

4.5.3.b. Régularité en élévation :

Selon LESarticle (b1,b2,b3,b4), la structure est classée régulière en élévation

Remarque :

:

$$V \text{ (dynamique)} > 80\% V \text{ (statique):}$$

$V_{\text{dynamique}}$: La résultante des forces sismiques à la base.

4.5.4 Vérification de contre ventement

La structure a une hauteur de 24.48m selon l'article 4.b de l'RPA99VERSION2003 le contre ventement doit être mixte

V_{statique} : La résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente

4.6 Calcul de l'action sismique:**4.6.1 Méthode statique Equivalente :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,8 v$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacements, moments) dans le rapport $0,8v/v_t$ (R.P.A 99.4.3.6).

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux selon la formule.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Notation :

V : effort tranchant à la base.

A : coefficient d'accélération de zone donnée par le (TAB.4.1)

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau 24 : Valeurs des Groupe D'usage et zone

ZONE I, group 2 → A = 0,1

etage	mASSE(t)
RDC	323.11
1	323.11
2	305.30
3	305.30
4	275.29
5	275.29
6	275.29
7	286.33
Σ	2369.02

Tableau 25 : Valeurs des masse

poids total du bâtiment **W=2369.02 t**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de Correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0 / T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7).

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$ Où

$\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure $\rightarrow \xi = 7\%$ (T.A.B.4.2. R.P.A 99)

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) $\rightarrow C_T = 0,050$

La formule empirique a utiliser est :

$$\mathbf{T=C_T \cdot h^{3/4}}$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 * 24.48^{3/4} = 0.55 \text{ sec}$$

on peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \cdot 24.48}{\sqrt{26.20}} = 0.43 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \cdot 24.48}{\sqrt{19.60}} = 0.49 \text{ sec}$$

Notre site est un site ferme (catégorie S_2)

à partir du tab 4.7 de l'R.P.A 99 on a :

$$\text{site ferme (S}_2\text{)} \rightarrow T_2 = 0,40 \text{ sec}$$

on a $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

$$\text{donc } D_x = 2.130, D_y = 1.924$$

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3)

\Rightarrow contreventés mixte $\Rightarrow R=5$

Q : facteur de qualité, il est déterminé par la forme : $Q = 1 + \sum_1^b P_a$

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère « q » d'après le T.A.B 4.4 (R.P.A 99), on ressortir que :

sens longitudinal			sens longitudinal		
critère q	valeur Pa	Qx	critère q	valeur Pa	Qy
1	0	1,1	1	0	1,1
2	0.05		2	0.05	
3	0		3	0	
4	0		4	0	
5	0,05		5	0,05	
6	0		6	0	

Tableau 26 : valeur Pa

W : poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes, en plus 20% des charges d’exploitation (R.P.A 99)

On a $W=2369.02 \text{ t}$

. Alors on a :
$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W$$

sense	A	D	R	Q	W(t)	V(t)	0,8V
longitudinal	0,1	2.130	5	1,1	2369.02	111.01	88.81
transversal	0,1	1.924	5	1,1	2369.02	100.28	80.22

Tableau 27 : Valeurs des senses longitudinal transversal

4.6.2.Effort tranchent de la base : par ROBOT

$V_x = 208.28t$; $V_y = 234.51 t$

7.5.Verifications :

$V_{DYN} \geq 0,8V_{STA}$

➤ Sens longitudinal :

$208.28 > 88.81 \dots\dots\dots C.V$

➤ Sens transversal :

$234.51 > 80.22 \dots\dots\dots C.V$

IV.6.3.Nombre de mode à considérer :

Le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) préconise de prendre en considération ce qui suit:

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

la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

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

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

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence

importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes K à retenir doit être :

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T la période du mode K.

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

4.7. Le tableau ci-dessous présente les périodes et les factures de participation massique modale :

Mode	Fréquence [HZ]	Période(S)	Masse modale(UX%)	Masse modale(UY%)	Masse cumulées(UX%)	Masse cumuléesUY[%]
1	2,70	0,37	66,80	0,02	66,80	0,02
2	3,35	0,30	0,02	65,69	66,82	65,70
3	3,75	0,27	0,01	0,15	66,83	65,85
4	4,59	0,22	0,02	0,00	66,85	65,85
5	6,14	0,16	0,27	0,00	67,12	65,86
6	8,55	0,12	0,03	0,00	67,15	65,86
7	10,49	0,10	18,94	0,10	86,09	65,96
8	11,72	0,09	0,04	0,21	86,13	66,17

Tableau 28 : ci-dessous présente les périodes et les factures de participation massique modale

on constate qu'il faut 10 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe X avec 66.80% de participation de masse modale.

- le 2^{ème} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 65.69% de participation de masse modale.
- le 3^{ème} mode est mode torsion pure.

on constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion)

4.7.1 Période fondamentale :

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculé par la méthode numérique (**ROBOT**), ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthode empiriques appropriées de plus de 30 %

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la **période fondamentale**

$$T_{dyn,y} = 0.37 \text{ sec}$$

$$T_{dyn,x} = 0,30 \text{ sec}$$

Une période empirique :

$$T_y = 0.49 \text{ sec.}$$

$$T_x = 0.43 \text{ sec.}$$

Nous avons:

$$1.3 \times T_y = 0.637 > T_{dyn,y} = 0.37 \text{ sec}$$

$$1.3 \times T_x = 0.559 > T_{dyn,x} = 0.30 \text{ sec}$$

Condition vérifiée

4.8.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0.07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = [(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum (W_j \cdot h_j)]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher i ; j

4.8.2. Distribution horizontale de l'effort sismique

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

Niveau	FX [KN]	FX sur les poteaux [KN]	FX sur les voiles [KN]
RDC	2082.8	739,49	1343.31
1	1882.75	594,40	1288.35
2	1785.75	568,54	1217.21
3	1553.2	367,68	1185.52
4	326.56	326,03	960.53
5	1282	348,21	933,79
6	1005.42	357,14	648,28
7	504.32	291.26	213,06

Tableau 29 : Valeur l'effort sismique Sens longitudinal

Sens transversal

Niveau	FY [KN]	FY sur les poteaux [KN]	FY sur les voiles [KN]
RDC	2345.06	644.13	1900.53
1	2117.75	368.48	1749.27
2	1852.85	357.75	1495.10
3	1726.99	357.34	1369.65
4	1481.41	345,75	1135.66
5	1433.15	341.62	1091,53
6	1048.84	320.18	728,66
7	552.61	312.33	240,28

Tableau 30 : Valeur l'effort sismique Sens transversal

IV.8.3 Justification de l'interaction portiques-voiles :

Pour la justification de l'interaction portiques – voiles, on doit vérifier :

* Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

* Les sollicitations verticales totales de la structure : 20087,96 KN

* Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 3857,17 KN

$3857.17 / 20087.96 = 0,19$ Donc : 19 % → condition vérifiée

* Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage. (Les valeurs de logiciel Robot)

Suivant X :

* L'effort tranchant total à la base 2082.8 KN

* L'effort tranchant à la base repris par les portiques 739,49 KN

$739.49 / 2082.8 = 0.35$ Donc : 35 % → condition vérifiée

Suivant Y :

* L'effort tranchant total à la base 2345.06 KN

* L'effort tranchant à la base repris par les portiques 644.13 KN

$644.13 / 2345.06 = 0.27$ Donc : 27 % → condition vérifiée

Les conditions de l'interaction portiques – voiles sont vérifiées

4.8.4. Vérification des déplacement:

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

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

➤ **Sens longitudinal :**

Etage	Max U_x [cm]	Min U_x [cm]	dr U_x [cm]
RDC	0,1	0,0	0,1
1	0,2	0,0	0,2
2	0,3	0,1	0,2
3	0,4	0,2	0,3
4	0,6	0,3	0,3
5	0,7	0,4	0,3

6	0,7	0,5	0,3
7	0,7	0,6	0,2

Tableau 31: Valeur du déplacement (Sens longitudinal)

➤ Sens transversal

Etage	Max Uy [cm]	Min Uy [cm]	dr Uy [cm]
RDC	0,0	0,0	0,0
1	0,1	0,0	0,1
2	0,1	0,0	0,1
3	0,2	0,1	0,1
4	0,3	0,2	0,1
5	0,4	0,3	0,1
6	0,4	0,3	0,1
7	0,5	0,4	0,1

Tableau 32: Valeur du déplacement (Sens transversal)

Donc:

$\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\% (h) = 1\% (3,06) = 0,0306m = 3.06cm$.

4.8.5. Justification de l'effet P-Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k :

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

➤ Sens longitudinal :

Etage	W(t)	p _K (t)	Δ _k (m)	V _x (t)	h _k (m)	Θ	<0.1
RDC	323.11	323.11	0,001	208.28	3,06	0.0005	C.V
1	323.11	646.22	0,002	188.275	3,06	0.002	C.V
2	305.30	951.52	0,002	178.575	3,06	0.003	C.V
3	305.30	1256.82	0,003	155.32	3,06	0.007	C.V
4	275.29	1532.11	0,003	128.656	3,06	0.01	C.V
5	275.29	1807.4	0,003	128.2	3,06	0.01	C.V
6	275.29	2082.69	0,003	100.542	3,06	0.02	C.V
7	286.33	2369.02	0,002	50.432	3,06	0.03	C.V

Tableau 33 : Valeur l'effet P-Δ(Sens longitudinal)

➤ Sens transversal

Etage	W(t)	p _K (t)	Δ _k (m)	V _y (t)	h _k (m)	Θ	<0.1
RDC	323.11	323.11	0,0	234.506	3,06	0	C.V
1	323.11	646.22	0,001	211.775	3,06	0.0009	C.V
2	305.30	951.52	0,001	185.285	3,06	0.001	C.V
3	305.30	1256.82	0,001	172.699	3,06	0.002	C.V
4	275.29	1532.11	0,001	148.141	3,06	0.003	C.V
5	275.29	1807.4	0,001	143.315	3,06	0.004	C.V
6	275.29	2082.69	0,001	104.884	3,06	0.006	C.V
7	286.33	2369.02	0,001	55.261	3,06	0.01	C.V

Tableau 34 : Valeur l'effet P-Δ(Sens transversal)

Remarque :

Puisque le coefficient θ est inférieurs à 0,10 donc l'effet P-Δ peut être négliger pour les deux sens .

