

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Université Mohamed-Chérif

Messaadia souk-ahras

Mohamed Chérif Messadia

University souk-ahras



جامعة محمد الشريف مساعديّة

سوق أهراس

Faculté de sciences et de technologie

Département Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

ETUDE D'UN BATIMENT R+4À USAGE D'HABITATION AVEC UN SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT MIXTE

Filière Génie civil

Spécialité Structure

Par

Zorgani bochra

DIRECTEUR DE MEMOIRE : *M^{me}* MELAIS SELOUA

MCA U.SOUK-AHRAS

Devant le jury

PRESIDENT: Mr. BOULIFA R

MCA U.SOUK-AHRAS

EXAMINATEUR : Mr. MIHOUBI .M

MAB U.SOUK-AHRAS

Année universitaire

2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

*Avant tout remerciements, nous remercions notre **DIEU aza wa djalla** qui nous a donné la force, a mener à réaliser ce travail*

*Je dédie ma remise de diplôme à **ma mère**, propriétaire de prières sincères et Mon père. et la main invisible **mes sœurs et mes frères***

*Nous tenons à remercier et à exprimer nos profonds respects à notre fidèle Encadreur **Mm MELAIS. SALWA** pour son suivi toujours disponible pour nos Questions Sans lui, ce travail n'aurait sûrement jamais vu le jour*

Nous remercions également les membres du jury pour avoir accepté d'assister à notre soutenance et particulièrement tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

*Je remercie aussi tous mes amis pour leur aide et surtout **ikram** , Je remercie tout le personnel de la faculté de génie civil*

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail

BOCHRA



DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes

Etudes jusqu'à la fin de ma formation.

A mes chers frères *cheker et imad*

A mes sœurs *FAOUZAIA SIHEM BOCHRA*

Ma nièce *bailasen*

A mon encadreur *melaise*

A département de génie civil Dr *mihoubie*

A tous mes amies sans exception.

BOCHRA

Résumé

L'objectif de ce travail est la conception d'un bâtiment à **usage d'habitation R+4**. Situé à **SEDRATA Wilaya de SOUK AHRAS** et qui est classée comme **zone IIa** (moyenne sismicité) selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 / Version 2003 avec un système de contreventement mixte ; Cette étude sera divisée en quatre étapes consécutives :

- ✓ **La première partie** : c'est la description générale du projet avec une présentation, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges

- ✓ **La deuxième partie**: Etude des éléments secondaires (l'escalier, Poutrelles, Balcon, dalles pleines et l'acrotère) Etude du plancher

- ✓ **La troisième partie** : L'étude dynamique de la structure (modélisant la structure avec le logiciel de calcul ROBOT version 2019)

- ✓ **La dernière partie** : le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles et fondation).

Mots clés : BAEL91, CBA93, Contreventement mixte, Calcul sismique, ROBOT version 2019, RPA99/version 2003

Abstract

The objective of this work is the design of a four-story residential building located in SEDRATA, Wilaya of SOUK AHRAS, classified as *Zone IIa* (medium seismicity) according to the Algerian seismic regulation RPA 99 / Version 2003, with a mixed bracing system. This study will be divided into four consecutive stages:

- ✓ The first part: This is the general description of the project with a presentation, followed by the pre-dimensioning of the structure, and finally the load descent.
- ✓ The second part: Study of the secondary elements (staircase, joists, balcony, solid slabs, and parapet), and floor design.
- ✓ The third part: The dynamic study of the structure (modeling the structure using the ROBOT calculation software, version 2019).
- ✓ The last part: Reinforcement of the various structural resistance elements (foundation, posts, beams, etc.).

Key words: BAEL91, CBA93, Mixed Bracing, Seismic Calculation, robot 2019; RPA99 / version 2003 .

ملخص

يهدف هذا العمل إلى تصميم مبنى سكني من أربعة طوابق يقع في سدراتة، ولاية سوق أهراس، والمصنف ضمن المنطقة IIa (متوسطة الزلازل) وفقاً لقانون الزلازل الجزائرية RPA 99 / إصدار 2003، بنظام تدعيم مختلط. تنقسم هذه الدراسة إلى أربع مراحل متتالية :

الجزء الأول: يتضمن وصفاً عاماً للمشروع مع عرض تقديمي، يليه تحديد أبعاد الهيكل، وأخيراً تحليل الحمل.

الجزء الثاني: دراسة العناصر الثانوية (الدرج، العوارض، الشرفة، البلاطات المصمتة، والحاجز)، وتصميم الأرضية.

الجزء الثالث: الدراسة الديناميكية للهيكل (نمذجة الهيكل باستخدام برنامج ROBOT الحسابي، إصدار 2019).

الجزء الأخير: تسليح عناصر المقاومة الإنشائية المختلفة (الأساسات، الأعمدة، العوارض....إلخ)

الكلمات المفتاحية: BAEL91 ، CBA93 ، التدعيم المختلط، الحساب الزلزالي، إصدار ROBOT 2019 ، RPA99 / الإصدار 2003

Sommaire

CHAPITRE 1 : Description du projet

1.1 Introduction.....	7
1.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :	7
1.2.1 Dimensions de l'ouvrage :	7
1.2.2 Vérification de la régularité :	9
1.2.3. Données du site d'assise.....	10
1.3 CONCEPTION STRUCTURALE :	11
1. Système de Contreventement	11
2. Planchers.....	11
3. Escalier :	12
5. Acrotère :	12
6. Maçonnerie et revêtement :	12
1.4. Notion sur les règles de calcul des structures	12
1.5 PROPRIETES MECANQUES DES MATERIAUX	13
1.5.1. Le Béton :	13
1.5.2. L'Acier :	16
1.6 AVANTAGES ET INCONVEBIENTS DU BETON ARME.....	17
1.7 HYPOTHESES DE CALCUL.....	18
1.8 CONCLUSION	19

Chapitre 2 : Pré dimensionnement

2.1 INTRODUCTION :	21
2.2 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX	21
2.2.1 Poutres	21
2.2.2. Poutres Principales	21
2.2.2. Poutres Secondaires	22
2.2.2. Poteaux	23
2.2.3 Voile :	24
2.3 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES	26

2.3.1 Pré dimensionnement des Planchers	26
2.3.1.1 Plancher en Corps Creux :	26
2.3.1.2 Plancher en Dalle pleine :	29
2.3.2 Pré dimensionnement des escaliers :	30
2.3.3. L'acrotère :	33

CHAPITRE 3 : DESCENTE DES CHARGES

3.1 INTRODUCTION :	35
3.2 EVALUATION DES CHARGES	35
3.2.1 Les planchers.....	35
3.2.2 Les murs	37
3.2.3 Balcon	38
3.2.4 Les Escalier	39
3.3 DIMENSIONS DES POTEUAX	40
3.5 CONCLUSION	46

CHAPITRE 4 : ETUDE DES ELEMENETS SECONDAIRES

4.1 INTRODUCTION	48
4.2 ETUDE DE L'ACROTERE	48
4.2.1 Définition	48
4.2.2 Méthode de calcul.....	49
4.2.2.1 Sollicitation :	49
4.2.2.2 Calcul des efforts	50
4.2.2.3 Combinaisons des charges :	50
4.2.2.4 Calcul du ferrailage	51
4.2.2.5 Schéma du ferrailage	54
2. Les escaliers	54
4.2.1 Introduction :	54
4.2.2. ÉTUDE DES ESCALIER	55
a- volée 1 :	55
b- volée 2 :	61
4.2.3 Etude de la poutre palière.....	67
4.2.3.1 Pré dimensionnement poutre palière.....	67

Sommaire

4.2.3.2 Évaluation des charges	68
4.2.3.3 Calcul des sollicitations.....	69
4.2.3.4. Ferrailage de la poutre palière.....	70
4.2.3.5. Ferrailage sous sollicitations de torsion.....	72
4.2.3.6. Schéma de ferrailage de la poutre palière	73
4.3. DALLE PLEINE	75
4.3.1. Introduction	75
4.3. 2Méthode de calcul :.....	75
4.3.3. Schéma de ferrailage du balcon 3appuis :.....	80

CHAPITRE 5 : ETUDE DES PLANCHERS

5.1 Introduction.....	82
5.2 PLANCHER CORPS CREUX.....	82
5.2.1Evaluation des charges.....	82
5.2.1Choix de la méthode de calcul	83
1. Méthode forfaitaire.....	83
2. Méthode de Caquot	85
5.2.2Les différents types de poutrelle :.....	87
5.2.3. Etude du plancher	88
1. Plancher terrasse.....	88
2. .Plancher étage courant :	103
Ferrailage des poutrelles d'étage courant.....	108

CHAPITRE 6 : ETUDE SISMIQUE :

6.1 : INTRODUCTION	119
6.2 : Modélisation.....	119
6.3 : Choix de la méthode de calcul	119
6.3.1 Méthode Statique Équivalente	120
6.3.2Méthode dynamique modale spectrale : RPA 99/version 2003(Art 4.1.3).....	120
6.3.3. La méthode d'analyse dynamique par <i>accélérogrammes</i> :	120
6.4. Méthode statique équivalente : RPA 99/version 2003 (art 4.2.....	121
6.5. Méthode dynamique modale spectrale.....	123
6.5.1. Présentation de la méthode modale spectrale	123

6.5.2. Spectre de réponse de calcul.....	127
6.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	128
6.6. Modélisation de la structure	130
6.7. Nombre des modes considérées.....	131
6.7. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.....	134
6.7.1. Vérification la période.....	134
6.7.2. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente	135
6.7.3. coefficient de comportement	135
6.7.4. Vérification au renversement	135
6.7.5. Vérification de déplacement.....	137
6.7.6. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)	137
6.7.7. Vérification de l'effort normal réduit.....	138
6.8. Conclusion	139
<u>CHAPITRE 7 Ferrailage les éléments Structuraux</u>	
7.1 INTRODUCTION.....	140
7.2 FERRAILLAGE DES POUTRES.....	140
7.2.1. Poutres principales.....	140
7.2.1.1. Combinaisons de charges	140
7.2.1.2. Sollicitations des poutres.....	140
7.2.1.3. Exemple ferrailage	142
7.2.1.4. Schéma du ferrailage des poutres	145
7.2.2. Poutres secondaires	146
7.2.2.1. Tableau récapitulatif	147
7.2.2.2. Schéma du ferrailage des poutres	148
7.3. Étude des poteaux.....	150
7.3.1. Ferrailage des poteaux	150
7.3.2. <i>Schéma de ferrailage des poteaux</i>	155
7.4. Ferrailage des voiles	157
7.4.2. Les combinaisons des charges.....	157
7.4.3. Sollicitations dans les voiles	157
7.4.4. Prescriptions imposées le RPA99V2003	158

Sommaire

7.4.5. Méthode de calcul..... 159

7.4.6. Schémas de ferrailage des voiles..... 165

CHAPITRE 8:Etude de l'infrastructure

8.1. Introduction..... 166

8.2. Classification des fondations 166

8.3. Choix de type de fondation 167

8.4. Contrainte admissible du sol Error! Bookmark not defined.

8.5. Etude du radier 165

Conclusion général

CHAPITRE 1

Description du projet

1.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

1.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

L'ouvrage objet de cette étude est un bloc 10 logements en béton armé à usage d'habitation implantée à SEDRATA Wilaya de SOUK AHRAS, classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone I Ia).

1.2.1 Dimensions de l'ouvrage :

- En élévation

Hauteurs :

- ❖ Bâtiment: 16.15m (sans l'acrotère).
 - ❖ Hauteur du RDC 3.23m
 - ❖ Hauteur d'étage courant 3.23m
 - ❖ Acrotère est de 0.6m.
 - ❖ Terrasse inaccessible
-
- En plan
 - ❖ Longueur totale: L=23.3 m (sens longitudinal) (xx)
 - ❖ Largeur totale: l = 8.8m (sens transversal) (y y)

Chapitre 1 : Description du Projet

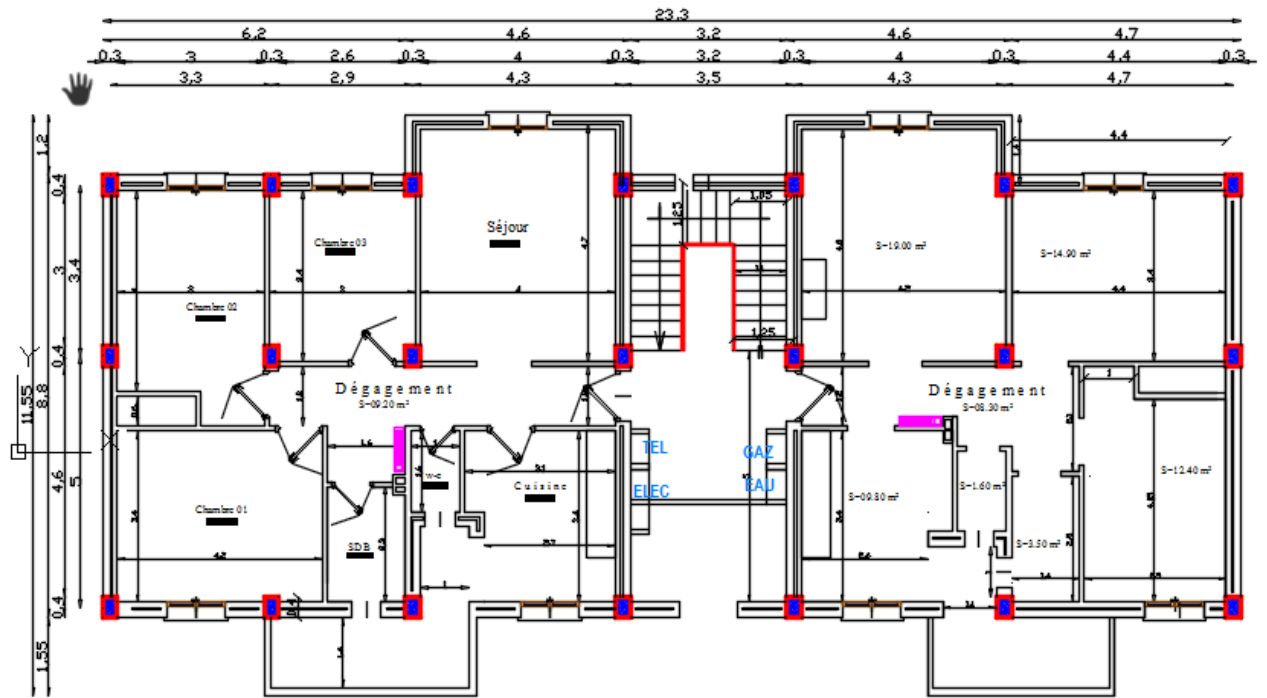


Figure 1.1 : Plan étage courant

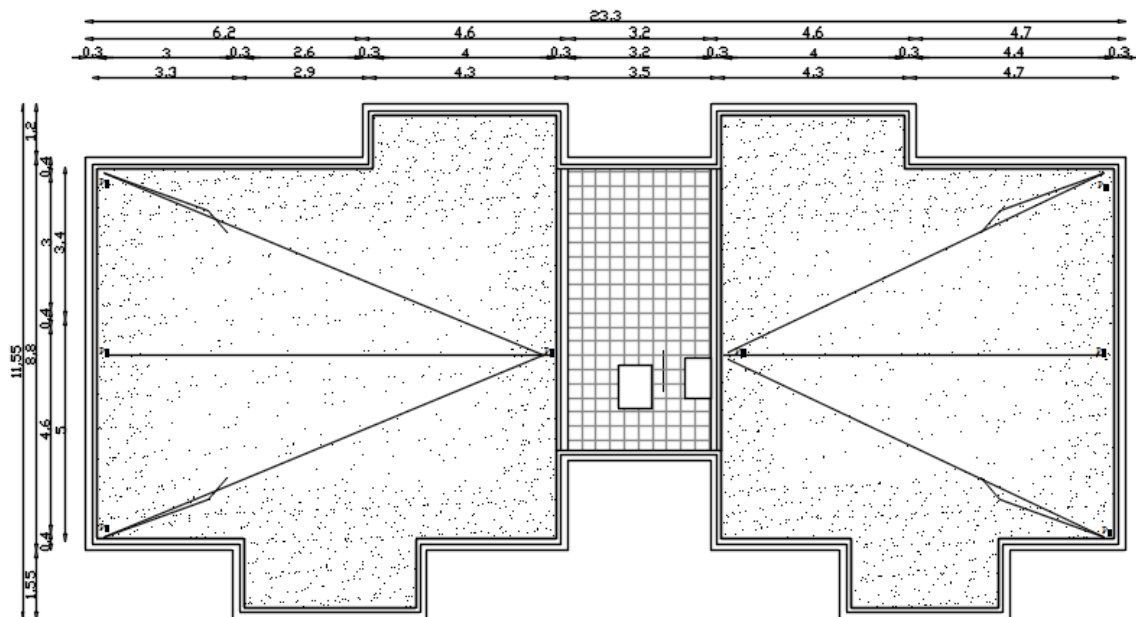


Figure 1.2 : Plan de terrasse.