4.8.6...Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5 KI$$

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales

$$M_s = W \times L / 2.$$

W : le poids total de la structure

4.9.6.a Sens longitudinal :

$$M_s = 324555.74 \text{ KN.m}$$

Etage	F_i (KN)	h_i (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
7	2082.8	24.48	50986.94
6	1882.75	21.42	40328.50
5	1785.75	18.36	32786.37
4	1553.2	15.3	23763.96
3	1286.56	12.24	15747.49
2	1282	9.18	11768.76
1	1005.42	6.12	6153.17
RDC	504.32	3,06	1543.21
LA SOMME			183078.40

Tableau 35 : Valeur l'équilibre d'ensemble (Sens longitudinal)

$$M_r = 183078.40 \text{ KN.m}$$

Verifications:

$$M_s / M_{R_x} = 1.77 > 1.5 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

4.9.6.b Sens transversal

$M_s = 1139453.03 \text{KN.m}$

Etage	F_i (KN)	h_i (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
7	2345.06	24.48	57407.06
6	2117.75	21.42	455362.20
5	1852.85	18.36	34018.32
4	1726.99	15.3	26422.94
3	1481.41	12.24	18132.45
2	1433.15	9.18	13156.31
1	1048.84	6.12	6418.90
RDC	552.61	3,06	1690.98
LA SOMME			612609.16

Tableau 36 : Valeur l'équilibre d'ensemble (Sens transversal)

$M_r = 612609.16 \text{ KN.m}$

Verifications:

$M_s/M_{Ry} = 1.86 > 1.5 \dots \dots \dots \mathbf{c.v}$

La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

5 FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

5.1. Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé C.B.A.93, R.P.A.99/V2003 et BAEL.

Les règles C.B.A.93 « Règles de conception étude calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'actions qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans les cas défavorables des intensités des actions, d'autre part de la probabilité des valeurs des actions.

Les règles R.P.A.99/version 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissants et seront donc calculés en flexion composée.
- Les poutres sont soumises aux moments fléchissants et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

5.2. Ferrailage des poteaux

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

On considère les sollicitations suivantes :

$N_{max} \rightarrow M$ correspondant

$M_{max} \rightarrow N$ correspondant

$N_{min} \rightarrow M$ correspondant

5.2.1 Combinaisons des charges :

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 :

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

ELS : **G+Q**

Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs

$$\mathbf{G + Q \pm E}$$

$$\mathbf{0,8 G \pm E}$$

Sachant que :

- La combinaison (G + Q ± E) donne un effort normal maximal et un moment correspondant ($N_{\max, M_{\text{corr}}}$).

Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.

- La combinaison (0.8G ± E) donne un effort normal minimum et un moment correspondant ($N_{\min, M_{\text{corr}}}$).

Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale) .

5.3 Les poutres :

ELU : **1,35 G + 1,5 Q** (BAEL 91)

ELS : **G + Q**

G + Q ± E(RPA99)

0,8 G ± E

- La combinaison (G + Q ± E) donnera le moment négatif maximal en valeur absolue sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis .
- La combinaison (0.8G ± E) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif.

5.3. Pour les voiles :

G + Q ± E(RPA99)

0,8 G ± E**Introduction :**

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

5.2.2 Caractéristiques techniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau 36 : Valeurs Caractéristiques techniques des matériaux**5.2.3 Le ferrailage :**

Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si:
 N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
 N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b \quad (A)$$

$$(B)$$

5.2.3.a Le Moment fictif :

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

5.2.3.b Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

Selon le BAEL :

$$\text{ELU} : 1,35 G + 1,5 Q$$

Selon le RPA99 :

$$G + Q \pm E \quad (M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$$

$$0,8 G \pm E \quad (N_{\min} \rightarrow C_{\text{orr}})$$

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

de (RPA 2003) :

1/ Pourcentage minimal (zone I) : 0,1 %

2/ Pourcentage maximal : 3 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

3/ La longueur minimale de recouvrement : 40ϕ

5/ Diamètre minimum : 12 mm.

6/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).

5.2.3.c Armatures transversales :

Selon BAEL91 : (art A.8.1, 3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min(15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

RPA99(VER2003):

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (f_e 235MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

S_t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

5.2.3.d Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

D'après le **RPA99ver 2003** :

$$\text{➤ } G + Q \pm E \dots\dots\dots (5.1)$$

$$\text{➤ } 0.8 G \pm E \dots\dots\dots (5.2)$$

D'après le **BAEL 91** :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N^{\max} : $C^{\text{correspondant}}$

N^{\min} : $M^{\text{correspondant}}$

M^{\max} : $N^{\text{correspondant}}$

Remarque :

Pour le ferrailage des poteaux on adopte le même ferrailage pour chaque deux à trois niveaux, on aura donc les zones suivantes :

- Zone 01 : RDC → 1eme étage.
- Zone 02 : 2eme étage → 3eme étage.
- Zone 03 : 4eme étage → 7eme étage.

Les résultats des sollicitations donnés par ROBOT son

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons,

donnés par le logiciel ROBOT sont résumés dans les tableaux qui suivent

NIVEAU	SECTION	ELU		G+Q±E		0,8G+E		ELS	
		N _{MAX} (KN)	M _{CRR} (KN.m)	M _{MAX} (KN.m)	N _{CO} R (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{CORR} (KN.m)	N _{MAX} (KN)	M _{CORR} (KN.m)
ZONE1	45X55	902.11	45.28	62.57	633.74	226.71	62.75	653.18	32.75
ZONE2	40X50	661,89	47.17	62.52	462,21	141.21	59.25	479,44	34.12
ZONE3	30X40	441,00	33.49	33.25	323,23	0.69	24,77	319,76	24.38

Tableau 37 : Valeur de Combinaison de calcul

$$F_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ Mpa} ; \quad l = 3.06\text{m} : \text{hauteur totale du Poteau.}$$

5.2.3.e Ferrailage longitudinal :

$$N_{\max} = 902.11\text{kN}; \quad M_{\text{corr}} = 45.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{MAX}} = 62.57 \text{ KN} ; \quad N_{\text{cor}} = 633.74\text{KN.m}$$

$$N_{\min} = 5.04\text{KN} ; \quad M_{\text{corr.}} = 63.38\text{KN.m}$$

$$N_{\text{MAX}} = 653.18\text{KN}; \quad M_{\text{CORR}} = 32.75 \text{ KN.m}$$

ELU:

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; \quad e_1 = e_a + e_0$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.22 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{45.28}{902.11} = 0.0005 \text{ m} = 0.05 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.05 = 2.05 \text{ cm}$$

on peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

Si $l_{fh} < \max(15 ; 20 \cdot e_1 / h)$

l : hauteur totale du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$3.894 < \max(15 ; 0,74)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi). \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 13.47$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.82$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} (2 + 0.82 \times 2) = 0.008 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.0205 + 0.008 = 0.0285 \text{ m}$$

$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 902110 \times 0.0285 = 25.710 \text{ KN.m}$ **6.1.4. Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{MAX}} = 902110 \text{ N}; \quad M_{\text{corrigé}} = 25710 \text{ N.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). b.h. \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.04) 0.45 \times 0.55 \times 14.2 \times 10^6$$

$$A = 537554 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 45280 + 902110 \times (0.51 - 0.55/2) = 222636 \text{ N.m}$$

$$B = 902110 \times (0.51 - 0.04) - 45280 = 378711 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{222636}{14.2 \times 55 \times 51^2} = 0.109$$

$$\overline{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}.$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.144 \beta = 0.940)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{222636}{348 \times 0.940 \times 51} = 13.34 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 13.34 - \frac{902110}{100 \times 348} = 12.58 \text{ cm}^2$$

(G+Q ± E):

$$M_{\text{MAX}} = 62.57 \text{ KN.m}; \quad N_{\text{cor}} = 633.74 \text{ KN}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{62.57}{633.47} = 0.09 \text{ m} = 9 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 9 = 11 \text{ cm}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} (2 + 2 \times 0.82) = 0.009 \text{ m}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.11 + 0.008 = 0.118m$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 226.71 \times 0.118 = 26.752 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 62570 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 26752 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.04) 0.45 \times 0.55 \times 18.5 \times 10^6$$

$$A = 700319 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 62570 + 633740 \times (0.51 - \frac{0.55}{2}) = 211498.900 \text{ N.m}$$

$$B = 633740 \times (0.51 - 0.04) - 211498.90 = 86358.9 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b \cdot d^2} = \frac{211498.90}{18.5 \times 55 \times 51^2} = 0.080$$

$$\overline{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.104; \beta = 0.958)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{211489.9}{400 \times 0.958 \times 51} = 10.82 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 10.82 - \frac{633740}{100 \times 400} = -5.024 \text{ cm}^2$$

(0,8G+E):

$$N_{\text{min}} = 226710 \text{ N} ; M_{\text{corr}} = 62750 \text{ N.m}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm}; \frac{L}{250})$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{62750}{226710} = 0.277 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.277 = 0.297 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} (2 + 2 \times 0.82) = 0.008m$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.297 + 0.008 = 0.305m$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 226710 \times 0.305 = 69146.55 \text{ N.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 226710 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 69146.55 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.04) 0.45 \times 0.55 \times 18.5 \times 10^6$$

$$A = 700319.81 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 69146.55 + 226710 \left(0.51 - \frac{0.55}{2}\right) = 122423.4 \text{ N.m}$$

$$B = 226710 \times (0.51 - 0.04) - 122423.4 = 94130.3 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{122423.4}{18.5 \times 55 \times 51^2} = 0.046$$

$$\overline{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.029; \beta = 0.988)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{122423.4}{400 \times 0.988 \times 51} = 6.07 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 6.07 - \frac{226710}{100 \times 400} = 0.404 \text{ cm}^2$$

a. Vérification des sections : RPA (99ver2003)

D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\text{min}} = 0.7\% (h \cdot b) = 0.007 \times (45 \times 55) = 17.32 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone 1}$$

b. Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\text{min}} = 0.23 d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.06 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}^{\text{BAEL}}, A_{\text{min}}^{\text{RPA}}) = 20.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4\text{HA}20 + 4\text{HA}16 = 20.61 \text{ cm}^2$$

c. Vérification à L' ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire

de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser} = 653180 \text{ N}; M_{ser} = 32750 \text{ N.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{32750}{653180} = 0.050 \text{ m} \quad e_0 = 0.050 < \frac{h}{6} = \frac{0.55}{6} = 0.092$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 45 \times 55 + 15 \times (20.61) = 2784.15 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = 30.55 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 55 - 30.55 = 24.45 \text{ cm}$$

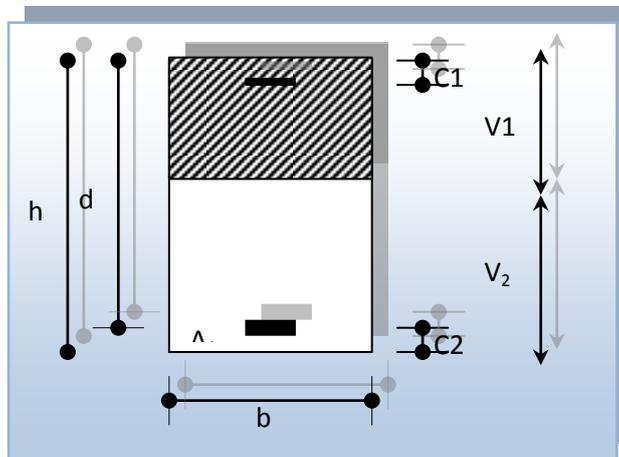


Fig 89 : le section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15x(A_1 (v_1 - c_1)^2 + A_2 x(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{55}{3} (30.55^3 + 24.45^3) + 15 [20.61(30.55 - 4)^2 + 20.61(24.45 - 4)^2] = 1137900.056 \text{ cm}^4$$

$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$; M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravite de la section rendue

homogène

$$M_G = 32.75 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_s}{100 \times B_0} = \frac{653180}{100 \times 2784.15} = 2.346 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{32750}{1137900.056} = 0,00028$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 2.346 + 0,00028 \times 20.61 = 1.391 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 1.391 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U
de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

f. Armatures transversales :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[1.391 + 0,00028x(30.55 - 4)] = 1.398 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[1.391 - 0,00028x(51 - 30.55)] = 1.385 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 1.398 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \dots \dots (cv)$$

$$\sigma_s^2 = 1.385 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \dots \dots (cv)$$

5.2.3.c Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux La combinaison (G + Q ± E) donner l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 46.43 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 \times d} = \frac{46430}{550 \times 510} = 0.165 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.165 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \text{ conditions vérifiées.}$$

5.2.3.d Calcul d'armature transversal:

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculé a l'aide de

$$\text{la formule suivante : } \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversales (f_e 235MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort

tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \frac{2.142}{0.6} = 3.57 \Rightarrow \lambda_g = 3.57 \leq 5 \quad \text{alors : } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_\ell, 15\text{cm})$ zone I et IIa en prend $t = 15\text{ cm}$
- La zone courante : $S_t \leq 15\phi_\ell$ en zone I et IIa en prend $t = 20\text{ cm}$

ϕ_ℓ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{3.75 \times 46430 \times 0.20}{55 \times 400} = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.58 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \Phi_{10} \quad A = 2.36 \text{ cm}^2$$

V.2.3.f Vérification des cadres des armatures minimales : d'après RPA99 (7.4.2.2) :

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

-Dans la zone nodale $t \leq \min(10\phi_\ell; 15\text{ cm})$ en zone IIa et I $\Rightarrow t = 15\text{ cm}$

Alors la condition est vérifiée.

$$\Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.475 \text{ cm}^2 \quad \frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3$$

-Dans la zone courant : $t = 20\text{ cm}$

Alors la condition est vérifiée.

$$\Rightarrow A_t = 0.003 \times 20 \times 55 = 3.3 \text{ cm}^2 \quad \frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\%$$

-BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6.33 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifier

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30\text{cm} ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$ Condition Vérifier

$S_{POT}(\text{cm}^2)$	$A_{CAL}(\text{Cm}^2)$	N ^{mbr} des barres	$A_{adapt}(\text{cm}^2)$
45× 55	17.32	4HA20+4HA16	20.61
40× 50	14	4HA16+4HA14	14.20
30× 40	8.4	4HA14+4HA12	10.68

Tableau 38: Valeur de Ferraillage des poteaux

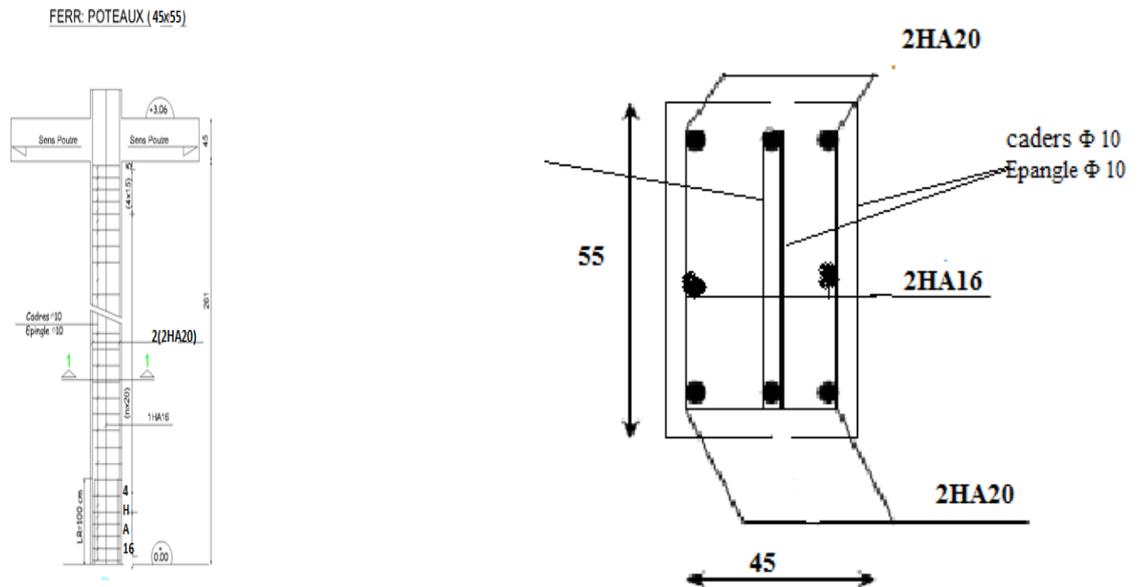


Figure : 90 Ferraillage des poteaux

5.3 .Ferrailage des poutres :

5.3.1 .Introduction :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'action, on prendra les moments max en travées et aux appuis.

On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

BAEL91 :

- Condition de non fragilité : $A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ (A.4.2)
- Le pourcentage minimal d'armature : $A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b$ (B.6.4)

5.3.2. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d}$$

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

5.3.3. Détermination de l'armature transversale :

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement $S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm})$.

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t f_t}{b_0 S_t} \geq 0.74 \text{MPa}$$

Soit pratiquement $S_t \leq \frac{A_t f_t}{0.4 b_0}$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ d'après

Le (BAEL A7.2.2.)

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} k}{0.8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures droites : $K=1, \alpha=\pi/2$ alors :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}}{0.8 f_e}$$

5.3.4. Condition de non fragilité :

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

5.3.5. Recommandation RPA2003:

- Les armatures longitudinales : (RPA 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40ϕ en zone I et IIa

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

-Armatures transversales : (RPA 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont

Nécessaires: minimum de $(h/4, 12\phi)$

En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

5.2.6. Poutre principale 35x45 :**5.2.6.a. Ferrailage longitudinal :**

-L'enrobage :

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2}; \phi = \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4,5 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + 2,25 = 3,25 \Rightarrow C = 4 \text{ cm}$$

ELU

Ferrailage des travées :

section = 35x45 cm² ; $F_e = 400 \text{ MPA}$.

$$M_{ult} = 32,71 \text{ KN.m}$$

D'après BAEL 91(1,35G+1,5Q)

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{32710}{35 \times 31^2 \times 14,2} = 0,068 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

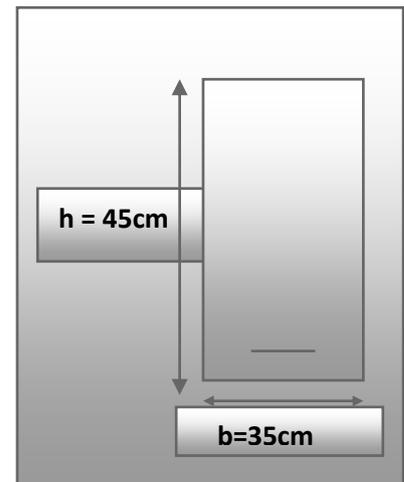
$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,088$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,964$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{32710}{0,964 \times 31 \times 348} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Vérification nécessaire pour les poutres :**a. Le condition de non fragilité :**

$$A_{min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; f_e = 400 \text{ MPA}.$$



$$A_{\min} > 0.23 \times 35 \times 31 \times \frac{2,1}{400} = 1,31 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

b. Pourcentage minimale d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 35 \times 45 = 1,575 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 35 \times 45 = 7,875 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A = \max (A_{cal} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa})$$

$$A = \max (3,14 ; 1,31 ; 7,87)$$

alors $A = 7,87 \text{ cm}^2$ on adopte 3HA14+3HA12 ($A=8,01 \text{ cm}^2$)

c. Vérification à ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible , il suffit de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Séction rectangulaire et flexion simple } F_c 400 \Rightarrow \gamma = \frac{M_U}{M_{SER}} = \frac{32710}{46430} = 0.70$$

$$\alpha = 0,088 \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,1 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton alors les armatures calculées à l'ELU

conviennent à ELS

5.2.6.b. Ferrailage sur appui :

$$M_{a \max} = 46.01 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{46010}{35 \times 31^2 \times 14,2} = 0,096 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,126$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,949$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{46010}{0,949 \times 31 \times 348} = 4,49 \text{ cm}^2$$

a. Vérification nécessaire pour les poutres :