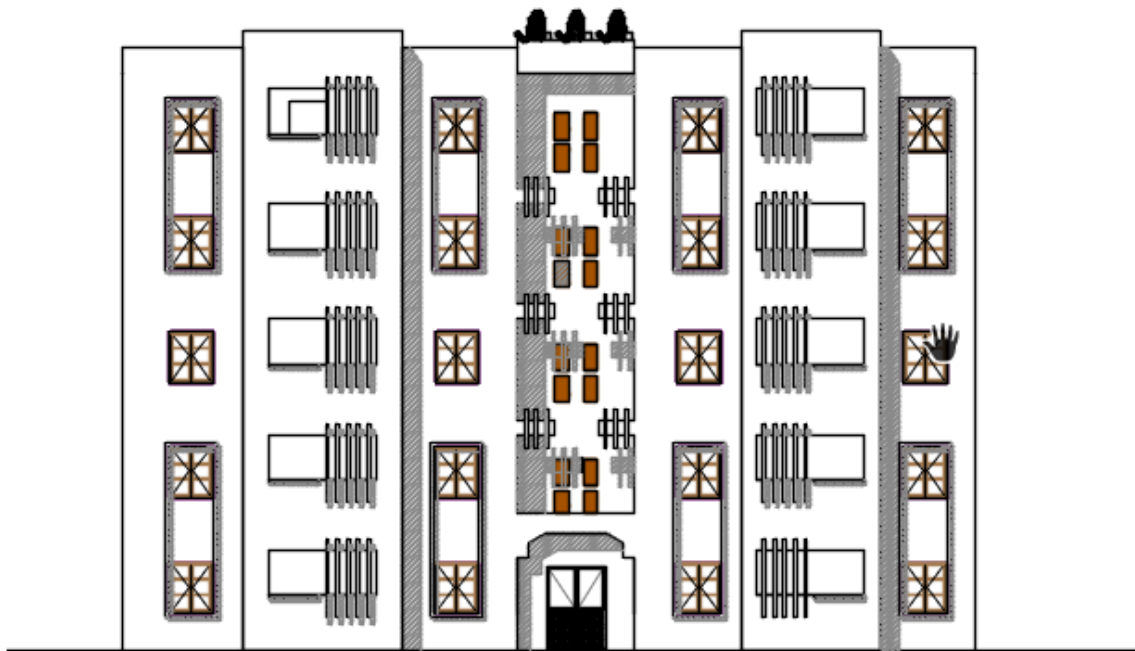


Figure 1.3 : Façade principale

1.2.2 Vérification de la régularité :

Chaque structure doit être classée selon la configuration en plan et en élévation en structure régulière ou non, selon les critères suivants :

➤ Régularité en plan: « RPA Art 3.5.1-A »

❖ La condition de régularité est:

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (Fig 3.2)

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. (cfFig 3.2)

Chapitre 1 : Description du Projet

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier

$$\frac{L}{l} \leq 4$$

Pour notre cas : $L = 23.3$ m et $l = 8.8$ m ce qui donne

$$\frac{23.3}{8.8} = 2.64 \leq 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Régularité en élévation : « RPA Art 3.5.1-B4 »

Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

$$\frac{B'}{B} \geq 0.67$$

$B' = B$; donc : $1 > 0.67$ Condition vérifiée

Alors on conclut que notre structure est régulière en élévation.

1.2.3. Données du site d'assise

Le bâtiment est implanté dans une zone classée de moyenne sismicité ([SEDRATA Wilaya de SOUK AHRAS zone IIa](#)).

- La structure appartient au groupe d'usage (2) (usage d'habitation).
- Le site est considéré comme site S3 catégorie.
- La contrainte admissible du sol est 0.1MPa
- La structure est régulière en plan et régulière élévation.

1.3 CONCEPTION STRUCTURALE :

1. Système de Contreventement

La stabilité transversale et longitudinale de la structure doit être assurée par le système de contreventement qui permet une bonne rigidité de l'ouvrage afin de lui rendre capable de reprendre les efforts horizontaux et verticaux. Selon l'article 3-4-A.1.b du RPA99/version 2003

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique voile: les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont conjointement prises par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultants de leurs interactions, à tous les niveaux; les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- **Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé:** dans Ce cas le voile reprend au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique II b et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal globale. Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33m au maximum.

Le système de contreventement de la structure de notre ouvrage sera choisi donc après le calcul du pourcentage des charges verticales repris par les portiques et les voiles et vérifié après le calcul du pourcentage des charges horizontales repris par ce dernier.

2. Planchers

Ce sont des éléments horizontaux dits "diaphragme", leurs rôles est :

- Assurer la fonctionnalité et l'exploitation de l'ouvrage dans des meilleures conditions.
- La transmission des efforts aux éléments de contreventement.

Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales et doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

Notre bâtiment possède deux types de planchers

a) Planchers en corps creux (hourdis + table de compression) dans tous les niveaux. Nous avons choisi ce type pour les raisons suivantes :

- La facilité de sa réalisation.
- Son poids léger par rapport à la dalle pleine ce qui diminue le poids de la structure et par conséquent la résultante des forces sismiques.
- Économique vis-à-vis au coffrage qui est assuré par des éléments en bois récupérables.

b) Plancher en dalle pleine : adopté dans les balcons, l'escalier,

3. Escalier :

Permettant la circulation verticale des personnes entre les étages et construits en B.A.

5. Acrotère :

Puisque la terrasse est inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère assure la sécurité et empêche l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade

6. Maçonnerie et revêtement :

➤ Les façades:

- **Les murs extérieurs** : composé d'une double paroi en brique creuses avec une épaisseur de 10cm séparées par une lame d'air de 5cm.
- **Les murs intérieurs** : en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

➤ Le Revêtement :

Il est Constitué de :

- Sol : Carrelage de 2cm pour les bureaux, les escaliers.
- Céramique dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Mortier de ciment des façades extérieures.

1.4. Notion sur les règles de calcul des structures

➤ État limite

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées. Théorie des états limites considère 2 états limites :

a) Les états limite ultime (ELU) : Correspondant à la limite

Chapitre 1 : Description du Projet

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture). ☑ Soit de la stabilité de forme (non flambement).

b) L'état limite de service (ELS) :

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- Etat limite de compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite d'ouverture des fissures (pas de flèche excessive). ☑ Etat limite de déformation (durabilité et sécurité des ouvrages).

1.5 PROPRIETES MECANIQUES DES MATERIAUX

Les matériaux jouent un rôle très important dans la résistance des constructions.

Leurs choix est fonction dépend de plusieurs facteurs tel que : le cout, la disponibilité, la facilité de mise en œuvre et certainement leurs résistances mécaniques.

Les bétons et les aciers seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) le règlement en vigueur en Algérie.

1.5.1. Le Béton :

❖ Composition

Le béton est un mélange de :

- Granulats : sable ; gravier ou pierres concassées.
- Produits d'addition éventuels (adjuvants).
- Liant (ciment) C.P.A 325
- L'eau de gâchage qui sert à l'hydratation du liant et facilité le malaxage et la mise en œuvre

Le béton est préparé soit sur chantier, soit en central à béton. Il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du ce dernier.

A titre indicatif le dosage courant, pour 1m^3 de béton, est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25)
- Gravions : 800L
- Sable : 400L

- Ciment : 350kg \ m³
- Eau de gâchage : 175 L

❖ Caractéristiques physiques

- **Masse Volumique** : la masse volumique des bétons est comprise entre (2200 et 2500) kg/m³. Elle peut être augmentée avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500Kg/m³.
- **Retrait** : c'est le raccourcissement du béton au cours de durcissement suite à l'évaporation de l'eau en excès nécessaire à la maniabilité du béton, on peut déduire que le retrait est fonction de la qualité du ciment.
- **Fluage** : Le fluage est le raccourcissement différé du béton causé par une force de compression permanente. Cette déformation différée est égale au double de la déformation instantanée

❖ Caractéristiques mécaniques

- **La résistance du béton a la compression** : Sachant que la résistance du béton en traction est très faible, ce matériau sera principalement défini par sa résistance en compression, qui est la caractéristique la plus importante.
Cette résistance est déterminée à partir l'écrasement jusqu'à la rupture d'éprouvettes normalisées en béton ayant 7,14 et 28 jours de durcissement, conservées dans l'eau à 20±2°C. La résistance à la compression varie de 20 à 40MPa pour les bétons courants, et entre 50 et 100MPa pour les bétons à haute performance. Elle est exprimée par :

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{1,4 + 0,95.j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{4,76 + 0,83.j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

- **Le Module de déformation longitudinale du béton** : CBA art (A.2.1.2.1 et A .2.1.2.2)

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

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{module instantané}$$

$$E_{i28} = 32164.195 \text{ MPA}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{module différé}$$

$$E_v = 10818.865 \text{ MPA}$$

Chapitre 1 : Description du Projet

- **La Résistance du béton a la traction** : Conventionnellement, la résistance à la traction peut être calculée à partir de la résistance à la compression. La valeur moyenne de la résistance à la traction du béton se déduit de l'équation suivante $f_{tj} = 0,06 f_{cj} + 0,6$
- **La Relation contrainte-déformation** : La relation contrainte déformation est interprétée par le diagramme simplifié parabole –rectangle suivant :

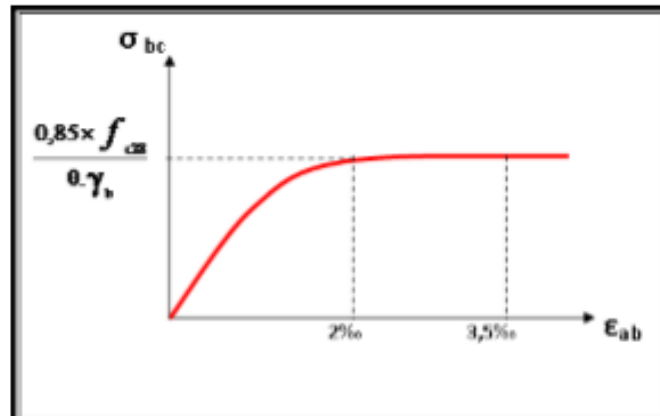


Figure 1.1 : Diagramme Contrainte déformation du béton.

- ✓ Pour le béton complètement comprimé, la déformation est de 2‰.
- ✓ Pour un béton partiellement comprimé (flexion simple), la déformation est de 3.5‰.
- ✓ Le module d'élasticité : D'après BAEL 91 (Article A-2-1-2) : $E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ module instantané

❖ Calcul aux états limites :

Selon B.A.E.L (Article A-1-2) : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et se serait de l'être en cas de modification défavorable d'une action appliquée

- **État limite ultime (ELU)**

Contrainte limite ultime de compression (admissible)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta \left(1 - \left(\frac{2 \epsilon_{bc}}{2}\right)\right)} \\ \theta = 1 \text{ si } t > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,9 \text{ si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \end{array} \right.$$

ε_{bc} : La déformation du béton à la compression

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } 2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\% \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta \gamma_b} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ situations accidentelles} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ cas courants} \end{array} \right.$$

❖ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min (0.15 f_{cj} ; 4 \text{ MPA})$$

❖ **État limite de service (ELS) :**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte, la loi de Hooke de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à cet état, avec des charges de longue durée ($E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$). La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \text{et} \\ \sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} \end{array} \right.$$

1.5.2. L'Acier :

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

❖ **Caractéristiques mécaniques**

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier. Ce modèle est en fonction de la limite d'élasticité f_e qui est garantie par le fournisseur.

- **État limite ultime**

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type elasto plastique parfait (figure 1.2).

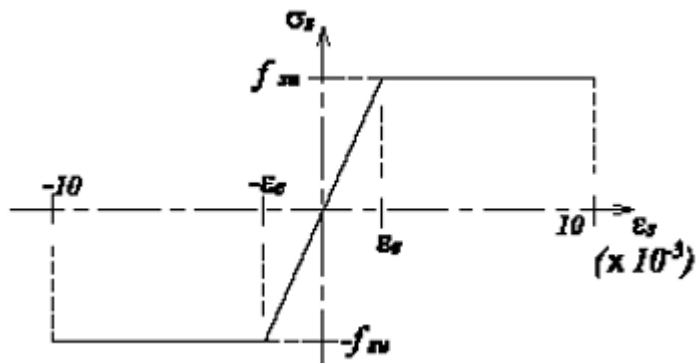


Figure 1.2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Pour un acier a haute adhérence ayant $f_e = 400\text{MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \\ \varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} \end{array} \right. \quad \text{avec } E_s = 2.10^5 \text{MPa}$$

$\gamma_s = 1$ situations accidentelles
 $\gamma_s = 1.15$ cas courant
pour $f_e = 400\text{MPa}$ $\sigma_s = 348 \text{ M}$

❖ État limite de service :

La contrainte admissible de l'acier, selon le type de fissuration est donnée par :

✓ Fissuration peu nuisible : il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s

✓ Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ Avec } \bar{\sigma}_s = \min \left(2. \frac{f_e}{3} ; 110\sqrt{\rho f_e} \right)$$

$$\text{Coefficient de fissuration } \begin{cases} \rho = 1 & \text{RL} \\ \rho = 1.6 & \text{HA} \end{cases}$$

1.6 AVANTAGES ET INCONVEBIENTS DU BETON ARME

➤ Avantages

Chapitre 1 : Description du Projet

- ✓ Sa souplesse d'utilisation: le béton étant mis en place à l'état pâteux, il est possible de réaliser en béton armé des constructions de formes variées.
- ✓ L'économie d'entretien : les constructions en béton armé, ne nécessitent pas un grand entretien

➤ Inconvénients

- ✓ Son poids : les ouvrages en béton armé sont plus lourds que les ouvrages métalliques, il en résulte qu'ils nécessitent des fondations plus importantes, donc un prix de revient plus élevé.
- ✓ La difficulté de modifier un ouvrage en béton armé existant

1.7 HYPOTHESES DE CALCUL

Ce sont celles d'RDM (théorie des poutres) ; les dimensions transversales sont faibles par rapport à la longueur. Les déformations se font lentement et de manière progressive.

➤ ELU

Les sections droites restent planes après déformation (Navier Bernoulli)

2. Il n'y a pas de glissement relatif entre l'acier et le béton. Donc les fibres du béton et de l'acier situées sur un même niveau ont les mêmes déformations.

3. Le béton tendu n'est pas pris en compte dans le calcul.

4. Les diagrammes (σ , ϵ) des matériaux (béton, acier) sont des paraboles + le linéaire élastique

5. Les déformations limites du béton $\sigma_{bc} = 2\text{‰}$ en compression et 3.5‰ en flexion.

6. Les déformations d'acier sont limitées à $\epsilon_s = 10\text{‰}$.

7. Règle des 3 pivots : la droite de déformation de la section droite obligatoirement passer par un des pivots A.B ou C.

✓ **Pivot A domaine 1**

- Traction pure
- Flexion composé (traction)

✓ **Pivots B domaine 2**

- Flexion
- Flexion composé (compression)

✓ **Pivot C domaine 3**

- Compression centrée
- Flexion composé (compression)

➤ ELS

- ❖ Les hypothèses 1; 2 et 3 sont les mêmes de l'ELU
- ❖ Les diagrammes de déformation sont linéaires (loi de Hooke) $\sigma = E * \varepsilon$
- ❖ COEFFICIENT D'EQUIVALENCE $\varepsilon_s = \varepsilon_{bc}$; $\eta = E_s / E_b = 15$

1.8 CONCLUSION

Le bon fonctionnement de la structure dépend fortement du fonctionnement de chaque élément. Ceci nous encourage à étudier chaque élément soigneusement tout en assurant sa stabilité ce qui entrainera par la suite la stabilité de la structure entière. Alors comme première étape il sera très utile de faire un pré dimensionnement des éléments structuraux et secondaires de notre structure,

Chapitre 1 : Description du Projet

Chapitre 2 : Pré dimensionnement

2.1 INTRODUCTION :

Le but de ce chapitre est de déterminer les dimensions des différents éléments de la Structure, les dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 version 2003, CBA93, BAEL 91. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs

2.2 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

2.2.1 Poutres

➤ Selon BAEL 91(Pratique de BAEL 91.p 382):

- ✓ La hauteur de la poutre doit être comprise entre: $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
- ✓ La largeur b doit être comprise entre : $0.3h \leq b \leq 0.8 h$

Avec :

L_{max}: Longueur de la plus grande portée.

h: Hauteur de la poutre.

b: Largeur de la poutre.

➤ D'après le R.P.A version 2003 (articles 7.5.1)

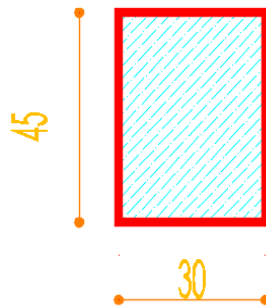
- ✓ La hauteur de la poutre doit être: $h \geq 30\text{cm}$.
- ✓ La largeur b doit être: $b \geq 20\text{cm}$
- ✓ Le rapport hauteur/largeur doit être : $h/b \leq 4$

2.2.2. Poutres Principales

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} = 500\text{cm} \\ \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33\text{cm} \leq h \leq 50.00\text{cm} \\ 0.3 * h \leq b \leq 0.8 * h \rightarrow 0.3 * 045 \leq b \leq 0.8 * 045 \text{ donc } 0.13\text{cm} \leq b \leq 0.36\text{cm} \end{array} \right.$$

on prend

on prend $h = 45\text{cm}$
On prend $b = 30\text{cm}$



• **Vérification selon le RPA 99 versions 2003 art7.5.1**

$H \geq 30\text{cm} \rightarrow 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée

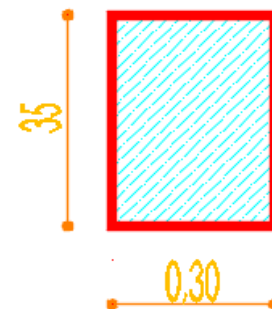
$b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30 \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée

$h/b \leq 4 \rightarrow 45/30 = 1.5 \leq 4 \dots \dots \dots$ Vérifiée

2.2.2. Poutres Secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} = 470\text{cm} \\ \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33 \leq h \leq 47 \\ 0.3 * h \leq b \leq 0.8 * h \rightarrow 0.3 * 0.35 \leq b \leq 0.8 * 0.35 \text{ donc } 0.105\text{cm} \leq b \leq 0.28\text{cm} \end{array} \right.$$

on prend $\begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$



• **Vérification selon le RPA 99 versions 2003 art7.5.1**

$H \geq 30\text{cm} \rightarrow 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée

$b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30 \geq 20\text{cm}$ Vérifiée

$h/b \leq 4 \rightarrow 35/30 = 1.16 \leq 4$ Vérifiée

- Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant

Poutre	Section (cm)
Principale	(45×30)
Secondaire	(35×30)

Tableau 2.1. : Dimensions des poutres adoptées

2.2.2. Poteaux

La fonction principale d'un poteau est de supporter les charges et les transmettre aux fondations. Le pré dimensionnement des poteaux se fera d'après les conditions :

Condition de flambement : B.A.E.L 91 révisé 99 (page 101 et N° article B.8.3) :

Soit $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Et $L_f = 0.7 * L_0$ (Poteau encastré à la base)

Avec :

λ : L'élanement géométrique

L_f : Longueur de flambement.