- Le condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 35 \times 31 \times \frac{2,1}{400} = 1,31 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

-Pourcentage minimale d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 35 \times 45 = 1,575 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 35 \times 45 = 7,875 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A = \max (A_{cal} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa})$$

$$A = \max (4,49 ; 1,31 ; 7,87) \text{ alors } A = 7,87 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12$$

($A = 8,01 \text{ cm}^2$)

b. Vérification à ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible , il suffit de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Section rectangulaire et flexion simple } F_e 400 \Rightarrow \gamma = \frac{M_U}{M_{SER}} = \frac{46010}{32750} = 1,40$$

$$\alpha = 0,150 \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton alors les armatures calculées à l'ELU

conviennent à ELS

d.Vérification de contrainte de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 46.43 \text{ KN.}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{46430}{350 \times 450} = 0,294 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u \max} = 0,294 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(C.V)}$$

$$\tau_{u \max} = 0,168 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(C.V)}$$

-Armature transversal

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

- En zone nodale : RPA99VERSION2003 ART(7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_1) \Rightarrow S_t \leq 11,25 \text{ cm on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

-En zone courante: : RPA99VERSION2003 ART(7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 22,5 \text{ cm o, prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

-Section minimale des armatures transversales: BAEL (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \quad A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 35 \times 15}{400} = 0,525 \text{ cm}^2$$

-Condition exigée par le RPA2003 : ART(7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\phi_{10} = 2,36 \text{ cm}^2$$

-Longueur de recouvrement

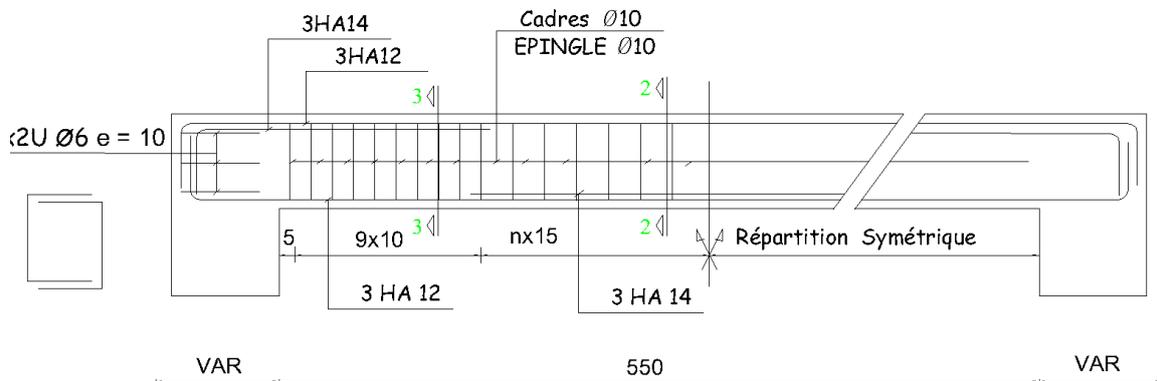
La longueur minimal de recouvrement est de :

40ϕ en zone I et IIa

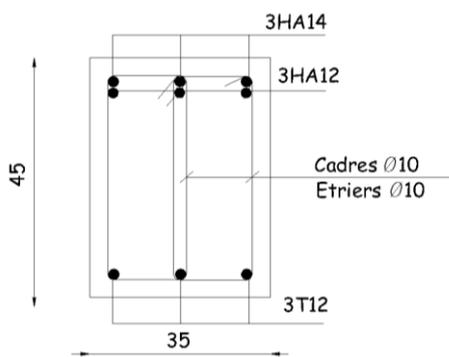
L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90^0

Les cadres du nœud disposés de 2U superposés formant un carré ou un rectangle

POUTRE (35x45)



COUPE:3-3



COUPE:2-2

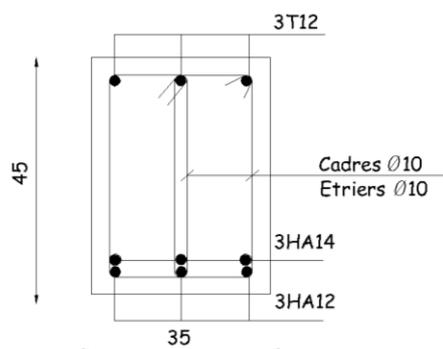


Figure 91 : Ferrailage Poutre principale 35x45

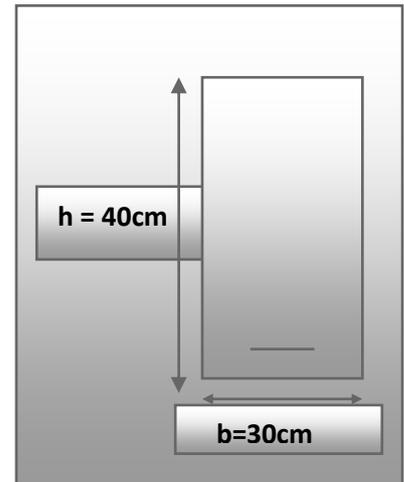
5.2.7 Poutre secondaire 30x40 :

5.2.7.a Ferraillage longitudinal :

-L'enrobage :

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4cm$$

$$C \geq 1 + 2,25 = 3,25 \Rightarrow C = 4cm$$



ELU:

5.2.7.b Ferraillage des travées :

section = 30x40 cm² ; F_e = 400 MPA.

$$M_{ult} = 34,28 \text{ KN.m}$$

D'après BAEL 91(1,35G+1,5Q)

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{42020}{30 \times 26^2 \times 14,2} = 0,145 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,198$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,920$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{42020}{0,936 \times 26 \times 348} = 5,04 \text{ cm}^2$$

5.2.7.c Vérification nécessaire pour les poutres :

5.2.7.c.1 Le condition de non fragilité :

$$A_{min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{min} > 0,23 \times 30 \times 26 \times \frac{2,1}{400} = 0,941 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

5.2.7.c.2 rcentage minimale d'armature :

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 30 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A = \max (A_{cal} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa})$$

$$A = \max (5,04 ; 1,2 ; 6) \text{ alors } A = 6 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 3\text{HA}12 + 2\text{HA}14 (6,47 \text{ cm}^2)$$

5.2.7.d Vérification à ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible , il suffit de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Séction rectangulaire et flexion simple } F_e 400 \Rightarrow \gamma = \frac{M_U}{M_{SER}} = \frac{42020}{32750} = 1,28$$

$$\alpha = 0,158 \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,39 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton alors les armatures calculées à l'ELU conviennent à ELS

5.2.7.e Ferrailage sur appui :

$$M_{a \max} = 46.01 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{46010}{30 \times 26^2 \times 14,2} = 0,159 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,218$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,912$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{46010}{0,900 \times 26 \times 348} = 5.57 \text{ cm}^2$$

5.2.7.f Vérification nécessaire pour les poutres :

-Le condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0.23 \times 30 \times 26 \times \frac{2,1}{400} = 0,94 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

- Pourcentage minimale d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 30 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A = \max (A_{cal} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa})$$

$$A = \max (5.57 ; 1,2 ; 6) \text{ alors } A = 6 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 3\text{HA}12 + 2\text{HA}14 \text{ (} A = 6,47 \text{ cm}^2 \text{)}$$

5.2.7.g Vérification à ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible , il suffit de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Section rectangulaire et flexion simple } F_e 400 \Rightarrow \gamma = \frac{M_U}{M_{SER}} = \frac{51710}{37750} = 1,36$$

$$\alpha = 0,249 \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton alors les armatures calculées à l'ELU conviennent à ELS

j. Vérification de contrainte de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 46,34 \text{ KN.}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{46340}{300 \times 360} = 0,42 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u \max} = 0,42 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

k. Armature transversal

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

- En zone nodale :

$S_t \leq \min(h/4; 12\phi_l) \Rightarrow S_t \leq 10 \text{ cm}$ on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

- En zone courante:

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- Section minimale des armatures transversales: BAEL (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \quad A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

l. Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\phi_8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

-Longueur de recouvrement

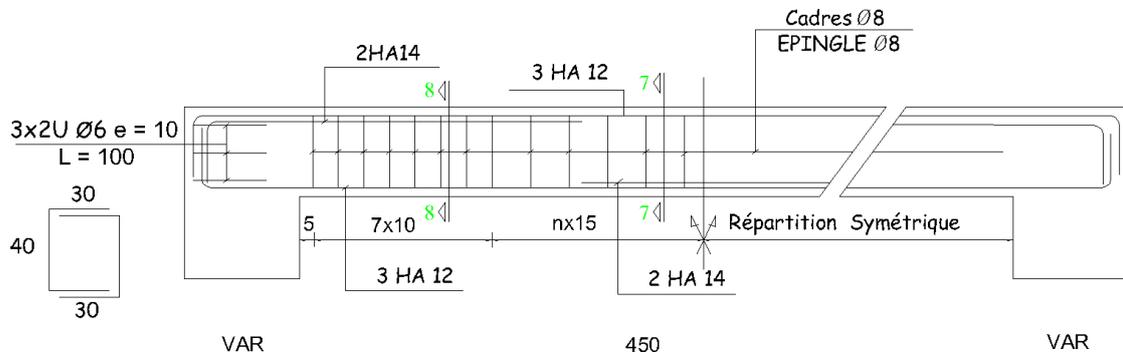
La longueur minimal de recouvrement est de :

$$40\phi \text{ en zone I et IIa}$$

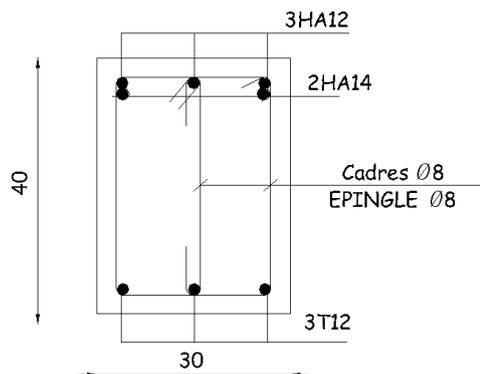
L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°

Les cadres du nœud disposés de 2U superposés formant un carré ou un rectangle

CHAINAGE (30x40)



COUPE:8-8



COUPE:7-7

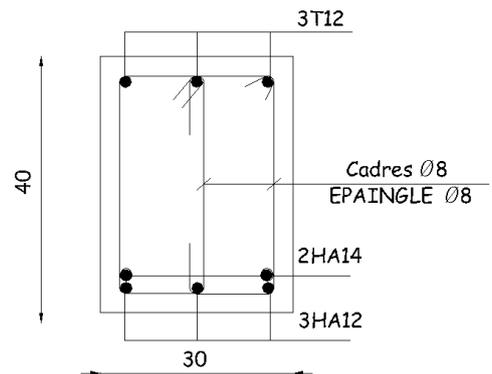


Figure 92 : Ferrailage Poutre secondaire 30x40

5.4 Ferrailage des voiles.

5.4.1 INTRODUCTION

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

¾ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.

¾ Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Donc les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

¾ Le plan vertical (aciers verticaux).

¾ Le plan horizontal (aciers horizontaux).

5.4.2 Voiles :

5.4.2.a Ferrailage vertical.

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99/Version2003.

Décrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale de béton tendue.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être raccrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement)
4. A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié

sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

f Globalement dans la section du voile égale a 0.15%

f En zone courante égale a 0.10%

6. Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

5.4.2.b Ferrailage horizontal.

1. Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
2. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
3. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontalesdevront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettront la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes.

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconiseles règles suivantes :

- Globaement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

f $S \leq 1.5 a$ (a : épaisseur du voile)

f $S \leq 30\text{cm}$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur ; le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépassée 1/10 de l'épaisseur de voile

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_{calculé}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant. On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon R.P.A 99 sous les efforts N_{max} et M_{cor} ,

- Pour le ferrailage : $0.8 G \pm E$.
- Pour la vérification : $G + Q \pm E$

5.4.4. Etapes de calcul :

a. Détermination de la nature de la section :

Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$).

Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ($e = \frac{M}{N}$)

5.4.4.a Calcul des sections suivant leurs natures :

- **Section entièrement tendue** : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

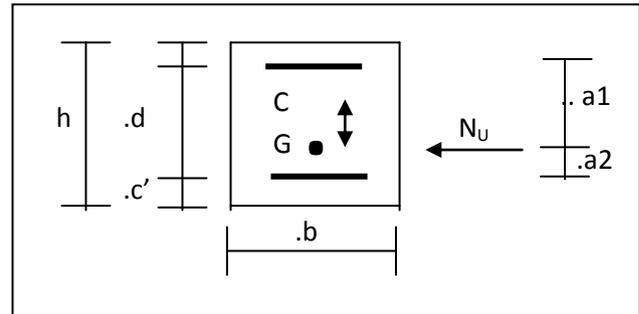
$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$



Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

-Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

➤ Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

➤ Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont

données par : $A=0$; $A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$ Avec : $\Psi =$

$$\frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **section partiellement comprimée** : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

c. Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{aligned} \right\} \text{ Pour les voiles pleins.}$$

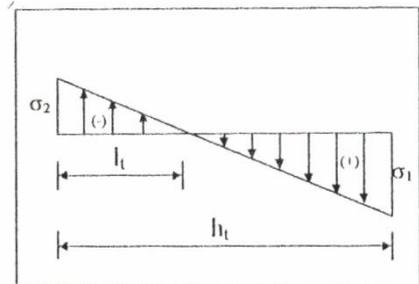


Fig.1

- **1^{ere} cas** $(\sigma_1, \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue). La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{min} = 0.20\% \cdot a \cdot L$).

- **2^{eme} cas** $(\sigma_1, \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée) \Rightarrow On calcule le volume des contraintes de traction F_t .
D'où la section des armatures verticales $A_V = F_t / f_e$
On compare A_V avec la section minimale.
Si : $A_V \leq A_{min} = 0.20\% . a . L$ on ferraille avec la section minimale
Si : $A_V > A_{min} = 0.20\% . a . L$ on ferraille avec A_V
- **3^{eme} cas** (σ_1, σ_2) Sont de signe différent \Rightarrow la section du voile est partiellement comprimée
- $A_{min1}^{R.P.A} = 0,002 . a . l_t$
- $A_{min2}^{R.P.A} = 0,0015 . a . h$
- $A_{min3}^{R.P.A} = 0,001 . a . h$ (en zone courante)

5.4.5. Armatures horizontales :

Ces armatures doivent être supportées les efforts de traction.

D'après (R.P.A 99, article 7-7-2, page 59) :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \tau_b = 0,2 f_{c28}$$

Avec :

$T = 1,4 T_{calcul} \Rightarrow T$: effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d : $0,9 . h$ – (hauteur utile).

h : hauteur totale de la section brute.

τ : contrainte admissible du béton.

Le pourcentage minimal d'armatures est :

- $0,15\% a . 1m \Rightarrow \tau_b \leq 0,025 f_{c28} = 0,5 MPa$
- $0,25\% a . 1m \Rightarrow \tau_b \leq 0,025 f_{c28} = 0,5 MPa$

L'espacement : $S \leq (1,5a ; 30cm)$ d'après (R.P.A 99, article 7.7.4.3, page 64).

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ : Les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est Possible
- 20ϕ : Les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des charges.

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

V.4.6. Armatures transversales.

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles en Nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures Verticales.

5.4.7. Voiles sans ouvertures :

5.4.7.a Calcul De Ferrailage :

Armatures verticales :

Le cas le plus défavorable est donnée par la combinaison : **0,8G+EY**

$$h=2,86\text{m} \quad ; \quad C=\frac{h}{20}=\frac{286}{20}=14,3\text{cm}$$

$$d=h-c=2,717\text{m} \quad ; \quad a=0,20\text{m}$$

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	e=M/N (m)
RDC	455.07	625.87	1,37

$$e = M / N > h / 2 = 143\text{m}$$

Le centre de compression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, donc la section est partiellement comprimée.

5.3.7.b Vérification de flambement :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20e}{h} = \frac{20 \times 1,37}{2,86} = 9,58$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,5 \times 2,86}{2,86} = 0,5$$

$$\frac{l_f}{h} < \frac{20e}{h} \dots\dots\dots (cv)$$

5.4.7.c. Calcul des armatures à la flexion composée:

$$M_1 = N \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 1236425,1 \text{ N.m} \quad (\text{moment par rapport aux armatures tendues})$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{625870}{18,5 \times 100 \times 271^2} = 0,004 \quad , \quad \mu < \mu_L = \Rightarrow A'_f = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,051$$

$$\beta=1-0,4\alpha=0,897 \quad A_f = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s} = 16,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{cat} = A_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 16,57 - \frac{455070}{100 \times 400} = 13,19 \text{ cm}^2$$

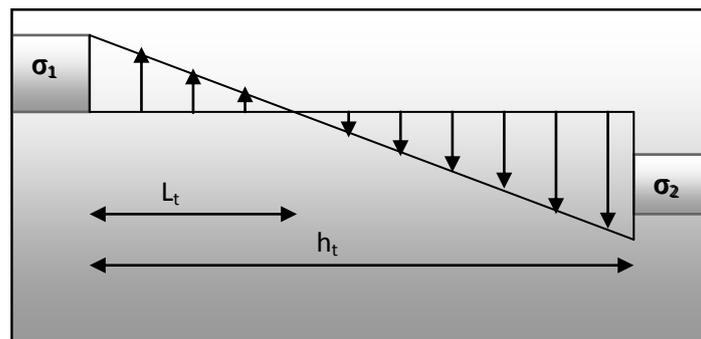
Niveau	N (KN)	A (cm ²)	A' (cm ²)
RDC	455.07	4.84	0

5.4.7.d Les pourcentages minimaux : RPA99

1/ Lorsque une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effet de traction doit être pris en totalité pour les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toutes la zone tendue est de 0,2 % .

$$A_{min}^1 \geq 0,002 \cdot b \cdot \ell_t$$

ℓ_t : la longueur de la zone tendue.



$$\sigma_1 = \frac{N}{ah} + \frac{6 \cdot M}{ah^2} = \frac{455070}{200 \times 2860} + \frac{6 \times 625870 \times 1000}{200 \times 2860^2} = 2,32 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{ah} - \frac{6 \cdot M}{ah^2} = \frac{455070}{200 \times 2860} - \frac{6 \times 625870 \times 1000}{200 \times 2860^2} = -1,491 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 < 0; \sigma_1 > 0 \Rightarrow \ell_t = h \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0,513 \text{ m}$$

Alors $A_{min}^1 = 0,002 \times 20 \times 94,6 = 3,784 \text{ cm}^2$

2/ Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 %

$$A_{min}^g = 0,0015 \cdot b \cdot h = 0,0015 \times 20 \times 350 \Rightarrow A_{min}^g = 10,5 \text{ cm}^2$$

- en zone courante : 0,10 %

$$A_{\min}^c = 0.001.b.h' = 0.001 \times 20 \times 298.7 = 5,97 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$\text{Dans la zone tendue : } A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}^1)$$

Niveau	A_{cal} (cm ²)	A_{\min}^1 (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
RDC	13.19	5.97	6HA12

Tableau 39: Valeur de Ferrailage

Dans la zone courante : $A = A_{\min}^c = 5.97 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendue}} + A_c > A_{\min}^g = 10.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 13.19 + 5.97 = 32.35 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 10.5 \text{ cm}^2 \dots \text{ CV}$$

Et on aura pour chaque nappe :

- zone tendue :