L_0 : Hauteur d'étage. Avec $L_0 = 3.23\text{m}$

i : Rayon de giration.

I : L'inertie de la section.

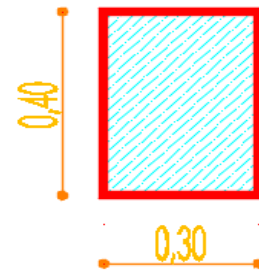
Donc : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$ Ce qui donne $h \geq \frac{\sqrt{12} * L_f}{35} = \frac{\sqrt{12} * 0.7 * 3.23}{35} = 22.37\text{cm}$

On prend un poteau de section $30 \times 40 \text{ cm}^2$

- Vérification de la section selon les conditions du R.P.A « A .7.4.1. Page 65

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b.h) \geq 25\text{cm} \text{ min}(30.40) = 30 \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots cv \\ \text{Min}(b.h) \geq \frac{L}{20\text{min}}(30.40) = 30 \geq 16.15\text{cm avec } l = 323\text{cm} \dots\dots\dots cv \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \frac{30}{40} = 0.7 < 4 \dots\dots\dots cv \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées on adopte alors des poteaux de section (30.40) cm².



2.2.3 Voile :

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis a - vis des forces horizontale

Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique algérien : le RPA 99/version 2003 l'article 7.7.1 (page 74) défini le pré dimensionnement des voiles par de trois conditions :

- l'épaisseur minimale d'un voile est 15cm*
- 2. les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles*
- 3. L'épaisseur doit être déterminée à partir de la hauteur libre d'étage h_e (figure . 1)*
et des conditions de rigidité aux extrémités suivantes : $e \geq \max(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}$

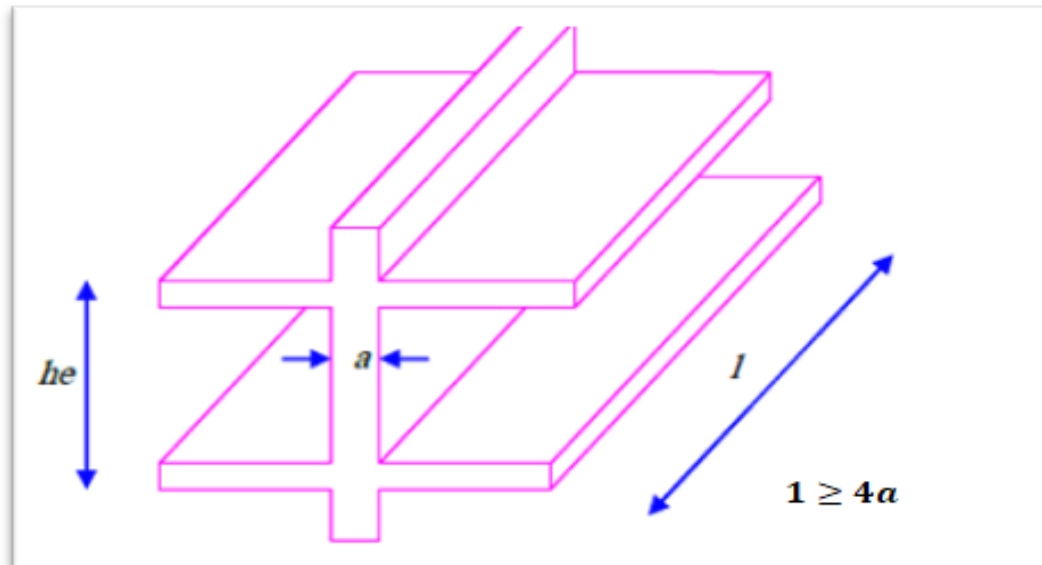


Figure 2.1 : Coupe de voile en élévation

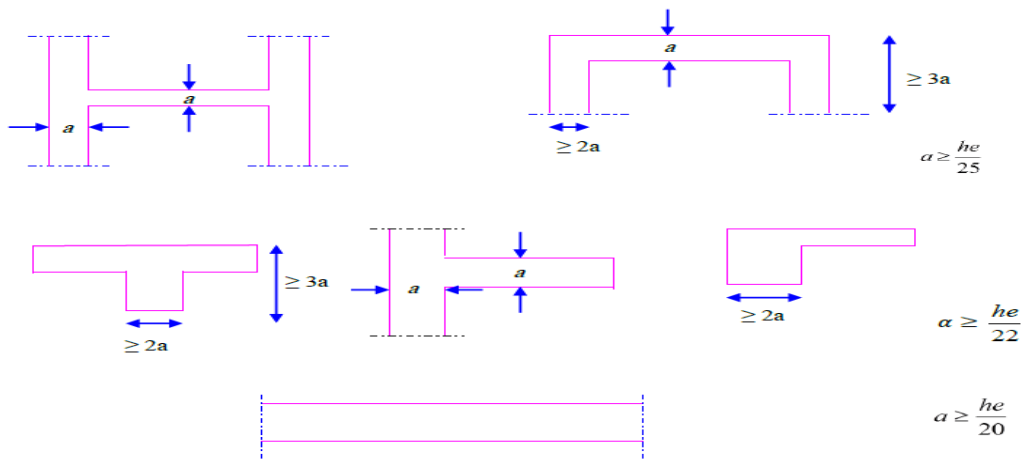


Figure 2.2 : Coupe de voile en plan.

A partir de la hauteur d'étage $he = 3,23$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq \max\left(\frac{he}{25}; \frac{he}{22}; \frac{he}{20}\right) \implies \max\left(\frac{323}{25}; \frac{323}{22}; \frac{323}{20}\right) = (12,92 ; 14,68 ; 16,15) \text{ cm}$$

Dona : $e \geq 16,15$ cm On adopte pour tous les voiles : **e = 20 cm**

- **Vérification selon** le RPA 99 versions 2003 art7.7.1 :

- ▶ $e = 20\text{cm} \geq 15\text{ cm}$
- ▶ $l_{min} \geq 4 * 0.2 \rightarrow l_{min} \geq 0.8\text{ m}$
- On prend une longueur minimale des voiles : $l_{min} \geq 80\text{cm}$

2.3 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

2.3.1 Pré dimensionnement des Planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent aux éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux

Notre structure est composée de deux types de plancher ; plancher en corps creux et en dalle pleine.

2.3.1.1 Plancher en Corps Creux :

Le plancher en corps creux est composé de poutrelles (nervures) en Béton Armé coulées sur place. De corps creux (hourdis) et une table de compression. Ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages

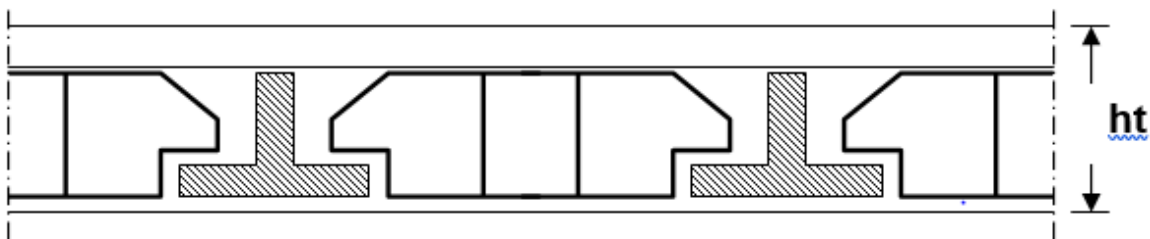


Figure 2.3 : Dessin d'un plancher en corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir la condition de flèche suivante (**B. 6. 8, 424)DU BAEL**) :

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

$H_t = h$: Hauteur (épaisseur) totale du plancher

h_0 : épaisseur de la dalle de compression

L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle

Dans notre cas : $L_{min} = 470$ cm ce qui donne

$$\frac{470}{25} \leq h \leq \frac{470}{20} \Rightarrow 18.80 \leq h \leq 23.50 \Rightarrow \text{On adopte alors : } h_t = 20\text{cm}$$

$$\frac{470}{22.5} \geq 20.8$$

- On adopte donc un plancher corps creux de (20 cm) soit (16+4) valable pour tous les étages.

✓ **Dimensions des Poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales

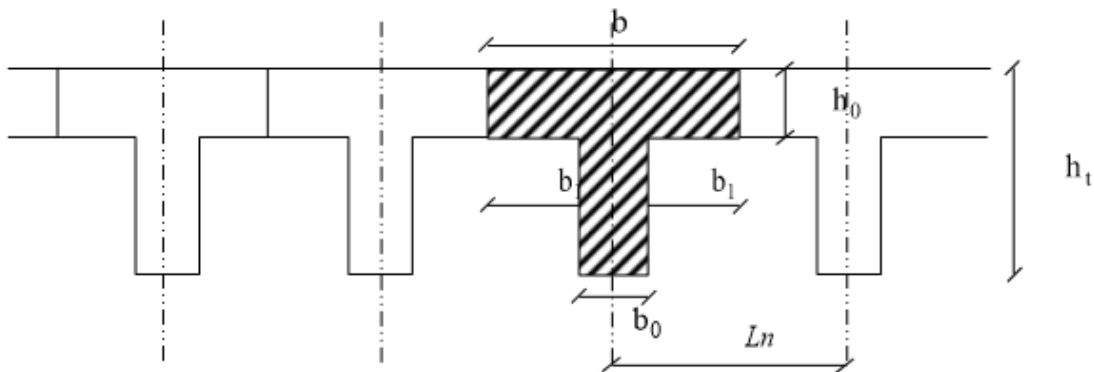


Figure 2.4: Schéma des poutrelles.

➤ $b_1 = \min \left(\frac{Ln - b_0}{2}; \frac{L_{max}}{10}; 6h_0 \right)$

- L_n : distance entre axes des nervures.

➤ h_0 : la largeur de la Dalle de compression = 4 cm

➤ $b_0 = \max (0.3 * h_t ; 0.4 * h_t)$

$$h_t = 20 \text{ cm} \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

Donc :

$$h_t = 20 \text{ cm} \implies b_0 = \max (0.3 * 20 ; 0.4 * 20) = \max (6 ; 8) = 8 \text{ cm}$$

On prend donc $b_0 = 10 \text{ cm}$

- Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22) la distance Ln est comprise entre 56cm et 65cm.

Donc pour $Ln = 65 \text{ cm}$ et $L = 470 \text{ cm}$

Ce qui donne :

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{65-10}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{470}{10} = 47 \text{ cm} \\ 6 * 4 = 24 \text{ cm} \end{cases} \implies b_1 = 24 \text{ cm}$$

Donc

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 * 24 + 10 = 58 \text{ cm}$$

On adopte $b = 65 \text{ cm}$

- ✓ Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes :

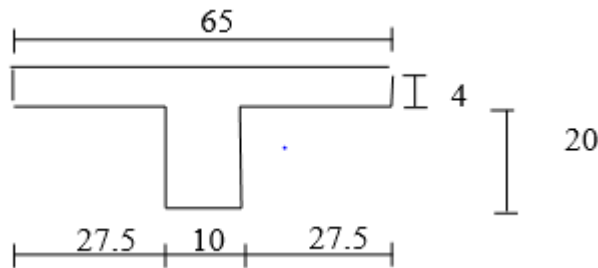


Figure 2.5 : Poutrelles adoptées.

2.3.1.2 Plancher en Dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2.3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travail essentiellement en flexion.

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation et des vérifications de Résistance tel que

✓ Résistance au feu :

Selon Collection Technique CIM béton : B94 : Le béton et la sécurité incendie (p 16)

- ▶ e = 7 cm pour une(01) heure de coupe-feu
- ▶ e = 11 cm pour deux(02) heures de coupe-feu.
- ▶ e = 17.5 cm pour quatre(04) heures de coupe-feu.

On choisi e = 16 cm

✓ Isolation phonique :

Selon les règles techniques « **CBA93** » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être **supérieure ou égale à 13 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique. On maintient donc notre épaisseur à : **e =16 cm.**

✓ Résistance à la flexion :

- Dalles reposant sur deux appuis: $Lx / 35 \leq e \leq Lx / 30$.
- Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx / 50 \leq e \leq Lx / 40$

Lx : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas les dalles qui reposent :

- sur 3 appuis ont une portée égale à : $Lx = 155\text{cm}$
- sur 2 appuis ont une portée égale à : $Lx = 100\text{cm}$

1. Cas n_{01} : sur deux appuis: $100 / 35 \leq e \leq 100 / 30 \Rightarrow 2.85 \text{ cm} \leq e \leq 3.33 \text{ cm}$
: $e = 3 \text{ cm}$
2. Cas n_{02} : sur trois: $155 / 50 \leq e \leq 155 / 40 \Rightarrow$
 $3.1 \text{ cm} \leq e \leq 3.87 \text{ cm} : e = 3 \text{ cm}$

Donc :

On adopte : $e = 16 \text{ cm}$.

On prend $e=16 \text{ cm}$

2.3.2 Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- | | |
|--|-------------------------------------|
| (1) : e (Epaisseur du palier de repos | (5) : H_0 (Hauteur de la volée) |
| (2) : L_0 (Longueur totale d'escalier) | (6) : (Inclinaison de la paillasse) |
| (3) : g (Giron) | (7) : L (Emmarchement) |
| (4) : h (Hauteur de la contre marche) | |

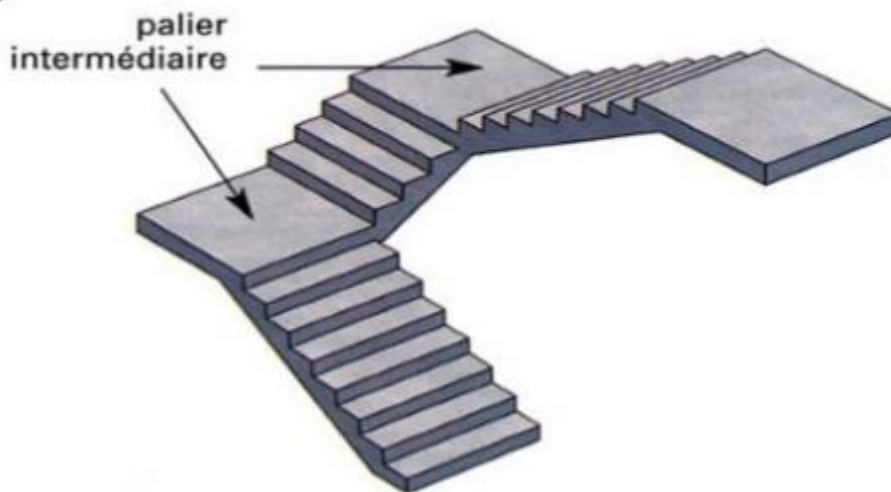


Figure 2.6 : Escaliers à 3 volées droites avec deux paliers intermédiaires

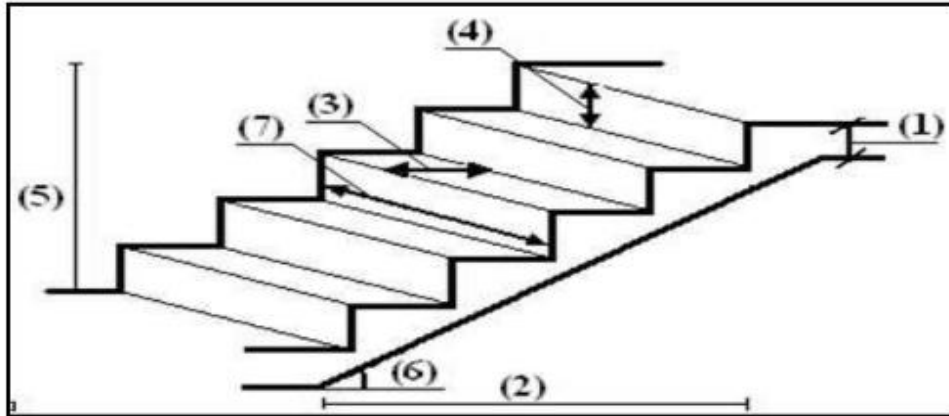


Figure 2.7 : Escalier

Le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h). On utilise la formule de BLONDEL

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

Pour le RDC :

Hauteur d'étage : $H = 3.23$ m

Giron : $g = 30$ cm

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL : On a : $59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

Pour : $h = 17$ cm

➤ Nombre de centre marcher

$$N = \frac{\text{Hauteur d'étage}}{\text{Hauteur de la marche}} \quad \text{Ce qui donne : } N = \frac{323}{17} = 19 \text{ centre marcher}$$

- Le nombre de marches n est égale à $n = N - 1 = 19 - 1 = 18$ marche
- Il y a trois volées :
 - 7 CONTRE MARCHES AU NIVEAU DU VOLEE 1
 - 4 CONTRE MARCHE AU NIVEAU DU VOLEE 2
 - 7 CONTRE MARCHE AU NIVEAIU DU VOLLE 3

- Nombre des marches dans chaque volée :

I. Volée type 1

- Palier :

La Longueur de palier $L=1.1\text{m}$

La hauteur du volées $H'= N \times h=7 \times 17=1.19\text{m}$.

- Paillasse :

La longueur de la ligne de volée

$$L' = g(N - 1) = 30 \times (7-1) = 1.8 \text{ m}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H'}{L'} \Rightarrow \frac{1.19}{2.10} = 0.566 \quad \alpha = 30^\circ$$

La longueur de la paillasse est

$$L = \frac{H'}{\sin \alpha} = \frac{1.19}{\sin(33.42)} = 2.16 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse est $2.16/30 \leq e \leq 2.16/20$

$$\Rightarrow 7.20 \leq e \leq 10.8 \text{ cm}$$

- On prend comme épaisseur de paillasse **$e=18\text{cm}$**

Épaisseur de Palier :

$$e_{\text{palier}} = \frac{e_{\text{paillasse}}}{\cos \alpha} = \frac{18}{\cos \alpha} = 20.7$$

- On prend comme épaisseur de palier **$e=15\text{cm}$** .

II. Volée type 2 :

$$N = n-1 = 4-1=3\text{marches}$$

- Palier :

Palier La Longueur de palier $L=1.1\text{m}$

La hauteur du volées : $H'= N \times h=4 \times 17=0.68\text{m}$

➤ Paillasse :

La longueur de la ligne de volée

$$L' = g (N - 1) = 30 \times (4-1) = 0.9\text{m}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } a = \frac{H'}{L'} \Rightarrow \frac{0.68}{0.9} = 0.75 \quad a = 37.07^\circ$$

La longueur de la paillasse est

$$L = \frac{H'}{\sin a} = \frac{0.68}{\sin(37.07)} = 1.12 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse est $1.12 / 30 \leq e \leq 1.12 / 20 \Rightarrow 3.73 \leq e \leq 5.6 \text{ cm}$

- On prend comme épaisseur de paillasse **$e = 18\text{cm}$**

Épaisseur de Palier :

- On prend comme épaisseur de palier **$e=15\text{cm}$** .

2.3.3. L'acrotère :

L'acrotère est assimilée à une console vertical encadrée à sa base dans le plancher terrasse, son rôle est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse et de protéger le gravier de la poussée du vent. Elle est sollicitée en flexion composée sous l'action de son poids propre « G » et l'action horizontale due à la main courante

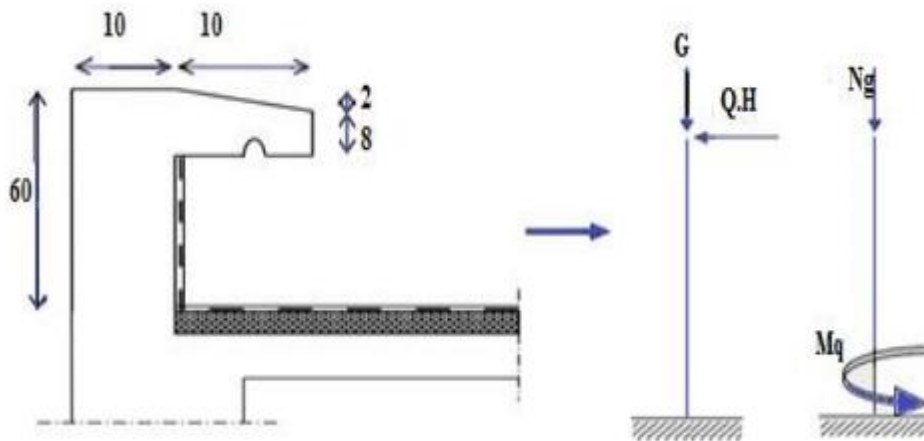


Figure2.8 : forme d'un l'acrotère

- La surface: $S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \left(\frac{0.02 \times 0.1}{2} \right) = 0.0690 \text{ m}^2$
- Le poids : $G = 0.0690 \times 25 = 1.72 \text{ KN/ml.}$

CHAPITRE 3

Descente DES CHARGES

3.1 INTRODUCTION :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure. La charge qui lui revient à chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différents charges et surcharges existantes sont :

Les charges réglementaires sont en général :

- G : charges permanentes qui présentent le poids propre.
- Q : charges d'exploitation ou surcharges.

➤ Rôle de la descente des charges:

- Évaluation des charges prévenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs.

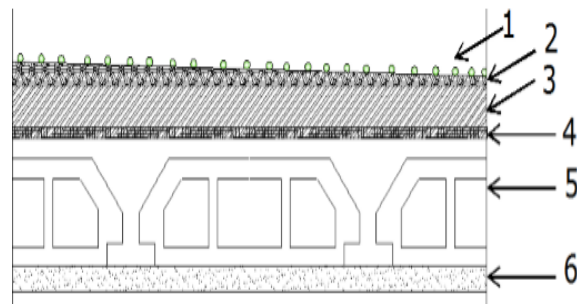
3.2 EVALUATION DES CHARGES

3.2.1 Les planchers

Suivant le **DTR B.C.2.2** les charges permanentes (**G**) pour les planchers à corps creux sont définies comme suit

➤ Plancher terrasse :

- 1) Gravillon de protection.
- 2) Étanchéités multicouches.
- 3) Béton de pente.
- 4) Isolation thermique.
- 5) Plancher à corps creux.
- 6) Enduit en plâtre



✓ **Charge permanente**

Figure 3.2: Plancher à corps creux

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m3)	G (KN/m2)
1-Protection en gravillons roulés	0.05	16	0.8
2-Etanchéité multicouches	0.02	2	0.04
3-Béton forme de pente	0.1	22	2.2
4-Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5-Plancher en corps creux	0.2	13.6	2.85
6-Enduit plâtre	0.02	10	0.2

Tableau 3.1 : Charge permanente de plancher terrasse

$G_T = 6.25 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

❖ Surcharge d'exploitation (DTR B.C 2.2) :

$Q_T = 1 \text{ KN/m}^2$

➤ **Plancher étage courant :**

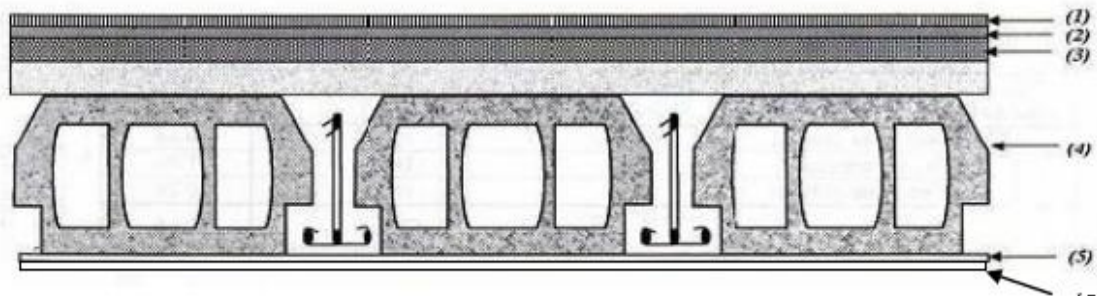


Figure 3.2: Plancher à corps creux (étage courant)

- 1) Carrelage.
- 2) Mortier de pose.
- 3) Isolant phonique.
- 4) Plancher à corps creux.
- 5) Enduit en plâtre.

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m3)	G (KN/m2)
1- Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.4

3- Lit de sable	0.02	18	0.36
4- Plancher à corps creux	0.2	13.6	2.85
5- Enduit en plâtre.	0.02	10	0.2
6- Cloisons légères	0.1	10	1

Tableau 3.2 : Charge permanente de plancher étage courant

$$G = 5.25 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

❖ Surcharge d'exploitation (DTR B.C 2.2) :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

3.2.2 Les murs

❖ **Mur extérieur (double cloison) :**

1. Enduit de ciment.
2. Brique creux.
3. Âme d'air
4. Brique creux
5. Enduit en plâtre

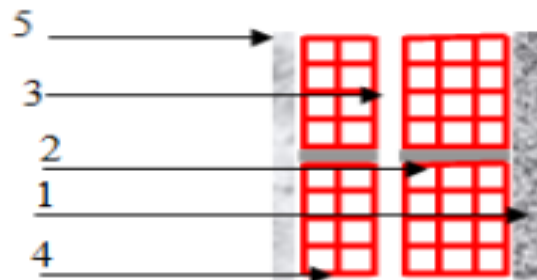


Figure 3.3: Composants des murs extérieurs.

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2- Brique creuses	0.15	9	1.35
3- Âme d'air	5	/	/
4- Brique creuse	0.10	9	0.9
5- Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

Tableau 3.4 : Charge permanente de mur extérieur

$$G = 2.81(KN/m^2)$$

❖ . **Mur intérieur :**

- 1) Enduit en plâtre.
- 2) Brique creux.
- 3) Enduit en plâtre

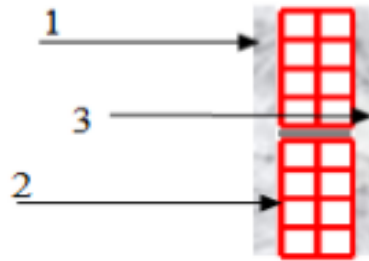


Figure 3.4: Composants des murs intérieurs.

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m3)	G (KN/m2)
1- Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2- Brique creuse	0.10	9	0.9
3- Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

Tableau 3.5: Charge permanente de mur intérieur

$$G = 1.3(KN/m^2)$$

3.2.3 Balcon

- ❖ Charge permanente (DTR B.C 2.2) :

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m3)	G (KN/m2)
1- Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.4

3- Lit de sable	0.02	18	0.36
4- Dalle en béton armé	0.16	25	4
5- Cloison 6	0.1	20	1

Tableau 3.7 : Charge permanente des balcons

$$G = 6.16(KN/m^2)$$

❖ Surcharge d'exploitation (DTR B.C 2.2) :

$$Q = 3.5 KN/m^2$$

3.2.4 Les Escalier

❖ Palier

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m3)	G (KN/m2)
1- Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.4
3- Lit de sable	0.02	18	0.36
4- Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5- Enduit ciment	0.02	20	0.4

Tableau 3.8 : Charge permanente de palier

$$G = 5.6(KN/m^2)$$

et

$$Q = 2.5 (KN/m^2)$$

❖ **Paillasse :**

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m3)	G (KN/m2)
1- Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.4
3- Poids de marche	17 / 2	22	1.87
4- Paillasse	0.18	25	0.18*25/cos 30

5- Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6-Lit de sable	0.02	18	0.36
6- Garde corps	/	/	0.15

Tableau 3.9 : Charge permanente de palier

$G = 7.09 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	et	$Q = 2.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$
--	----	---

3.3 DIMENSIONS DES POTEUAX

Les poteaux sont des éléments structuraux leurs rôles c'est de reprendre les charges verticales, et horizontales et les transmettent aux fondations.

Selon les règles BAEL 91, (article B.8.4.1), l'effort normal ultime N_u agissant dans le poteau.

Doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

A_s : La section d'acier minimale. (Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0.8% de la section réelle du poteau. ($A_s = 0.008 \times B$))

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400 \text{ MPa}$

Br : Section réduite obtenue en retirant 2 cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du Poteau

$$Br = (a-2) (b-2) \dots \text{ cm}^2$$

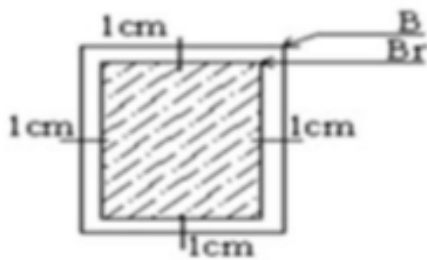


Figure 3.6 : Section réduite du poteau rectangulaire.

Fc28 : résistance à la compression de béton $f_{c28}=25\text{MPa}$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_b = 1.5$$

α : Coefficient fonction de l'élanement du poteau Selon le **BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1)** :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50:$$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

- Calcul de la longueur de flambement : l_f

Le règlement CBA93 définit la longueur de flambement l_f comme suit

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec } i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{b} \sqrt{12} \quad ; \quad l_f = 0.7 h_e = 0.7 * 3.23 = 2.261 \text{ m}$$

- Calcul de l'effort N^- :

Etage	Dimension	Br (cm²)	Lf (m)	λ	a	As(cm²)	N^- (KN)
4èmeétage	40x30	1064	2.261	26.10	0.764	0.171	1505.3
3èmeétage	40x30	1064	2.261	26.10	0.764	0.171	1505.3
2èmeétage	40x30	1064	2.261	26.10	0.764	0.171	1505.3
1èmeétage	40x30	1064	2.261	26.10	0.764	0.171	1505.3
RDC	40x30	1064	2.261	26.10	0.764	0.171	1505.3

Tableau 3.10: Calcul de N^- des poteaux

3.3.1 DESCENTE DES CHARGES

- Charges permanentes et l'effort normal « NG »

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central : B6)

Niveau	Élément	G(KN)	Σ G(KN)
N1	1. Plancher terrasse	<ul style="list-style-type: none"> $6.13 \times (1.5 \times 2.2) + (2 \times 1.5) + (2.3 \times 2.2) + (2 \times 2.3) = 97.8348$ 	121.6848
	2. Poutres principales	<ul style="list-style-type: none"> $(1.5+2.3) \times 25 \times 0.3 \times 0.45 = 12.825$ 	
	3. Poutre secondaires	<ul style="list-style-type: none"> $(2.2+2) \times 25 \times 0.3 \times 0.35 = 11.025$ 	
N2	<ul style="list-style-type: none"> Poteau Mur (transe+long) 	<ul style="list-style-type: none"> $0.3 \times 0.4 \times 3.23 \times 25 = 9.69$ $1.3 \times 3.03 \times (2.2+2+2.1+1.5+2.3) = 39.7839$ 	171.1587
N3	<ul style="list-style-type: none"> Plancher d'étage c Poutres principales Poutre secondaires 	<ul style="list-style-type: none"> $5.41 \times (15.96) = 86.3436$ $(1.5+2.3) \times 25 \times 0.3 \times 0.45 = 12.825$ $(2.2+2) \times 25 \times 0.3 \times 0.35 = 11.025$ 	281.3523
N4	<ul style="list-style-type: none"> Poteau Mur (transe+long) 	<ul style="list-style-type: none"> $0.3 \times 0.4 \times 3.23 \times 25 = 9.69$ $1.3 \times 3.03 \times (2.2+2+2.1+1.5+2.3) = 39.7839$ 	330.8262

N5	<ul style="list-style-type: none"> • Plancher d'étage c • Poutres principales • Poutre secondaires 	<ul style="list-style-type: none"> • 86.3436 • 12.825 • 11.025 	441.0198
N6	<ul style="list-style-type: none"> • Poteau • Mur (transe+long) 	<ul style="list-style-type: none"> • 9.69 • 39.7839 	490.4935
N7	<ul style="list-style-type: none"> • Plancher d'étage c • Poutres principales • Poutre secondaires 	<ul style="list-style-type: none"> • 86.3436 • 12.825 • 11.025 	600.6871
N8	<ul style="list-style-type: none"> • Poteau • Mur 	<ul style="list-style-type: none"> • 9.69 • 39.7839 	650.161
N9	<ul style="list-style-type: none"> • Plancher d'étage c • Poutres principales • Poutre secondaires 	<ul style="list-style-type: none"> • 86.3436 • 12.825 	760.3546

		• 11.025	
N10	<ul style="list-style-type: none"> • Poteau • Mu 	<ul style="list-style-type: none"> • 9.69 • 39.7839 	809.8285
Total		809.8285 KN	

Tableau 3.12 : Détermination des charges d’exploitations

➤ **Dégression des Surcharges d’Exploitation**

D’après le DTR B.C.2.2.5 comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent Simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% par étage jusqu’à 0.5×Q sauf le dernier et l’avant-dernier niveau

$$Q_0 + \frac{3+n}{2^n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_N)$$

n : Nombre d’étage on démarre de haut en bas.

Q0 : la charge d’exploitation sur la terrasse.