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}^t)$$

$$A = 16.17 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte :

$$A = 24\text{HA}10 = 18.85 \text{ cm}^2$$

- zone courante :

$$A = A_{\min}^c = 16.17 \text{ cm}^2 ; \text{ donc on adopte}$$

$$24\text{HA}10 = 18.85 \text{ cm}^2$$

5.4.7.e Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

- Globalement dans la section du voile :

$$A_{\min}^g = 0,0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_{\min}^g = 3 \text{ cm}^2$$

- En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0,001.b.h = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2$ par ml

5.4.7.f L'espacement des barres :

f.1. Armatures verticales :

$$- S_t \leq \min(1,5 a ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S_t}{2} = \frac{30}{2} = \min \left\{ \frac{1.5a}{2}; \frac{30}{20} \text{ cm} \right\}$$

On prendre : **D=7cm**

f.2. Armatures Horizontales :

On a pour chaque nappe 6Φ8 par ml, donc on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

h. Les Armatures Transversales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

- **Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.3**

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante :**

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 8\Phi 8 \quad A = 4.02 \text{ cm}^2$ par ml

Les Armatures Transversales : (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

○ **Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$

La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

○ **Navier Bernoulli :**

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2}$$

● **Exemple de calcul :**

Soit le voile V_{L1} au niveau de RDC

La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$N = 455.07 \text{ KN}$$

$$M = 625.87 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{45540 \times 10^3}{200 \times 2810} + \frac{6 \times 625870}{200 \times (2810)^2} = 1.37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$$

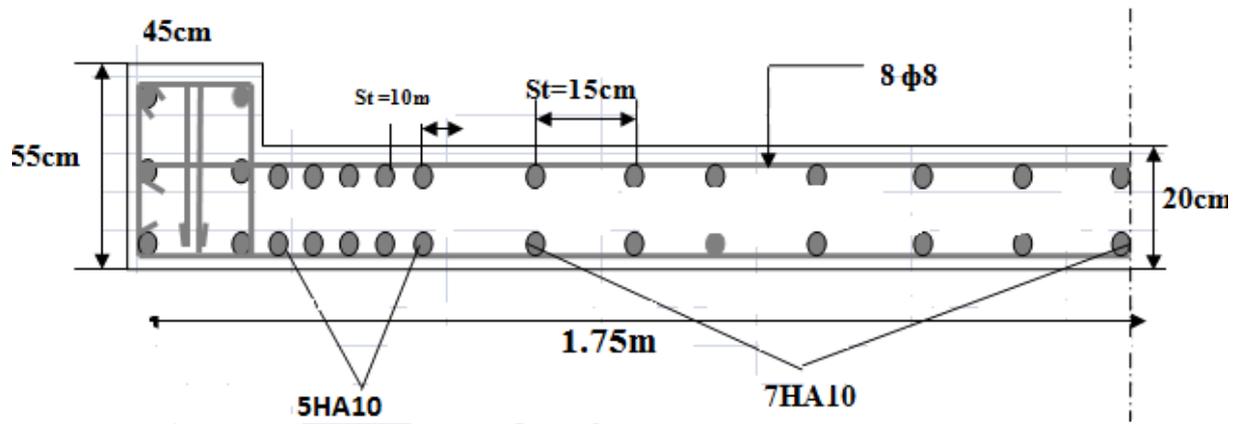


Figure 93: Ferraillage Disposition des Armatures dans Le Voile.

6.1 INTRODUCTION :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations , les surcharges climatiques et sismiques .

- Le choix de type de fondation dépend de :
 - Type d'ouvrage à construire.
 - La nature et l'homogénéité du bon sol.
 - La capacité portante du terrain de fondation.
 - La raison économique.
 - La facilité de réalisation.

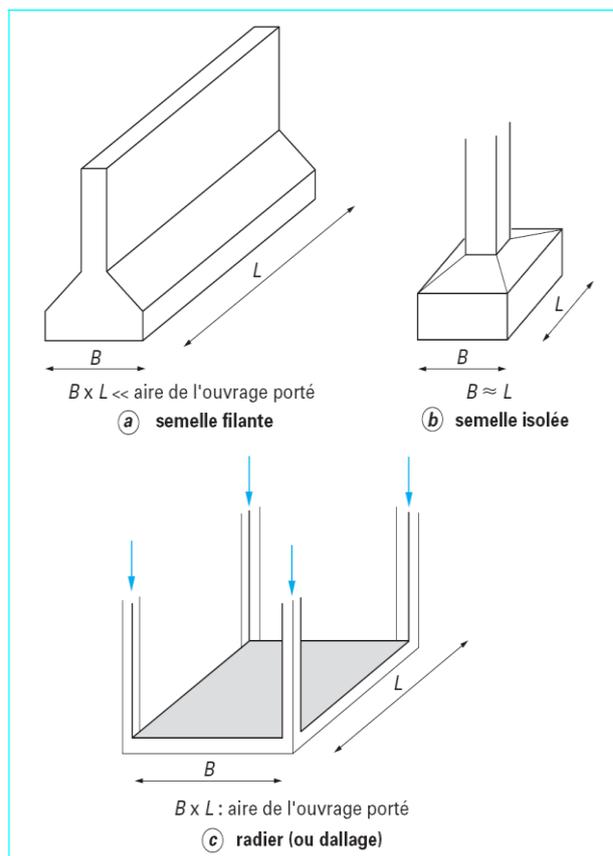
6.2. Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

6.3. Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.



6.4. Combinaison d'action :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

6.5 Calcul des surfaces revenant aux semelles :

La contrainte admissible est déduite de la contrainte ultime par les formules suivantes

6.5.a Semelle isolé

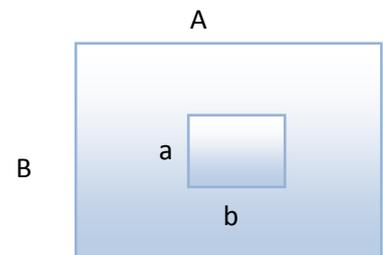
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 0.81$$

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

**Exemple**

$$N_{ser} = 633.74 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 1.70 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.20 \text{ m} , A = 1.80 \text{ m}$$

Remarque

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

6.5. b Semelles filantes**6.5. b.1 Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0.17 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

La surface des semelles filantes sous voiles est : $S = 60.14 \text{ m}^2$

$$S_{semelles} = 69 * 2.2 * 1.80 = 237.60 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 446 \text{ m}^2$$

$$S_{Tot} = 237.60 + 60.14 = \mathbf{297.74 \text{ m}^2}$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{297.74}{446} = 0.6675$$

La surface totale des semelles représente 66.75 % de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

6.6 Etude du radier :

6.6.1 Pré dimensionnement :

a. Condition forfaitaire

- **Sous voile**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

L_{max} : le plus grand travail

$$L_{max} = 3.94 \text{ m}$$

$$0.49 \text{ m} \leq h_r \leq 0.78 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h = 70 \text{ cm}$.

- **Sous poteaux**

$$h_t \geq L_{max}/20.$$

avec : L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux

h_t : épaisseur du radier.

D'où : $h_t \geq 380/20 = 19 \text{ cm}$

b. Condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen ($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$L_{\max} = 3.8 \text{ m}$, $E = 3216420\text{t/m}^2$, $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 3.8^4}{3216420 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0.50 \text{ m}$$

• **Conclusion :**

- On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :
- $h = 60 \text{ cm}$ Nervure
- $h = 30 \text{ cm}$ Dalle
- $b = 55 \text{ cm}$ largeur de la nervure

6.6.1.1 Calcul de surface minimale du radier:

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

$N_{ser} = G + Q = 64119.388 \text{ KN}$

$\sigma_S = 1.7 \text{ bars} = 170 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow S_{\text{rad}} = 64119.388 / 170 = 377.17 \text{ m}^2$$

L'emprise totale nécessaire est de : 377.17 m^2

$$S_{\text{bat}} = 446 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 377.17 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier,

Donc : ajouté un débordement (D)

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \cdot 2 \cdot (L_x + L_y)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x: longueur en plan (26.2m)

L_y: largeur en plan (19.40 m)

6.6.1.2 Calcul de débordement D:

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 70 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (35; 30 \text{ cm})$.

On prend $D = 0.5 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 446 + 0.5 \times 2 \times (26.2 + 19.4) = 491.6 \text{ m}^2$$

6.6.2 Vérification au poinçonnement:

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :

(Article A.5.2.42) BAEL 91

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ;

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

$$N_u = (1.35 \cdot 762821.905) + (1.5 \cdot 128595)$$

$$N_u = 1222702.072 \text{ N} = 1222.702 \text{ K n}$$

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$$

$$\mu_c = 2(3.94 + 0.2 + 2 \cdot 0.7) = 11.08$$

h : Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 5817 \text{ KN}$$

$$N_u = 1222,702 \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 5817 \text{ KN} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

6.6.2.1 Vérification de la stabilité du radier:

a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifier : $\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$N_T = N_G + N_{radier}$

N : effort normal du aux charges verticales

N_{radier} : effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$N_G = 53123.92 \text{ KN}$

$N_{radier} = 382.070 * 0,7 * 25 = 6686.225 \text{ KN}$

$N_T = N_G + N_{radier} = 53123.92 + 6686.225 = 69810.145 \text{ KN}$.

$\sigma = \frac{69810.145}{491.6} = 142.005 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 170 \text{ KN} / \text{m}^2 \dots \dots \dots \text{(CV)}$

b. Vérification a l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$

Avec:

W: poids total du bâtiment à la base du radier

α: coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ: poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$).

h: profondeur de l'infrastructure ($h = 1.5 \text{ m}$).

S: surface de radier ($S = 491.6 \text{ m}^2$).