$Q_1 + Q_2 + \dots + Q_N$: Les charges d’exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2^n}$ à partir du cinquième étage

Niveau	Dégression	Q [k N]
Sous terrasse 5ème étage	Q0 (2.2 + 2)*(1.5 + 2.3) * 1 = 15.96	15.96
Sous 4ème étage	$Q_0 + Q_1$ 15.96 + (2.2 + 2)*(1.5 + 2.3) * 1.5 = 39.9	39.9
	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	

Sous 3ème étage	$15.96+0.95 (2*25.08)= 63.612$	63.612
Sous 2ème étage	$Q0 + 0,90(Q1 + Q2 + Q3)$ $15.96+0.90 (3*25.08)=$	83.676
Sous 1ème étage	$Q0 + 0,85(Q1+ Q2 + Q3 + Q4)$ $15.96+0.85 (4*25.08)$	101.232
Sous le RDC	101.232 KN	

Tableau 3.11 : Détermination des charges d’exploitations

G total = **809.8285 KN**

Q total=**101.232 KN**

$NU= 1.35 \times 809.8285 + 1.5 \times 101.323 = 1245.11KN$

❖ **Vérification selon le BAEL91 révisées 99 :**

➤ Vérfications du 1.1 $Nu \leq N$

Etage	Dimension	G(KN)	Q(KN)	Nu (KN)	1.1 Nu	N (KN)	1.1 Nu ≤ N
4èmeétag	40x30	171.15	15.96	254.99	280.48	1505.3	Cv
3èmeétag	40x30	330.82	39.9	506.45	557.09	1505.3	Cv
2èmeétag	40x30	490.49	63.61	757.57	833.32	1505.3	Cv
1èmeétag	40x30	650.61	83.67	1003.83	1104.21	1505.3	Cv
RDC	40x30	809.82	101.232	1245.10	1369.61	1505.3	Cv

Tableau3.10 : Vérifications du $1.1Nu \leq N$ des poteaux

➤ Vérification selon le RPA99 (version2003) [article7.4.1 P60] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b.h) \geq 25\text{cm} \text{ min}(30.40) = 30 \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots cv \\ \text{Min}(b.h) \geq \frac{L}{20\text{min}}(30.40) = 30 \geq 16.15\text{cm avec } l = 323\text{cm} \dots\dots\dots cv \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \frac{30}{40} = 0.7 < 4 \dots\dots\dots cv \end{array} \right.$$

➤ **Vérifications spécifiques selon le RPA 99 / version 2003 :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emblée dues à séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $\frac{Nu}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$

B : section brute considérée (art 7.4.3.1 RPA9/2003)

Pour le poteau 30×40 : $\frac{1245.11}{30 \times 40 \times 25} = 0.041 \leq 0.3 \dots\dots\dots$ Vérifiée

3.5 CONCLUSION

Le pré-dimensionnement des éléments principaux et secondaires nous permet d'avoir les Différentes charges qui seront appliquées au différent de la structure. Après que nous avons fini le pré-dimensionnement des éléments structuraux et que nous Avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes

Poutres principales : b × h	30× 45
Poutres secondaires : b × h	30× 35
Poteaux pour : RDC 1.2.3.4	30×40
Balcon : e=15 cm.	e=15 cm.
Voile	e=20 cm.

Plancher corps creux	16+04 cm
Dalle pleine	16 cm

CHAPITRE 4

ETUDE des éléments secondaires

4.1 INTRODUCTION

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement. Ainsi l'escalier, l'acrotère les planchers et enfin le balcon sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts),

4.2 ETUDE DE L'ACROTÈRE

4.2.1 Définition

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, on peut le simuler comme une console encastrée à l'extrémité du plancher terrasse, il a pour objectif l'étanchéité et notamment la protection des personnes accédant à la terrasse. Elle est soumise à son poids propre G qui donne un effort normal N et une surcharge Q due à des poussées d'exploitation humaine ; celle-ci donne des efforts horizontaux créant un moment M au niveau de l'encastrement. Normalement, l'acrotère doit être calculée sous l'action du séisme et du vent, mais ce calcul nous donne généralement des sollicitations très faibles vue sa petite taille, donc on a préféré faire un petit calcul sous ces charges, puis on procède à une vérification à l'effort tranchant

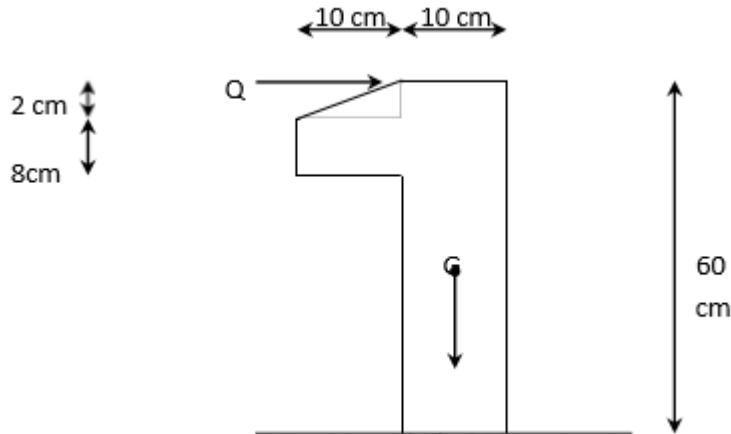


Figure 4.1: schéma de L'acrotère

4.2.2 Méthode de calcul

L'acrotère est un élément en béton armé de 10cm d'épaisseur et d'une hauteur variable, c'est un système isostatique, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Calcul de l'acrotère : Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement

4.2.2.1 Sollicitation :

- Effort normal résultant du poids propre de l'acrotère.
- Un moment provoqué par la charge horizontale due à la main courante.

Pour simplifier les calculs, on travaille par une **bande de 1m** de longueur. La fissuration sera considérée **préjudiciable**.

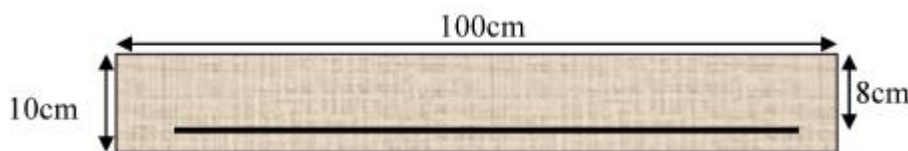


Figure 4.2: Section de calcul de l'acrotère.

➤ **La surface:** $S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \left(\frac{0.02 \times 0.1}{2} \right) = 0.0690 \text{ m}^2$

➤ **Le poids** : $G = 0.0690 \times 25 = 1.72 \text{ KN/ml}$.

➤ **Surcharge d'exploitation** :

$Q = 1 \text{ KN/m}$ (terrasse inaccessible).

4.2.2.2 Calcul des efforts

L'effort normal : $N = G = 1.72 \text{ KN/ml}$.

Le moment fléchissant : $M = Q \cdot h$

Avec Q : surcharge. h : hauteur de l'acrotère, **donc** :

$M = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/m}$

L'acrotère est donc **soumis à la flexion composée**, pour la calculer on va prendre une section rectangulaire soumise à la flexion composée sur M_a et N_G de longueur **$b = 1 \text{ m}$** de **hauteur 10 cm** .

4.2.2.3 Combinaisons des charges :

❖ L'E.L.U

$$N_u = 1.35N = 1.35 \times 1.72 = 2.322 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN}$$

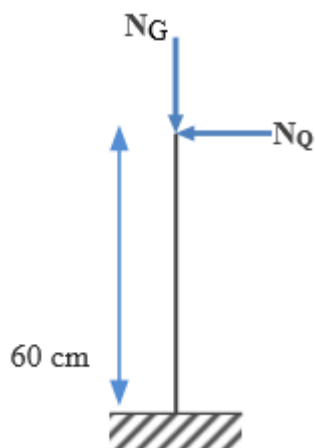


Figure 4.3 : Schéma statique de l'acrotère.

❖ L'E.L.S:

$$N_s = 1.72 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.6 \text{ KN}$$

4.2.2.4 Calcul du ferrailage

✓ Calcul de l'excentricité

$$\text{L'excentricité de 1er ordre : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.322} = 0.39\text{m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - C \leq e_1$$

La section est **partiellement comprimée** car le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures.eu

Donc le calcul de ferrailage de l'acrotère se fera en :

1- flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F

2- flexion composée en fonction de celle qu'on a calculée en flexion simple

✓ Ferrailage en flexion simple

Calcul de moment fictif

$$M_F = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.9 + 2.322 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.96\text{KN.m}$$

Calcul de moment réduit

On calcul la contrainte ultime du béton :

$$M_f = 0.96 \text{ KN .m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.96}{1.0 \cdot 0.08^2 \cdot 14.2} \cdot 10^{-3} = 0.0105 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{la section est simple armature, l'armature de compression ne sont}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}} \right) = 0.013$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.08 (1 - 0.4 \times 0.013) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_f = \frac{M_f}{z \cdot f_{st}} = \frac{0.96}{0.079 \cdot 348} \cdot 10 = 0.34\text{cm}^2$$

✓ Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée :

$$\text{As réelle} = A_f - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0.34 - \frac{2.322 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0.28\text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} \cdot 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \right) \left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0.06 * 25 + 0.6 = 2.1 \\ f_e = 400 \text{ mpa} \end{array} \right.$$

$$A_{min} = \max \left(\frac{100 * 10}{1000} = 1 \text{ cm}^2; 0.23 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2 \right)$$

$$A_{min} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{min}; A_s) = 1 \text{ cm}^2$$

DONC

$$4\text{HA}8/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2 A_u = 2.01 \text{ cm}^2$$

Avec

$$St \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min = (4 * 10; 45 \text{ cm})$$

on adopt $St = 25 \text{ cm}$

Armateur de répartition

$$A_r = A / 4 = 2.01 / 4 = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3\text{HA} 8 = 1.51 \text{ cm}^2 \text{ Avec } St = 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art. A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_U}{d * b} \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_U = 1.5 * Q = 1.5 * 1 = 1.5 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 * 10^3}{80 * 1000} = 0.018 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right) \text{ BAEL91 (art. A.5.1.2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.018 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ Cv}$$

- ✓ **Vérification des contraintes**
État limite de service (E.L.S)

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2f_e}{3}; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\rho f_{t28}})\right) = \min\left(\frac{2 \cdot 400}{3}; \max(200; 110\sqrt{1.6 \cdot 2.1})\right) \\ \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \end{array} \right.$$

$$Y = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_b}{(n \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_s)} \cdot d = \frac{15 \cdot 15}{15 \cdot 15 + 201.63} \cdot 0.08 = 4.21 \text{ cm}$$

$$Z = d - \frac{y}{3} = 6.6 \text{ cm}$$

Moment de service limite

$$M1 = \bar{\sigma}_b \times b \times y \times Z \times 0,5 = 15 \cdot 1 \cdot 4.21 \cdot 6.6 \cdot 0.5 = 20.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{SER} = N_{SER} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + M = 1.72 \cdot (0.08 - 0.05) + 0.6 = 0.65 \text{ KN.m}$$

$M_{SER} = 0.65 \text{ KN.m} < M1 = 20.86 \text{ KN.m} \Rightarrow A'_{ser} = 0$ (La section est sans aciers comprimés)

donc

$$A_{ser} = 0.43 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$A_s = \max(A_{ser}; A_u; A_{min}) = 0.43 \text{ cm Soit : } 4\text{HA8/ml} = 4.52\text{cm}^2 A_u = 2.01\text{cm}^2$$

Vérification vis-à-vis au séisme

D'après le RPA 99/version 2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

A = coefficient d'accélération de zone, obtenue du tableau (4.1P38 du R.P.A99)

Cp : Facteur de la force horizontale pour les éléments secondaires $0.3 \leq C_p \leq 0.8$ obtenue du tableau (6.1p58 du R.P.A99).

$$\left\{ \begin{array}{l} W_p = G = 1.72 \text{ KN/ml. poids propre} \\ C_p = 0.8 \text{ élément console} \\ A = 0.15 \text{ pour la zone IIA, groupe d'usage 2} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 1.72 \times 0.8 = 0.82 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN/m} \dots\dots\dots\text{cv}$$

La force horizontale d'origine sismique est inférieure à celle qui est exercée par la charge d'exploitation donc les armatures calculées sont suffisantes pour pouvoir résister à cette force sismique et seront disposées symétriquement sur les deux faces de l'acrotère à cause de la direction de cette force.

4.2.2.5 Schéma du ferrailage

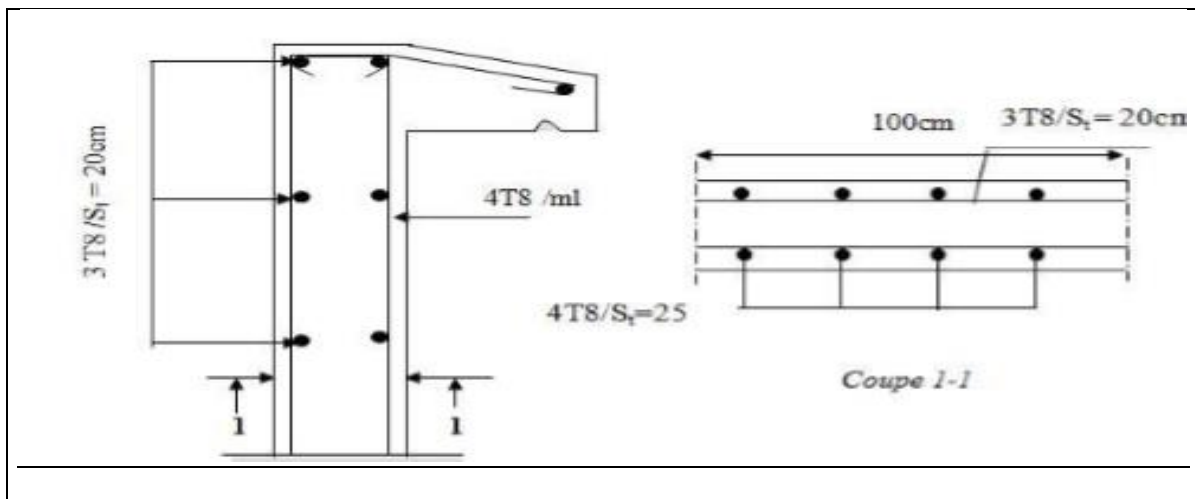


Figure 4.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

2. Les escaliers

4.2.1 Introduction :

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction.

Notre bâtiment comporte un type d'escaliers de trois volées composées d'une pailasse et palier en béton armé et de marches rectangulaires.

D'après le pré dimensionnement des escaliers (chapitre 2). On a :

- L'épaisseur de la pailasse. $e = 18\text{cm}$.

L'épaisseur du palier = 15cm .

- hauteur de l'étage $H_e = 3,23\text{m}$

- hauteur de marche $h = 17\text{cm}$

- nombre des marches $n=15$ (6 marches pour volée type 1 et 3 marche pour volée type 2)
- largeur de la marche $g = 30$ cm

4.2.2. ÉTUDE DES ESCALIER

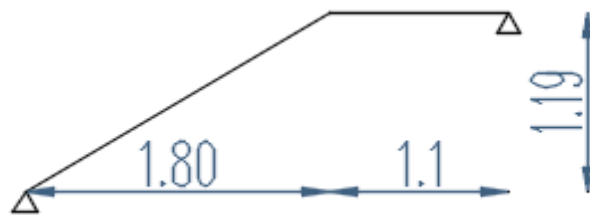
Charge et surcharge : (les escaliers d'habitation)

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place. Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

- Evaluation des charges :

a- volée 1 :

- ✓ La paillasse : $G=7.09\text{KN/ml}$ $Q=2.5\text{KN/ml}$
- ✓ Le palier : $G=5.6\text{KN/ml}$ $Q=2.5\text{KN/ml}$



Combinaisons des charges :

✓ Palier :

$$q_u = 1,35G + 1,5q = (1,35 \times 5.6) + (1,5 \times 2.5) = 11.31 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + q = 5.6 + 2.5 = 8.1 \text{ KN/ml}$$

✓ La paillasse :

$$q_u = 1,35G + 1,5q = (1,35 \times 7.09) + (1,5 \times 2.5) = 13.32 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + q = 7.09 + 2.5 = 9.59 \text{ KN/ml}$$

$$P = \gamma \times e \times b = 20 \times 0.15 \times 1 = 3 \text{ KN/ml}$$

(La charge concentrée due au poids propre de garde de corps).

$$P_u = 1.35 \times 3 = 4.05 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 3 \text{ KN/ml}$$

La charge équivalente:

$$Q_{eq} = \frac{Q_1 * l_1 + Q_2 * l_2}{l_1 + l_2}$$

$Q_u = Q_s = Q_1$: La charge du paillasse.

$Q_u = Q_s = Q_2$: La charge du palier.

La charge équivalente:

$$Q_{eq} = \frac{Q_1 * l_1 + Q_2 * l_2}{l_1 + l_2}$$

$Q_u = Q_s = Q_1$: La charge du paillasse.

$Q_u = Q_s = Q_2$: La charge du palier.

L'ELU

$$Q_{eq} = \frac{13.32 * 1.8 + 1.1 * 11.31}{1.8 + 1.1}$$

$$Q_{eq} = 12.56 \text{ KN/ml}$$

L'ELS

$$Q_{eq} = \frac{9.59 * 1.8 + 1.1 * 8.1}{1.8 + 1.1}$$

$$Q_{eq} = 9.04 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments**

- **Moments isostatiques :**

L'ELU

$$M_0 = \frac{Q_{eq} * l^2}{8} = \frac{12.56 * 2.9^2}{8} = 13.20 \text{ KN .m}$$

L'ELS

$$M_0 = \frac{Q_{ser} \cdot L^2}{8} = \frac{9.04 \cdot 2.9^2}{8} = 9.50 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Moments fléchissant:

- **Sur appuis:**

A l'ELU :

$$M_a = 0.3 \cdot M_0 = 0.3 \times 13.20 = 3.96 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

A l'ELS :

$$M_a = 0.3 \cdot M_0 = 0.3 \times 9.50 = 2.85 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **En travée :**

A l'ELU :

$$M_t = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \times 13.20 = 11.22 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

A l'ELS :

$$M_t = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \times 9.50 = 8.07 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

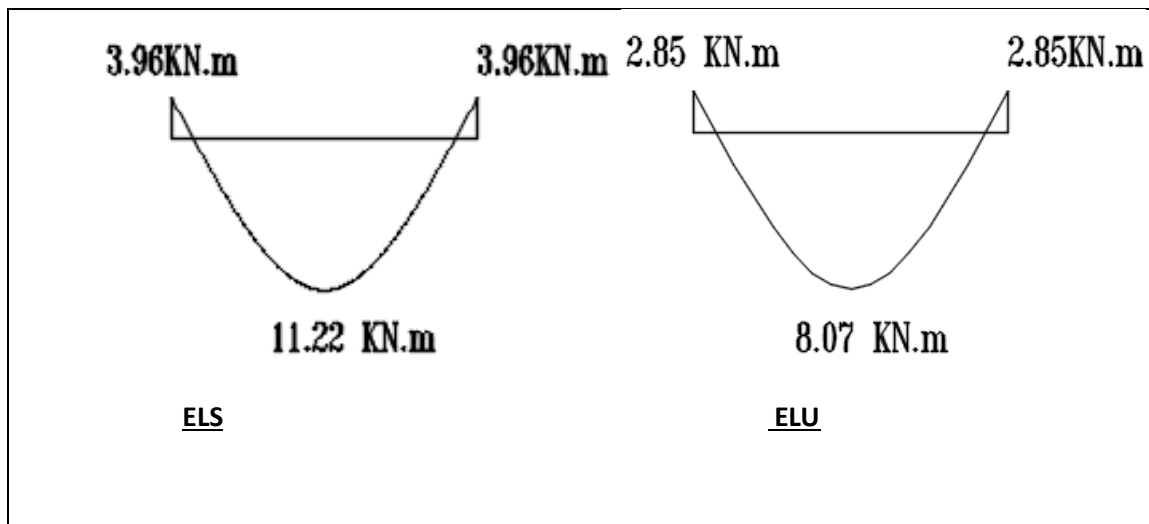
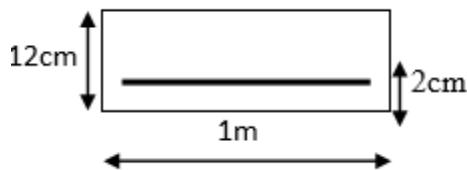


Figure 4.5: Diagrammes des moments fléchissant en travées et en appuis

Calcul de ferrailage:

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de Largeur $b=1\text{m}$

$b = 100\text{cm}$. $e=12\text{cm}$; $d = 10\text{cm}$; $f_{bu}= 14.2\text{MPa}$

○ **En travée :**

$$M_t = 11.22\text{KN} \cdot \text{m}$$

$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.22}{1.0 \cdot 10^2 \cdot 14.2} \cdot 10^{-3} = 0.079 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simple armature
l'armature de compression ne sont

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0.10$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.10(1 - 0.4 \times 0.10) = 0.096 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}} = \frac{11.22}{0.096 \cdot 348} \cdot 10 = 3.36\text{cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52\text{cm}^2$ $A_u = 3.93\text{cm}^2$ avec $S_t = 20\text{cm}$

○ **En Appuis**

$$M_a = 3.96 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.96}{1.0 \cdot 10^2 \cdot 14.2} \cdot 10^{-3} = 0.027 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simple armature,
l'armature de compression ne sont

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0.034$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.10 (1 - 0.4 \times 0.034) = 0.099 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \cdot f_{st}} = \frac{3.96}{0.099 \cdot 3.48} \cdot 10 = 1.15 \text{ cm}^2$$

On va adopter en appuis **4HA10/ml** avec : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2$ $St = 25 \text{ cm}$

Armateur de répartition

$$\text{En travée : } A_r = A_t / 4 = 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En Appuis : } A_r = A_t / 4 = 3.14/4 = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA8 Avec : } A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml } St = 25 \text{ cm}$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \leq A_{calculer} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0.06 * 25 + 0.6 = 2.1 \\ f_e = 400 \text{ mpa} \end{array} \right.$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2 \leq A_T = 4.52 \text{ (cm}^2) \dots \text{ C v}$$

$$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \leq A_a = 3.14 \text{ (cm}^2) \dots \text{ C v}$$

Vérification de l'effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art. A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b} \leq \bar{\tau}_u$$

- $T_u \text{ max} = q_u L/2 = 12.56 \times 2.9/2 = 18.21 \text{ KN}$
- $d = 0.12 - 0.02 = 0.1 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{18.21 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.1} = 0.182 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \text{ BAEL91 (art. A.5.1.2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.182 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C v ; Donc il n y a pas de risque de cisaillement}$$

Vérification de la disposition des armatures :(Art824BAEL91)

Armatures longitudinales :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots C v$$

$$S_t \leq \min (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots C v$$

Armatures de répartitions :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots C v$$

$$S_t \leq \min (4h; 45\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots C v$$

Vérification à L'ELS :

✓ Vérification des contraintes maximales dans le béton :

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant

	Mser	As (cm)	Y (cm)	I (cm4)	$\frac{\sigma_{bc}}{I} \times y$	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
Travée	8.07	3.39	3,70	9620,75	2,050	15	Cv
Appui	2.85	1.57	3.27	5867.30	3.18	15	Cv

Tableau 4.1 :Les contraintes dans le béton de l'escalier.

Vérification de la flèche : BAEL91 (b.6.8)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0} \frac{1}{20} \rightarrow \frac{12}{290} = 0.041 \geq \frac{8.05}{9.50} \frac{1}{20} = 0.042 \dots\dots\dots cv \\ \frac{a}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{100*10} = 0.003 \leq 0.0105 \dots\dots\dots cv \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{12}{290} = 0.041 \geq 0.06 \dots\dots\dots cv \end{array} \right.$$

La 1er et 3ème condition ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche

Calcul de la flèche : (règlement CBA93)

$$\Delta F = F_V - F_t < \bar{F} = \frac{l}{500}$$

$$\bar{F} = \frac{l}{500} = \frac{290}{500} = 0.58$$

Les résultats du calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

IO (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	σ_s MPa	u	I_{fi}	I_{fv}	F_i	F_v
25726.6	0.019	3.79	1.5	124.97	0.51	9644,6	14504,7	0.232	0.468

Tableau 4.2 : Vérification de la flèche dans les escaliers

$\Delta F = 0.22 < 0.58$ cv

Schémas de ferrailage des escaliers

FERRAILAGE DE LA 1ère VOLEE

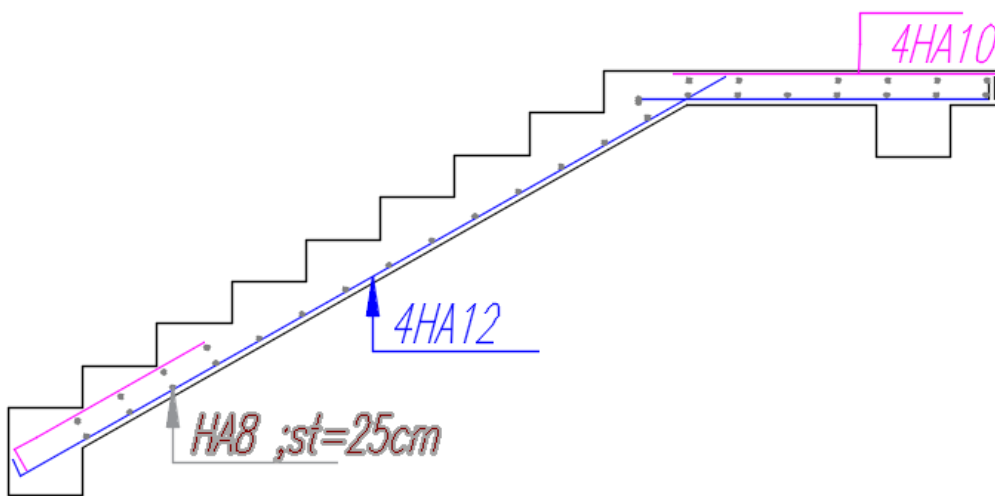


Figure 4.6 : Ferrailage de volée (1+3)

b- volée 2 :

✓ **La paillasse :**

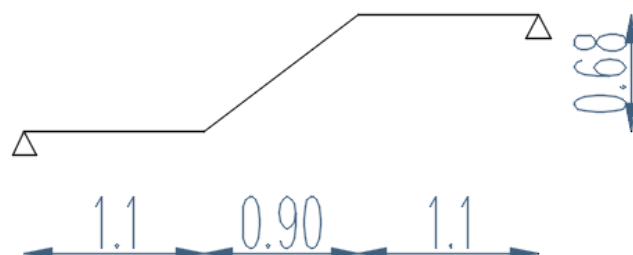
G=7.09KN/ml

Q=2.5KN/ml

✓ **Le palier :**

G=5.6KN/ml

Q=2.5KN/ml



Combinaisons des charges :✓ **Palier :**

$$q_u = 1,35G + 1,5q = (1,35 \times 5.6) + (1,5 \times 2.5) = 11.31 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + q = 5.6 + 2.5 = 8.1 \text{ KN/ml}$$

✓ **La paillese :**

$$q_u = 1,35G + 1,5q = (1,35 \times 7.09) + (1,5 \times 2.5) = 13.32 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + q = 7.09 + 2.5 = 9.59 \text{ KN/ml}$$

La charge équivalente:

$$Q_{eq} = \frac{Q_1 * l_1 + Q_2 * l_2}{l_1 + l_2}$$

$Q_u = Q_s = Q_1$: La charge du paillese.

$Q_u = Q_s = Q_2$: La charge du palier.

La charge équivalente:

$$Q_{eq} = \frac{Q_1 * l_1 + Q_2 * l_2}{l_1 + l_2}$$

$Q_u = Q_s = Q_1$: La charge du paillese.

$Q_u = Q_s = Q_2$: La charge du palier.

L'ELU

$$Q_{eq} = \frac{13.32 * 0.9 + 2 * (1.1 * 11.31)}{0.9 + 1.1 * 2}$$

$$Q_{eq} = 11.89 \text{ KN/ml}$$

L'ELS

$$Q_{eq} = \frac{9.59 * 0.9 + 2 * 1.1 * 8.1}{0.9 + 2 * 1.1}$$

$$Q_{eq} = 8.53 \text{ KN/ml}$$

1. Calcul des moments :

L'ELU

$$M_0 = \frac{Q_{eq} * L^2}{8} = \frac{11.89 * 3.1^2}{8} = 14.28 \text{ KN .m}$$

L'ELS

$$M_0 = \frac{Q_{ser} * L^2}{8} = \frac{8.53 * 3.1^2}{8} = 10.24 \text{ KN .m}$$

2. Moments fléchissant:

○ **Sur appuis:**

L'ELU

$$M_a = 0.3 * M_0 = 0.3 * 14.28 = 4.28 \text{ KN .m}$$

L'ELS :

$$M_a = 0.3 * M_0 = 0.3 * 10.24 = 3.07 \text{ KN .m}$$

○ **En travée :**

L'ELU :

$$M_t = 0.85 * M_0 = 0.85 * 14.28 = 12.13 \text{ KN .m}$$

L'ELS :

$$M_t = 0.85 * M_0 = 0.85 * 10.24 = 8.70 \text{ KN .m}$$

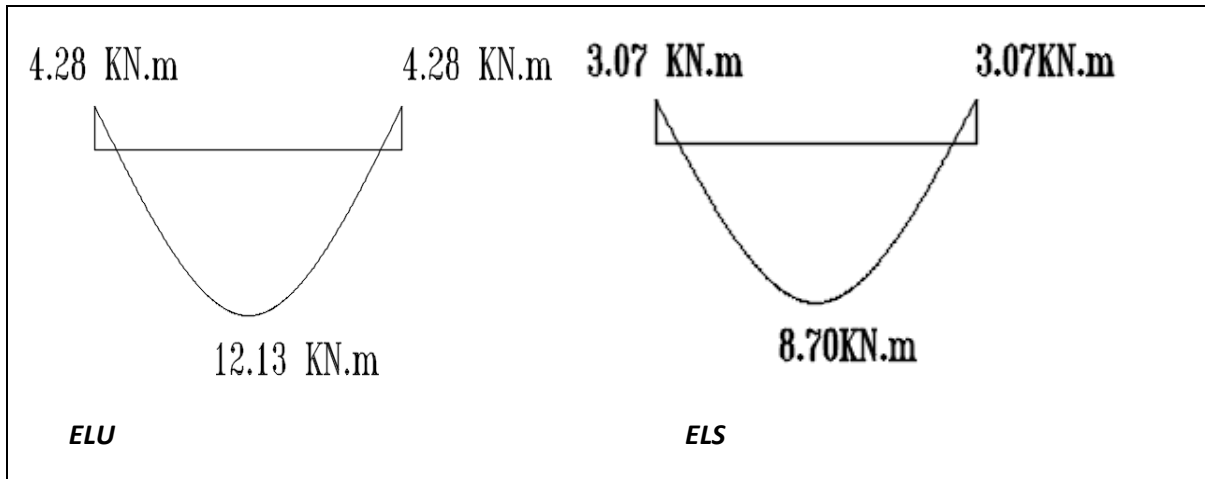
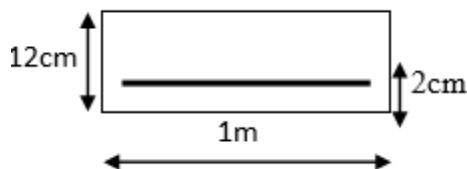


Figure4.7: Diagrammes des moments fléchissant en travées et en appuis

Calcul de ferrailage:

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de Largeur $b=1\text{m}$
 $b = 100\text{cm}$. $e=12\text{cm}$; $d = 10\text{cm}$; $f_{bu}= 14.2\text{MPa}$



○ **En travée :**

$$M_t = 12.13\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.13}{1.0 \cdot 10^2 \cdot 14.2} \cdot 10^{-3} = 0.085 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{la section est simple armature}$$

l'armature de compression ne sont

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0.11$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.10 (1 - 0.4 \times 0.11) = 0.096 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z.f_{st}} = \frac{12.13}{0.096.348} \cdot 10 = 3.63 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12/ml = 4.52 cm²; Au=3.93 cm² avec St=20 cm

○ **En Appuis**

$$M_a = 4.28 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{4.28}{1.0.10^2.14.2} \cdot 10^{-3} = 0.03 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{la section est simple armature, l'armature de compression ne sont}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0.038$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.10(1 - 0.4 \times 0.038) = 0.098 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{z.f_{st}} = \frac{4.28}{0.098.348} \cdot 10 = 1.25 \text{ cm}^2$$

On va adopter en appuis 4HA10/ml avec : Aa=3.14 cm² St=25 cm

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \leq A_{calculer} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0.06 \cdot 25 + 0.6 = 2.1 \\ f_e = 400 \text{ mpa} \end{array} \right.$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2 \leq A_T = 4.52 \text{ (cm}^2) \dots \text{ C v}$$

$$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \leq A_a = 3.14 \text{ (cm}^2) \dots \text{ C v}$$

Armateur de répartition

$$\text{En travée : } A_r = A_t / 4 = 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{En Appuis : } A_r = A_t / 4 = 3.14/4 = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : 4HA8 Avec : } A_r = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ St} = 25 \text{ cm}$$

Vérification de la disposition des armatures :(Art824BAEL91) :

Armatures longitudinales :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots C v$$

$$S_t \leq \min (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots C v$$

Armatures de répartitions :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots C v$$

$$S_t \leq \min (4h; 45\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots C v$$

Vérification de l'effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art. A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} \leq \bar{\tau}_u$$

- $T_u \text{ max} = q_u L/2 = 12.56 \times 3.1/2 = 19.46\text{KN}$
- $d = 0.12 - 0.02 = 0.1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{19.46 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.1} = 0.19 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \text{ BAEL91 (art. A.5.1.2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots C v ; \text{ Donc il n y a pas de risque de cisaillement}$$

Schémas de ferrailage des escaliers

FERRAILLAGE DE LA 2^{ème} VOLEE

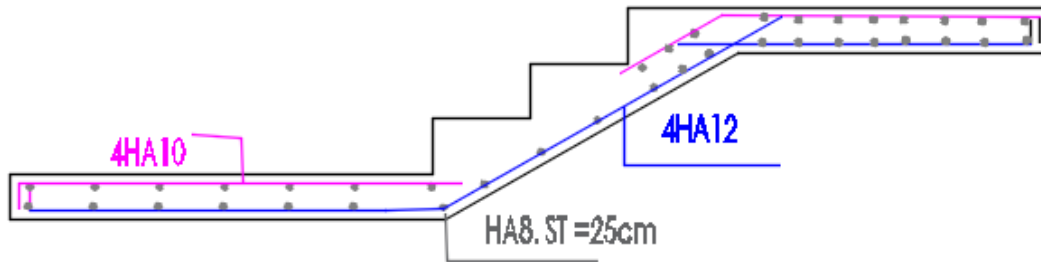


Figure 4.8 : Ferrailage de paillasse

4.2.3 Etude de la poutre palière

4.2.3.1 Pré dimensionnement

Condition du porté Selon BAEL 9

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

$$0.4 * h \leq b \leq 0.8 * h$$

Avec :

h :Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

L : la portée maximal de la poutre.

Pour $L = 350cm \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35 \Rightarrow on prend h = 35 cm$.

Et $14 \leq b \leq 28 \Rightarrow on prend b = 25cm$.