W	20937.3KN
$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$	11061
$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S \dots \dots \dots \text{(CV)}$	

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

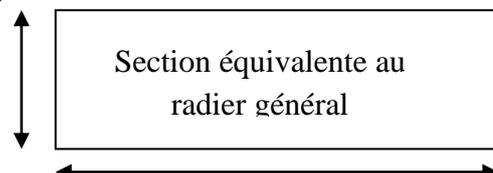
6.6.2.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RADIER:

Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) :

$X = \sum S_i \times X_i / \sum S_i = 13.1 \text{ m}$

$Y = \sum S_i \times Y_i / \sum S_i = 9.1 \text{ m}$

➤ **Calcul de section rectangulaire équivalente:**



$$I_{x-x} = \frac{b.h^3}{12} = 30872.39m^4 \quad 20.4 \text{ m}$$

$$I_{y-y} = \frac{h.b^3}{12} = 18133.33m^4$$

$a \times b = 554.88m^2$ donc: $a = 27.20m$. et $b = 20.4 \text{ m}$ 27.2 m

Vérification au renversement du au séisme :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit avoir : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

$$M_R = \sum F_{Ki} H_K + T_0 Z$$

$$M_S = \frac{N_G L}{2}$$

M_R : moment de renversement dû aux forces sismiques ;

M_S : moment stabilisant sous l'effet du poids propre ;

T_0 : effort tranchant à la base ;

Z : profondeur d'ancrage pris égalé à 0.8 m ;

N_G : poids propre de la structure (sans surcharges) ;

Le poids total de la structure est :

$$NG = G_{structure} + G_{radier} = 53123.92 + 6686.225 = 6981.014 \text{ t}$$

Sens longitudinal			Sens transversal		
M_{Sx} (t.m)	M_{Rx} (t.m)	C_s	M_{Sy} (t.m)	M_{Ry} (t.m)	C_s
32455.574	183078.4	1.77 > 1.5	113945.3	61260.916	1.86 > 1.5

Tableau 40 : Valeurs des renversements du aux séismes

Donc en ce qui concerne le rapport du moment stabilisant au renversement on constate qu'il n'y a pas de risque de renversement.

6.6.2.3 Vérification de la stabilité du radier :

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente. ($N = 0.8G + E$)

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour toutes les combinaisons considérées.

	N(t)	M _x (t.m)	M _y (t.m)	ex(m)	ey(m)	L _x /4	L _y /4	Obs.
0.8G + E	4297.69	5887.83	3996.85	1,37	0.93	6.8	5.1	CV

Tableau 41: Résultats de calcul de la stabilité du radier

6.7.2.4 Diagramme trapézoïdal des contraintes:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{avec:} \quad \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I}$$

N : effort normal dû aux charges verticales.

M : effort de renversement dû au séisme.

S_{rad}= 491.6 m².

V_x=12.8m

V_y=11.36m

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N (t)	4297.69	4297.69
M (t.m)	5887.83	3996.85
σ 1 (t/m)	11.18	11.24
σ 2 (t/m²)	6.3	-29.63
σ m (t/m²)	9.96	21.37

Tableau 42 : trapézoïdal des contraintes

Sens (X-X) : σ m=12.53 (t/m²) < σ sol=17 (t/m²).....(CV)

Sens (Y-Y): σ m=21.37 (t/m²) < σ sol=17 (t/m²)(CV)

6.8 FERRAILLAGE DU RADIER :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x ,μ_y qui

dépend du coefficient de POISSON et du rapport : ρ = $\frac{l_x}{l_y}$

• **Méthodes de calcul :**

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

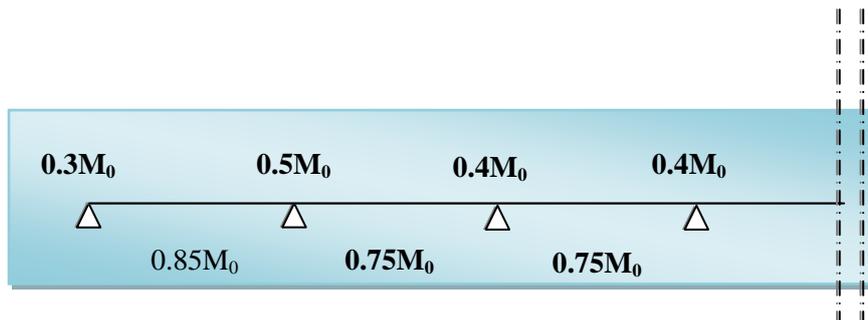
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x / l_y$ et v (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :



• **Si le panneau intermédiaire.**

Sur travail

$M_{tx} = 0.75 M_x$

$M_{ty} = 0.75 M_y$

Sur appui

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

• **Si le panneau de rive**

Sur travail

$M_{tx} = 0.85 M_x$

$M_{ty} = 0.85 M_y$

Sur appui

$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement

BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

6.8.1 Calcul des moments fléchissant :

ELU :	ELS :
$q_u=(1.35G+1.5Q)/S_{rad}$	$q_{ser}=(G+Q)/S_{rad}$
$S_{rad}= 491.6$	$S_{ser}= 491.6$
$q_u=155.43 \text{ KN/m}$	$q_{ser}=130.43 \text{ KN/m}$

Tableau 43 : Valeurs Calcul des moments fléchissant

Le plus grand panneau est le panneau du 3.8×3.7

a) l'ELU : $v = 0$; $q_u=155.43 \text{ KN/m}$

$\alpha = 3.7/3.8 = 0.97 > 0.4 \Rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

A partir du tableau:

$\mu_x = 0.0393$

$\mu_y = 0.994$

donc les moments sont:

$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \Rightarrow M_x=0.0393 \times 155.43 \times 3.7^2=83.62 \text{ KN.m/ml.}$

$M_y = \mu_y \cdot M_x \Rightarrow M_y=0.994 \times 83.62 =83.12 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{tx} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{tx}=0.85 \times 83.62 =93.05 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ty} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{ty}=0.85 \times 97.21=82.62 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ax}=M_{ay}=0.3M_x \Rightarrow 0.3 \times 109.47=32.841 \text{ KN.m/ml.}$

ELU: $v=0$; $q_u= 155.43 \text{ KN/m}$

PANNEAU	L_x (M)	L_y (M)	P	μ_x	μ_y	M_{Ox} (KN.M)	M_{Oy} (KN.M)
P ₂	3.7	3.8	0.97	0.0393	0.994	83.62	83.12

Tableau 44 : Valeurs ELU

ELS : $v=0.2$; $q_{ser}=130.43 \text{ KN/m}$

PANNEAU	$L_X(M)$	$L_Y(M)$	P	μ_X	μ_Y	M_{OX} (KN.M)	M_{OY} (KN.M)
P_2	3.7	3.8	0.97	0.0393	0.994	70.17	69.75

Tableau 45 : Valeurs ELS

5.8.1.1 Calcul des armatures:

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s\min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}$$

PANNEAU	sens x-x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
$Mu (KN \times m)$	62.71	41.81	62.34	41.56
μ	0.0111	0.0074	0.0112	0.00737
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
$A_s' (cm^2)$	0,00	0,00	0,00	0,00
α	0.0139	0.0093	0.0140	0.00925
B	0.972	0.996	0.994	0.996
σ_σ	348	348	348	348
$As (cm^2/ml)$	2.94	1.91	2.85	1.9
$As_{min} (cm^2/ml)$	7.6	7.6	7.6	7.6
choix des barres/ml	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
$As_{corres} (cm^2/ml)$	9.24	9.24	9.24	9.24
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau 46 : Valeurs des armatures ELU

l'ELS : $v = 0.2$; $q_u = 130.43 \text{ KN/m}$

$\alpha = 3.7/3.8 = 0.97 > 0.4 \Rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

PANNEAU	sens x-x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_u (KN × m)	80.873	25.014	67.609	25.014
μ	0.0135	0.0042	0.0113	0.0042
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
A_s' (cm²)	0,00	0.00	0,00	0.00
α	0.0170	0.0052	0.0142	0.0052
B	0.993	0.997	0.994	0.997
σ_σ	348	348	348	348
A_s (cm²/ml)	6.41	1.97	5.35	1.97
$A_{s \text{ min}}$ (cm²/ml)	7.6	7.6	7.6	7.6
choix des barres/ml	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
$A_{s \text{ correes}}$ (cm²/ml)	9.24	9.24	9.24	9.24
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau 47 : Valeurs des armatures ELS

A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0467$$

$$\mu_y = 0.954$$

donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0467 \times 130.43 \times 3.7^2 = 83.38 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \Rightarrow M_y = 0.954 \times 83.38 = 79.54 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 83.38 = 80.873 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 79.54 = 67.609 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x \Rightarrow 0.3 \times 83.38 = 25.014 \text{ KN.m/ml.}$$

5.8.1.2 Calcul des armatures:

ELS :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

5.8.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau \leq \tau = 0.05 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_u = V / b_0 \cdot d$$

$$V_u = q_u \times l / 2 = 155.43 \times 3.7 / 2 = 287545.5 \text{ N}$$

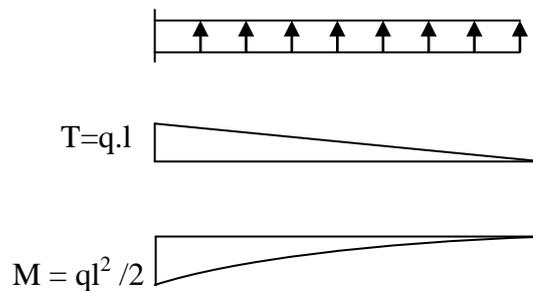
$$\tau_u = 287545.5 / 1000 \times 630 = 0.45 \text{ MPA}$$

$$\tau \leq \tau = 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

5.8.3 ETUDE DU DEBORD DU RADIER :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm.

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	70	63	50	155.43	130.43



❖ **l'ELU :**

$$M_u = q_u \cdot l^2 / 2 = 19.42 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	μ	α	β (m)	As (cm ²)	As _{min}
19.42	0.003	0.0040	0.998	0.88	7.6

Tableau 48 : Valeurs Mu l'ELU

❖ **l'ELS**

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot l^2 / 2 = 11.54 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	μ	α	β (m)	A_s (cm ²)	A_{smin}
16.30	0.0027	0.0034	0.998	1.28	7.6

Tableau 49 : Valeurs Mu l'ELS

Donc $A_s = \max(A_{su}, A_{sser}, A_{smin})$.

$A_s = 7.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc on choisit 6HA14 /ml avec un espacement 20 cm.