- D'après le **RPA version 2003** :

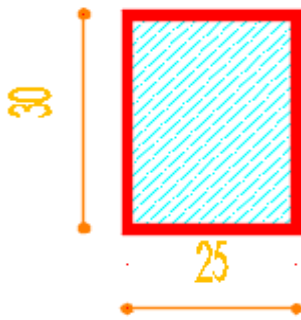
$h \geq 30cm \rightarrow 35cm \geq 30cm \dots \dots \dots$ Vérifiée

$b \geq 20cm \rightarrow 25 \geq 20cm \dots \dots \dots$ Vérifiée

$h/b \leq 4 \rightarrow 35/25 = 1.4 \leq 4 \dots \dots \dots$ Vérifié

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions des poutres palières

30 × 25cm²



4.2.3.2 Évaluation des charges

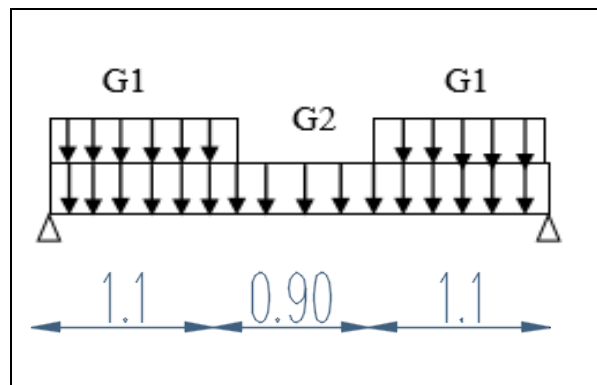


Figure 4.9: schéma statique de la poutre Brisée

La poutre palière est soumise à

- ✓ Charge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}$
- ✓ Réaction d'appui provenant de l'escalier :

ELU

$$R_A = R_B = \frac{qe \cdot l}{2} = \frac{11.89 \cdot 3.1}{2} = 18.42 \text{ KN/m}$$

ELS

$$R_A = R_B = \frac{qe \cdot l}{2} = \frac{8.53 \cdot 3.1}{2} = 13.22 \text{ KN/}$$

G	
Poids de la poutre	$0.35 \times 0.25 \times 25 = 2.19 \text{ KN /ml}$

Poids de mur	$1.3 \times (3.03 - 1.19) = 2.39 \text{ KN/ml}$
--------------	---

Tableau 4.3 : Evaluation des charges et surcharges

➤ . Combinaison de charges

ELU :

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

$$q_u = 1.35 (G_p + mur) + RB = 1.35 (2.19 + 2.39) + 18.42 + 1.5(2.5) = 28.35 \text{ KN/m}$$

ELS:

$$q_s = (G_p + mur) + RB + Q = (2.19 + 2.39) + 13.22 + (2.5) = 20.3 \text{ KN/m}$$

4.2.3.3 Calcul des sollicitations

ELU :

- Moment isostatique :

$$M_{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{28.35 \times 3.1^2}{8} = 34.05 \text{ KN. m}$$

- Effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{28.35 \times 3.1}{2} = 43.94 \text{ KN}$$

ELS:

- Moment isostatique :

$$M_{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{20.3 \times 3.1^2}{8} = 24.38 \text{ KN. m}$$

- Effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{20.3 \times 3.1}{2} = 31.46 \text{ KN}$$

- calcule les moments majorés
 - Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M(x)_{\max}$
 - En travée : $M_t = 0,85 \times M(x)_{\max}$

Etats limites	ELU :	ELS:
Le moment maximal sur appui (KN .m)	10.22	7.21
Le moment maximal sur travée (KN. m)	28.94	20.43

Tableau 4.4 : Les sollicitations maximales dans la poutre palière.

4.2.3.4. Ferrailage de la poutre palière

$b = 25\text{cm}$; $h = 35\text{cm}$; $d = h - c = 35 - 2 = 33\text{cm}$

❖ Les armatures longitudinales

En appuis :

$$M_a = 10.22 \text{ KN .m}$$

$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.22}{0.25 \cdot 0.33^2 \cdot 14.2} \cdot 10^{-3} = 0.026 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simple armature, l'armature de compression ne sont

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0.032$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.33(1 - 0.4 \times 0.032) = 0.325 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}} = \frac{10.22}{0.325 \cdot 348} \cdot 10 = 0.90 \text{ cm}^2$$

On va adopter en appuis **3HA12 avec : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2$** $St = 25\text{cm}$

En travée

$$M_t = 28.94 \text{ KN..m}$$

$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{28.94}{0.25 \cdot 0.33^2 \cdot 14.2} \cdot 10^{-3} = 0.074 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simple armature, l'armature de compression ne sont

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0.096$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.33(1 - 0.4 \times 0.096) = 0.317 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}} = \frac{28.94}{0.317 \cdot 348} \cdot 10 = 2.62 \text{ cm}^2$$

On va adopter $3HA12 = 3.39\text{cm}^2$ $St=25\text{cm}$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \leq A_{calculer} \quad \begin{cases} f_{tj} = 0.06 * 25 + 0.6 = 2.1 \\ f_e = 400 \text{ mpa} \end{cases}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 25 \cdot 33 \cdot \frac{2.1}{400} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1 \text{ cm}^2 \leq A_T = 3.39 \text{ (cm}^2) \dots \text{ C v}$$

$$A_{min} = 1 \text{ cm}^2 \leq A_a = 3.39 \text{ (cm}^2) \dots \text{ C v}$$

-Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$3.39 + 3.39 = 6.78 \text{ cm}^2 > 0,005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$6.78 \text{ cm}^2 < 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 25 = 30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

❖ Les armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} \\ \frac{b}{10} \\ \phi_t \end{cases} \rightarrow \min \begin{cases} \frac{300}{35} \\ \frac{250}{10} \\ 14 \end{cases} = \phi_t \leq 8.5 \text{ (mm)} \text{ On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement des barres : D'après RPA99 Art7.5.2.2 on obtient

Dans la zone nodale :

$$s \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t ; \right) \text{ cm} = \min \left(\frac{30}{4} ; 12\phi_t \right) = \min (7.5; 9.6) = 7.5 \text{ cm} \text{ On prend : } \phi_t = 8 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S' \leq h/2 = 15 \text{ cm} \text{ On prend : } \phi_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant (Vérification au cisaillement (BAEL 91/99)) :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art. A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{43.94}{250 \cdot 330} = 0.53 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \text{ BAEL91 (art. A.5.1.2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.53 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Cv}$$

4.2.3.5. Ferrailage sous sollicitations de torsion

Calcul de la contrainte tangentiel de torsion :

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, les contraintes de cisaillement Dues à la torsion pour une section $\tau_{tor} = \frac{M_U}{2\Omega e}$

M_U : Moment de torsion.

e : Épaisseur réelle de la paroi.

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur des parois.

$$e = h / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) (h - e) = 500 \text{ cm}^2$$

$$M_{tor} = 0,2M_0 = 0,2 \times 34.05 = 6.81 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{tor} = \frac{6.8110^3}{2.500.5} = 1.36 \text{ MPA}$$

$$\tau_{flexion} = \frac{T_U}{b.d} = \frac{43.9410^3}{250.280} = 0.62 \text{ MPA}$$

○ **Vérification de contraintes tangentielles :**

La fissuration est peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA}$$

Pour les sections creuses, on doit aussi vérifier :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

$$\tau_u = \sqrt{1.36^2 + 0.62^2}$$

$$\tau_u = 1.49 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA}$$

○ **Détermination des armatures de torsion**

Les armatures longitudinales :

$$\sum A_1 = \frac{M_{tor} \cdot u \cdot \gamma_s}{f_e \cdot 2 \cdot \Omega}$$

Avec :

$\sum A_1$: est la section des armatures longitudinales engendrés par la torsion,

U : Le périmètre du contour d'aire Ω

$$U = 2 \cdot \left(b - \frac{a}{6} \right) \cdot 2 = 80 \text{ cm}$$

$$\sum A_1 = 2,57 \text{ cm}^2.$$

On adopte **2HA14** soit $A = 3,08 \text{ cm}^2$

Pour l'espacement on prend $St = 15 \text{ cm}$

Les armatures Transversales

$$A_t = \frac{M_{tor} St \cdot \gamma_s}{f_e \cdot 2 \cdot \Omega} \rightarrow A_t = 0.29 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition

$$A_{min} \geq 0,4 \times b \times \frac{u}{f_e} \rightarrow A_{min} \geq 0.62$$

On adopte : cadre T8.

Ferraillage totale :

La poutre brisée, on doit superposer les deux ferraillements de flexion et de torsion

4.2.3.6. Schéma de ferraillement de poutre brisée

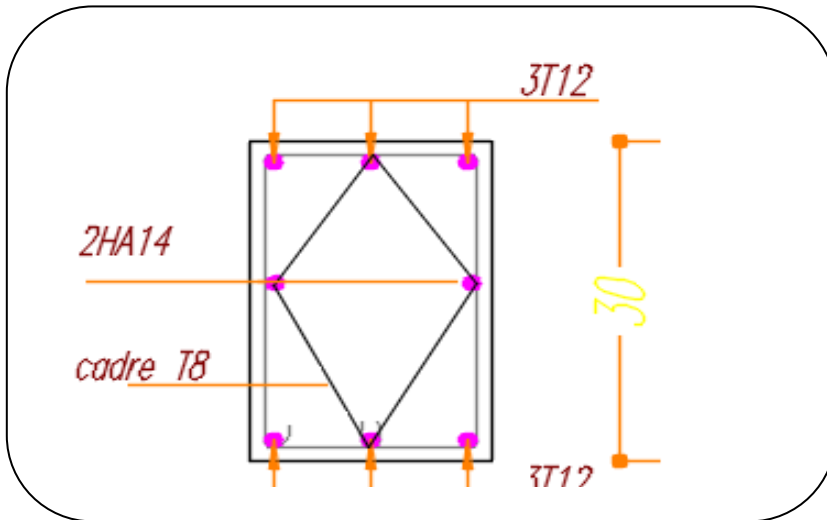


Figure 4.11: Schéma de ferrailage de poutre brisée

4.3. DALLE PLEINE

4.3.1. Introduction

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console ; $G = 5.35\text{KN/ml}$
- Q: Surcharge d'exploitation ; $Q = 3.5\text{KN/ml}$

Dans notre cas les dalles qui reposent :

- sur 3 appuis ont une portée égale à :
- sur 2 appuis ont une portée égale à :

4.3. 2Méthode de calcul :

Dans ce cas on utilise la méthode de la ligne de rupture (art A3.2.5 du BAEL 91)

a- dalle reposant sur trois appuis

$L_x = 155 \text{ cm}$; $L_y = 2.6\text{cm}$

$e = 15 \text{ cm}$

1^{er} cas: $L_y \geq \frac{L_x}{2}$

$$\begin{cases} \mu_x = q \frac{L_x^2}{8} \left(L_y - \frac{L_x}{2} \right) + q \frac{L_x^2}{48} \\ \mu_y = q \frac{L_x^3}{24} \end{cases}$$

2^{er} cas: $L_y \leq \frac{L_x}{2}$

$$\begin{cases} \mu_x = q \frac{L_y^3}{6} \\ \mu_y = q \frac{L_y^3}{2} \times L_x - \frac{2}{3} \times q L_y^3 \end{cases}$$

Les moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{\mu_x}{L_y} \\ M_{0y} = \frac{\mu_y}{L_x} \end{cases}$$

Moment en travée et en appuis :

✓ Pour la dalle intermédiaire :

Sur travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases}$$

Sur appuis

$$Max = May = 0.5M_0$$

✓ Pour la dalle de rive :

Sur travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} \end{cases}$$

Sur appuis

Ma= -0.3Mopour appuis de rive.

Ma= -0.5 Mo pour appuis intermédiaire.

Dans notre cas on utilise :

- ✓ 1^{er} cas: $L_y \geq \frac{L_x}{2}$
- ✓ La dalle de rive

❖ **Combinaisons de charges :**

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = (1,35 \times 5,35) + (1,5 \times 3,50) = 12,472 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_u = 5,35 + 3,50 = 8,85 \text{ KN/ml}$$

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Type	L_x	L_y	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}	M_{tx}	M_{ax}	M_{ty}	M_{ay}
ELU	1	1.55	2.6	7.45	1.93	2.86	1.45	2.43	0.86	1.23	0.44
ELS	1	1.55	2.6	5.29	1.37	2.03	0.88	1.73	0.61	0.74	0.26

Tableau 4.5 : Les moments de les deux types a L'ELU et L'ELS

Sens xx

✓ E.L.U :

Travée

Calcul à la flexion simple pour une bande de (1×e) m²

$$b = 100 \text{ cm}, ; d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm. (c: l'enrobage)}$$

$$\mu_{tu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,43}{1,0 \cdot 15^2 \cdot 14,2} \cdot 10^{-3} = 0,007 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0 ;$$

Pas d'armatures comprimées

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,008$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,15 (1 - 0,4 \times 0,008) = 0,149 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}} = \frac{2,43}{0,149 \cdot 348} = 0,47 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \leq A_{calculer} \quad \begin{cases} f_{tj} = 0.06 * 25 + 0.6 = 2.1 \\ f_e = 400 \text{ mpa} \end{cases}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 1.0 \cdot 13 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.88 \text{ cm}^2$$

On a

$$A_{min} > A_{tx}$$

On adopte 4HA10 → $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

Avec $St=25\text{cm}$

Espacement **st** : $St=25\text{cm} \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = (60; 45) \dots\dots\dots \text{c v}$

- Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

	M (KN. m)	μ_{bu}	μ_l	α	z	A_{calc} (cm2)	A_{min} (cm2)	A_{adop} (cm2)
Travée	2.43	0.007	0.139	0.008	015	0.47	1.81	4HA10= 3.14
Appuis	0.86	0.002	0.139	0.003	0.15	0.16	1.81	4AH10=3.14

Tableau 4.6 : les sections des armatures (Sens xx)

Sens yy

	M (KN. m)	μ_{bu}	μ_l	α	z	A_{calc} (cm2)	A_{min} (cm2)	A_{adop} (cm2)
Travée	1.23	0.004	0.139	0.005	0.15	0.24	1.81	4HA10= 3.14
Appuis	0.44	0.001	0.139	0.001	0.15	0.08	1.81	4HA10= 3.14

Tableau 5.7 : les sections des armatures (Sens y y)

ELS :

Les balcons sont exposés aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable. On doit faire une vérification des contraintes dans les aciers et le béton en se basant sur les conditions suivante

- Vérification des contraintes maximales dans le béton

ON DOIT VERIFIER :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL (E.III.2)}$$

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

2 Position de l'axe neutre y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 3.14 (y - 13) = 0 \Rightarrow 5y^2 + 47.1y - 612.3 = 0$$

Calcul de l'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

	sens	Mser	As (cm)	Y (cm)	I (cm4)	$\frac{\sigma_{bc}}{I} \times y$	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
Travée	x-x	1.73	4HA10=3.14	3.05	5608.77	0.94	15	Cv
	y-y	0.74	4HA10=3.14	3.05	5608.77	0.40	15	Cv
appuis	x-x	0.61	4AH8=2.01	2.52	3844.82	0.39	15	Cv
	y-y	0.26	4AH8=2.01	2.52	3844.82	0.17	15	Cv

Tableau 4.8. : Les contraintes dans le béton de la dalle sur 3 appuis

- **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

ON DOIT VERIFIER: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

	sens	Mser (cm)	As (cm)	d (cm)	Y (cm)	I (cm4)	$\frac{\sigma_{bc}}{n \cdot M_{ser}} \times \frac{I}{(d - y)}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
Travée	x-x	1.73	3.14	13	3.05	5608.77	46.03	201.6	Cv
	y-y	0.74	3.14	13	3.05	5608.77	19.69	201.6	Cv
appuis	x-x	0.61	2.01	13	2.52	3844.82	24.94	201.6	Cv
	y-y	0.26	2.01	13	2.52	3844.82	10.63	201.6	Cv

Tableau.6.9 : Les contraintes dans l'acier de la dalle sur3 appuis

Vérification de la flèche : BAEL91 (b.6.8, 424) :

Sens- x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tx}}{M_{0x}} \frac{1}{20} \rightarrow \frac{15}{155} = 0.096 \geq \frac{1.73}{2.03} \frac{1}{20} = 0.042 \dots \dots \dots cv \\ \frac{a}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \cdot 13} = 0.002 \leq 0.0105 \dots \dots \dots cv \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{155} = 0.09 \geq 0.06 \dots \dots \dots cv \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon y.

Sens-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tx}}{M_{0x}} \frac{1}{20} \rightarrow \frac{15}{155} = 0.096 \geq \frac{0.74}{0.88} \frac{1}{20} = 0.042 \dots \dots \dots cv \\ \frac{a}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \cdot 13} = 0.002 \leq 0.0105 \dots \dots \dots cv \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{155} = 0.09 \geq 0.06 \dots \dots \dots cv \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon y.