5.8.4 Vérification au cisaillement :

$\tau \leq \tau = 0.05 \cdot f_{c28}$

$\tau_u = V / b_0 \cdot d$

$V_u = q_u \times l / 2 = 19.42 \times 1 / 2 = 9710 \text{ N}$

$\tau_u = 9710 / 1000 \times 6300 = 0.015 \text{ MPA}$

$\tau \leq \tau = 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

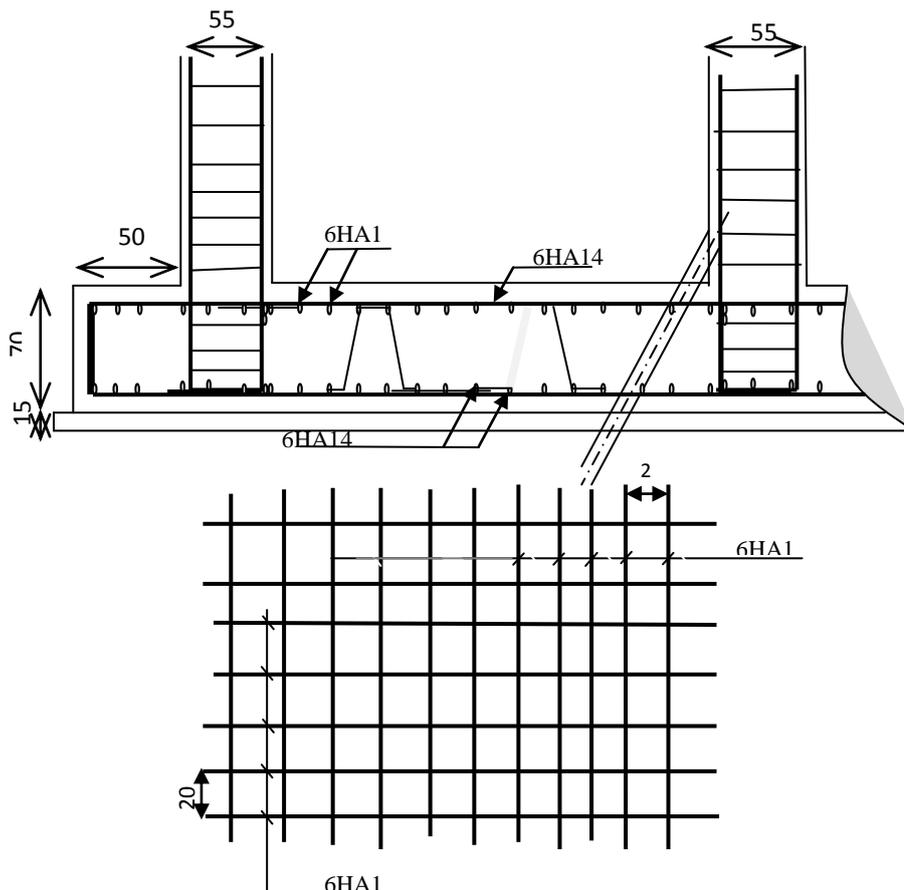


Figure 93 Ferrailage du

6.9 Étude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 70 \text{ cm} \quad , \quad d = 66 \text{ cm}$$

$$b = 55 \text{ cm} \quad , \quad L = 3.80 \text{ m}$$

$$c = 4 \text{ cm}$$

-Calcul les charges revenant à la nervure :

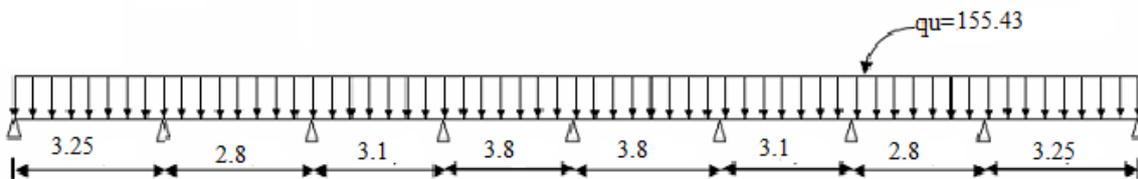
$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{76409.388}{491.6} = 155.43 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{64119.388}{491.6} = 130.43 \text{ KN} / \text{m}^2$$

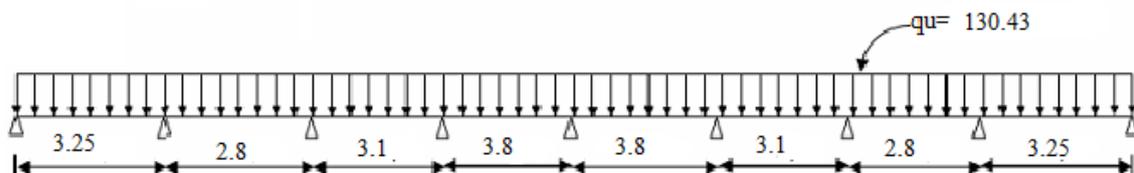
-Ferrailage de la nervure :

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel de Robot 2009

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

-Sens X-X:**ELU:**

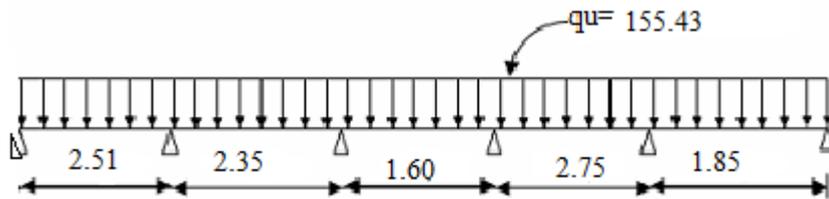
M (KN. m)

ELS:

M (KN. m)

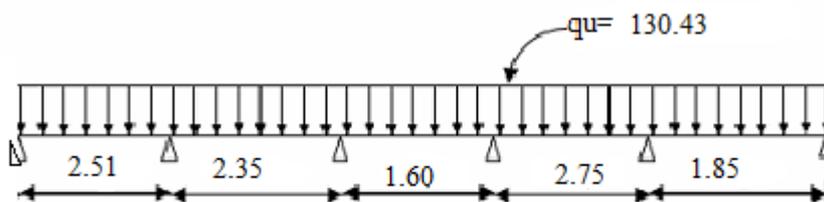
-Sens Y-Y:

ELU:



M (KN. m)

ELS:



M (KN .m)

Pour le ferrillage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

$$\begin{aligned}
 ELU \left\{ \begin{array}{l} (X - X) : M_t = 203.05 \text{ KN.m} , M_a = -271.94 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 166.93 \text{ KN.m} , M_a = -296.82 \text{ KN.m} \end{array} \right. \\
 ELS \left\{ \begin{array}{l} (X - X) : M_t = 145.15 \text{ KN.m} , M_a = -194.39 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 119.47 \text{ KN.m} , M_a = -212.44 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

Sens		M_u [KN.m]	A_{min}	A_s	$A_{adoptée}$	Section adoptée
X-X	Appuis	325.89	4.38	15.64	15.75	5HA20
	Travée	264.75	4.38	12.57	12.57	4HA20
Y-Y	Appuis	290.95	4.38	13.87	15.75	5HA20
	travée	255.84	4.38	12.13	12.57	4HA20

Tableau 50 : Valeur de Ferrillage de la nervure

- Vérifications à l'ELU :

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 66 \times \frac{2.10}{400}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 4.38 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (20, 55, 14) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 55 = 3.3 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales :

En zone nodale:

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \cdot \Phi_L \right) \Rightarrow S_t \leq \min (17.5, 16.4)$$

$$S_t \leq 16$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35$$

Nous prenons :

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone nodale;

$S_t = 20 \text{ cm}$ En zone courante

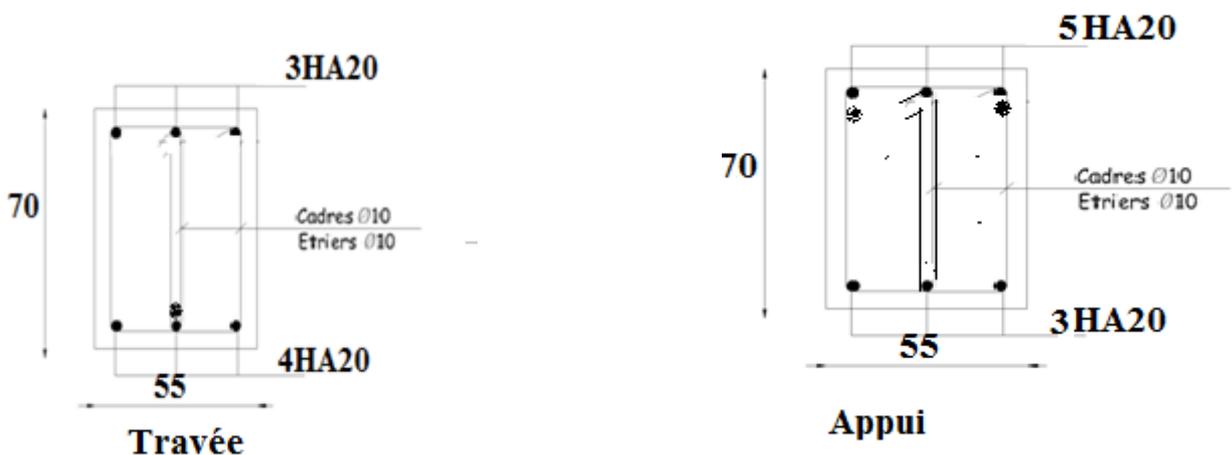


Figure 94. : Ferrailage de la nervure X-X

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation de master pour analyser et étudier et contrôler un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sur, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique en utilisant l'outil informatique, mais sa maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de master II, afin de réduire le risque sismique à un niveau minimal en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontrées au cours mon projet de thèse.

Règlements :

1. BAEL99 : Béton armé aux états limites
2. CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
3. DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation
4. RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes

Cours :

5. Béton armé
6. Dynamique des structures
7. Résistance des matériaux

Logiciels et programmes :

- AUTO CAD 2014
- EXCEL 2007
- Logiciel d'analyse des structures **ROBOT** version 2009
- WORD 2007