4.3.3. Schéma de ferrailage du balcon 3appuis :

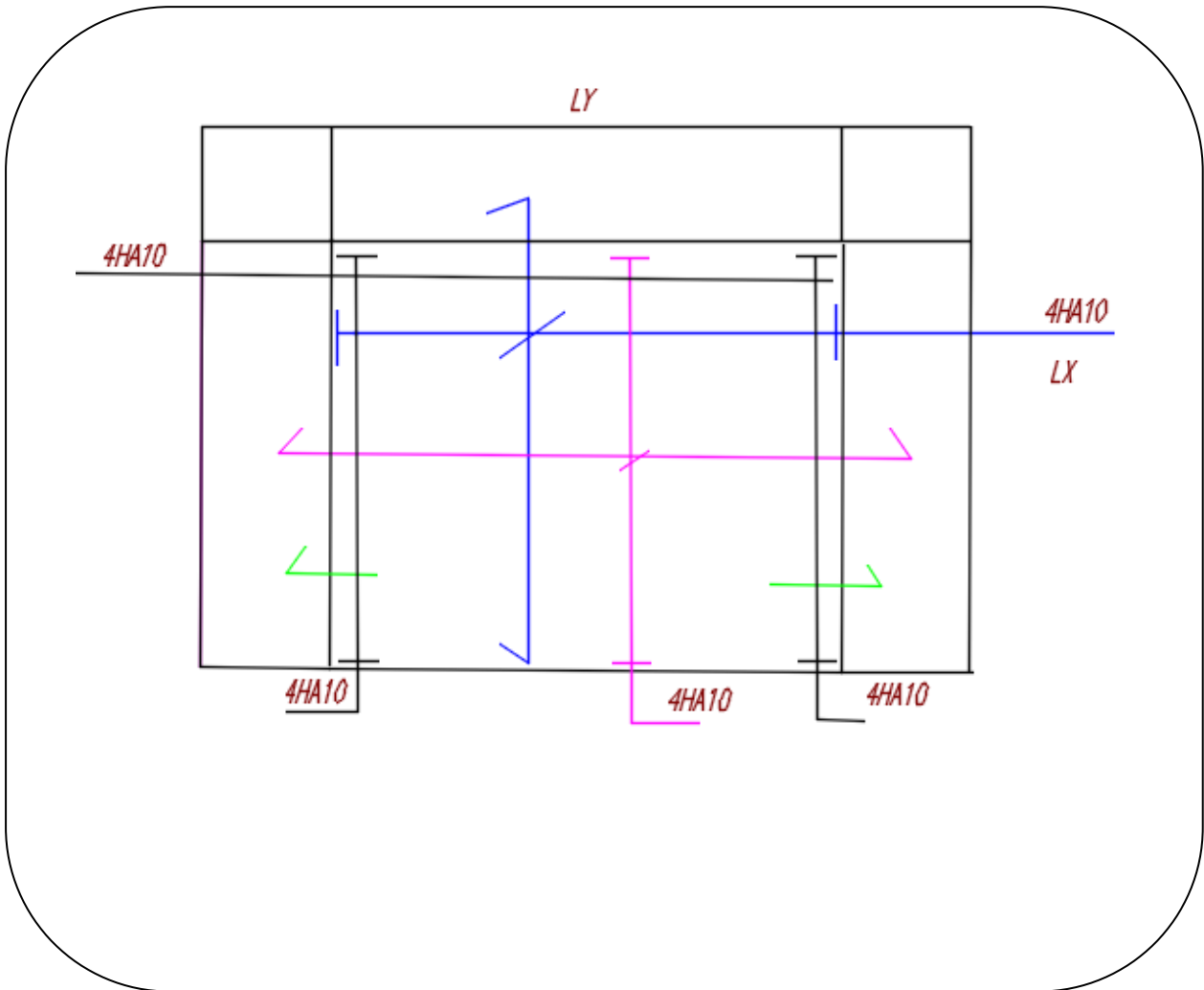


Figure 4.12. Schéma de ferrailage du balcon trois appuis.

Chapitre 5

Étude des planchers

5.1 Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux Successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés a des poutrelles préfabriquées. Le plancher a corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm
- Remplissage en corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16cm
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - ✓ Résister aux efforts dus charges appliquées sur des surfaces réduites.

5.2 PLANCHER CORPS CREUX

5.2.1 Evaluation des charges

PLANCHER	Charge permanente G (KN/ m ²)	Surcharge d'exploitation Q (KN/m ²)	b*G (KN/m)	b*Q (KN/m)
Terrasse	6.25	1	4.063	0.65
Étage Courant	5.25	1.5	3.413	0.975

Tableau 5.1 : Évaluation des charges des planchers à corps creux.

5.2.1 Choix de la méthode de calcul

1. Méthode forfaitaire

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifier dite méthode Forfaitaire cette méthode n'est applicable que si les quatre « 04 » conditions suivantes Sont remplies

- ✓ La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$
- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- ✓ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$
- ✓ Fissuration considérée comme non préjudiciable.
- Pour les dalles calculées dans un seul sens ; les poutrelles et les poutres on peut évaluer les valeurs max des moments en travées et sur les appuis a des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant « M_0 » dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

Appelant :

M_0 : Moment max de la travée indépendante.

M_t : Moment max dans la travée étudiée.

M_w : Moment sur l'appui de gauche de la travée.

M_e : Moment sur l'appui de droite de la travée.

α : le rapport de charges d'exploitation « q » à la somme des charges

Permanentés « g » et les charges d'exploitation « q » : $\frac{q}{q+g}$

Les valeurs prise pour « $M_t ; M_w ; M_e ;$ » doivent vérifier les conditions suivantes :

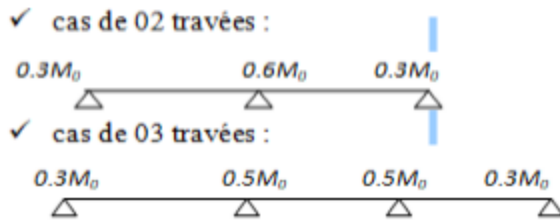
1. Travée de rive:

$$M_t \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} (\max (1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0) - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

2. Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} (\max (1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0) - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :



Efforts tranchants :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ \text{et} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{array} \right.$$

✓ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- Fissuration peut préjudiciable.....vérifiée
- Poutre à inerties transversales constantes vérifiées
- Charge d'exploitation modérée :

1. Plancher étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.25\text{KN/m}^2 ; Q = 1.5\text{KN/m}^2 \\ 1.5 \leq \max \left(2 * 5.25 ; \frac{5\text{KN}}{\text{m}^2} \right) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1.5 \leq 10.5\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$2. \text{Plancher terrasse : } \begin{cases} G = 6.25 \text{KN/m}^2 ; Q = 1 \text{KN/m}^2 \\ 1 \leq \max \left(2 * 6.25 ; \frac{5 \text{KN}}{\text{m}^2} \right) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1.5 \leq 12.5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Les portées successives doivent être dans un rapport compris entre :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{3.3}{2.9} = 1.13 ; \frac{4.3}{3.5} = 1.22 ; \frac{3.5}{4.3} = 0.81 ; \frac{4.3}{4.7} = 0.91 \leq 1.25 \dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.8 \leq \frac{2.9}{4.3} = 0.67 \leq 1.25 \dots\dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable

2. Méthode de Caquot

1. Domaine d'application :

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est -à -dire pour des charges d'exploitation élevées :

Pas validée (Inerties variables ; différence de longueur entre les portées supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $g' = 2g/3$ pour le calcul des moments sur appui

2. Principe de la méthode :

La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :

- de la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
 - de l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.
- $l' = l$ pour les deux travées de rive,
- $l' = 0.8 l$ pour les travées intermédiaires.

Valeurs des moments sur appui Pour le cas de charges réparties, les moments sur appui intermédiaire sont donnés par :

$$M_a = - \frac{p_w l_w'^3 + p_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

M_w ; M_e Où les notations sont définies sur la Figure 5.1

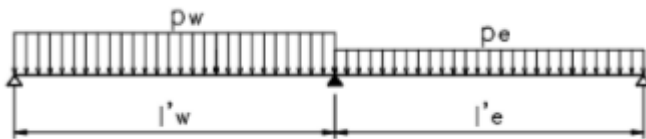


Figure 5.1 : Valeur des moments sur appui - méthode Caquot

$$M_{t+\frac{M_w+M_e}{2}} \geq 1.25M_0$$

On calcul pour chaque côté de l'appui, les longueurs des travées fictives $l_w, ' ;$ Avec :

M_a : Le moment sur appui.

- M_t : Le moment en travée.

- q_w : La charge sur la travée gauche.

- q_e : La charge sur la travée droite.

- l : La longueur de la travée.

- $l_w, ' = l$: Pour une travée de rive.

- $l_w, ' = 0.8l$: Pour une travée intermédiaire.

- M_0 : Le moment fléchissant isostatique $M_0 = ql^2 / 8$

- $M_e ; M_w$: Les moments gauche et droite de la travée considérée.

- $M_a = 0.2M_0$: Pour l'appui de rive.

- L'expression de l'effort tranchant :

$$M_w = \frac{q l^2}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$M_e = -\frac{ql^2}{2} + \frac{M_w + M_e}{l}$$

❖ **Calcul des charges revenant aux poutrelles**

Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.13 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u' = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 6.25 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.46 \text{ KN/ml}$$

$$q_s' = (G + Q) \times b = (6.13 + 1) \times 0.65 = 4.71 \text{ KN/ml}$$

Plancher étage courant:

$$G = 5.34 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u' = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 5.25 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.07 \text{ KN/ml}$$

$$q_s' = (G + Q) \times b = (5.12 + 1.5) \times 0.65 = 4.38 \text{ KN/ml}$$

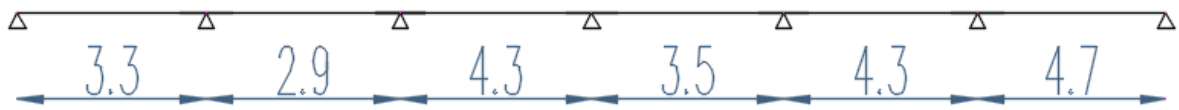
Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q_u (KN/m ²)	q_u' KN/ml	q_s (KN/m ²)	q_s' KN/ml
Plancher terrasse	6.25	1	9.937	6.46	7.25	4.71
Plancher étage courant	5.25	1.5	9.337	6.07	6.75	4.38

Tableau .5.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

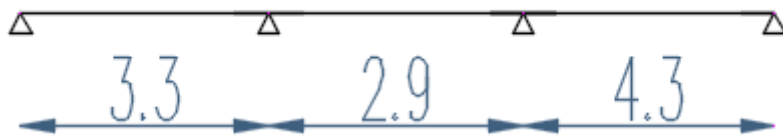
- q_s : C'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite de service
- q_u : C'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite ultime

5.2.2 Les différents types de poutrelle :

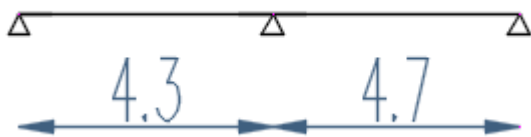
Dans notre projet on a trois types



Type 01



Type 02



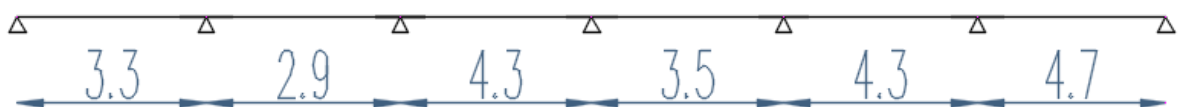
Type03

5.2.3. Etude du plancher

- Plancher terrasse

Calcul des sollicitations

Type 01



1. Calcul des longueurs fictives :

$$\left\{ \begin{array}{l} l'_{1-2} = l_{1-2} = 3.3 \\ \quad \quad \quad \text{et} \\ l'_{6-7} = l_{6-7} = 4.7 \end{array} \right. \rightarrow \text{Travée de rive}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l'_{2-3} = 0.8 * l_{2-3} = 0.8 * 2.9 = 2.32 \\ l'_{3-4} = 0.8 * l_{3-4} = 0.8 * 4.3 = 3.44 \\ l'_{4-5} = 0.8 * 3.5 = 2.8 \\ l'_{5-6} = 0.8 * 4.3 = 3.44 \end{array} \right. \rightarrow \text{Travée intermédiaire}$$

2. Les moments aux appuis :

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante :

$$M_a = - \frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)}$$

À l'ELU :

$$q_u' = 6.46 \text{ KN/m}$$

$$M_1 = 0.2 \frac{q l^2}{8} = 0.2 \frac{6.46 * 3.3^2}{8} = 1.759 \text{ KN/m}$$

$$M_2 = - \frac{6.46(3.3^3 + 2.32^3)}{8.5(3.3 + 2.32)} = 6.548 \text{ KN/m}$$

$$M_3 = - \frac{6.46(2.32^3 + 3.44^3)}{8.5(2.32 + 3.44)} = 7.018 \text{ KN/m}$$

$$M_4 = - \frac{6.46(3.44^3 + 2.8^3)}{8.5(3.44 + 2.8)} = 7.631 \text{ KN/m}$$

$$M_5 = - \frac{6.46(2.8^3 + 3.44^3)}{8.5(2.8 + 3.44)} = 7.631 \text{ KN/m}$$

$$M_6 = - \frac{6.46(3.44^3 + 4.7^3)}{8.5(3.44 + 4.7)} = 13.494 \text{ KN/m}$$

$$M_7 = 0.2 \frac{q l^2}{8} = 0.2 \frac{6.46 * 4.7^2}{8} = 3.567 \text{ KN/m}$$

À l'ELS :

$$q_s' = 4.71 \text{ KN/m}$$

$$M_1 = 0.2 \frac{q l^2}{8} = 0.2 \frac{4.71 * 3.3^2}{8} = 1.282 \text{ KN/m}$$

$$M_2 = - \frac{4.71(3.3^3 + 2.32^3)}{8.5(3.3 + 2.32)} = 4.774 \text{ KN/m}$$

$$M_3 = - \frac{4.71(2.32^3 + 3.44^3)}{8.5(2.32 + 3.44)} = 5.117 \text{ KN/m}$$

$$M_4 = - \frac{4.71(3.44^3 + 2.8^3)}{8.5(3.44 + 2.8)} = 5.564 \text{ KN/m}$$

$$M_5 = - \frac{4.71(2.8^3 + 3.44^3)}{8.5(2.8 + 3.44)} = 5.564 \text{ KN/m}$$

$$M_6 = - \frac{4.71(3.44^3 + 4.7^3)}{8.5(3.44 + 4.7)} = 9.838 \text{ KN/m}$$

$$M_7 = 0.2 \frac{ql^2}{8} = 0.2 \frac{4.71 \cdot 4.7^2}{8} = 2.601 \text{ KN/m}$$

3. Moment en travée :

À l'ELU :

$$M_{t=} = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{1-2} = \frac{6.46 \cdot 3.3^2}{8} - \frac{1.759 + 6.548}{2} = 4.640 \text{ KN.m}$$

$$M_{2-3} = \frac{6.46 \cdot 2.9^2}{8} - \frac{6.548 + 7.018}{2} = 0.008 \text{ KN.m}$$

$$M_{3-4} = \frac{6.46 \cdot 4.3^2}{8} - \frac{7.018 + 7.631}{2} = 7.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{4-5} = \frac{6.46 \cdot 3.5^2}{8} - \frac{7.631 + 7.631}{2} = 2.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{5-6} = \frac{6.46 \cdot 4.3^2}{8} - \frac{7.631 + 13.494}{2} = 4.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{6-7} = \frac{6.46 \cdot 4.7^2}{8} - \frac{13.494 + 3.567}{2} = 9.30 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_{t=} = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{1-2} = \frac{4.71 \cdot 3.3^2}{8} - \frac{1.282 + 4.774}{2} = 3.383 \text{ KN.m}$$

$$M_{2-3} = \frac{4.71 \cdot 2.9^2}{8} - \frac{4.774 + 5.117}{2} = 0.005 \text{ KN.m}$$

$$M_{3-4} = \frac{4.71 \cdot 4.3^2}{8} - \frac{5.117 + 5.564}{2} = 5.545 \text{ m}$$

$$M_{4-5} = \frac{4.71 \cdot 3.5^2}{8} - \frac{5.564 + 5.564}{2} = 1.648 \text{ KN.m}$$

$$M_{5-6} = \frac{4.71 \cdot 4.3^2}{8} - \frac{5.564 + 9.838}{2} = 3.184 \text{ KN.m}$$

$$M_{6-7} = \frac{4.71 \cdot 4.7^2}{8} - \frac{9.838 + 2.601}{2} = 6.785 \text{ KN.m}$$

3. Calcul de l'effort tranchant.

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

À l'ELU :

$$\text{Travée 1-2 : } L=3.3 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{6.46 \cdot 3.3}{2} + \frac{1.759 - 6.548}{3.3} = 9.21 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6.46 \cdot 3.3}{2} + \frac{1.759 - 6.548}{3.3} = -12.11 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée 2-3 : } L=2.9 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{6.46 \cdot 2.9}{2} + \frac{6.548 - 7.018}{2.9} = 9.20 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6.46 \cdot 2.9}{2} + \frac{6.548 - 7.018}{2.9} = -9.52 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée 3-4 : } L=4.3 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{6.46 \cdot 4.3}{2} + \frac{7.018 - 7.631}{4.3} = 13.74 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6.46 \cdot 4.3}{2} + \frac{7.018 - 7.631}{4.3} = -14.03 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée 4-5 : } L=3.5 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{6.46 \cdot 3.5}{2} + \frac{7.631 - 7.631}{3.5} = 11.30 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6.46 \cdot 3.5}{2} + \frac{7.631 - 7.631}{3.5} = -11.30 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée 5-6 : } L=4.3 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{6.46 \cdot 4.3}{2} + \frac{7.631 - 13.494}{4.3} = 12.52 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6.46 \cdot 4.3}{2} + \frac{7.631 - 13.494}{4.3} = -15.25 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée 6-7 : } L=4.7 \text{ m} \begin{cases} T_w = \frac{6.46 \cdot 4.7}{2} + \frac{13.949 - 3.567}{4.7} = 17.38 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6.46 \cdot 4.7}{2} + \frac{13.949 - 3.567}{4.7} = -12.97 \text{ KN} \end{cases}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée 1-2 : } L=3.3 \text{ m} \begin{cases} T_w = \frac{4.71 \cdot 3.3}{2} + \frac{1.282 - 4.774}{3.3} = 6.71 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4.71 \cdot 3.3}{2} + \frac{1.282 - 4.774}{3.3} = -8.82 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée 2-3 : } L=2.9 \text{ m} \begin{cases} T_w = \frac{4.71 \cdot 2.9}{2} + \frac{4.774 - 5.117}{2.9} = 6.71 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4.71 \cdot 2.9}{2} + \frac{4.774 - 5.117}{2.9} = -9.48 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée 3-4 : } L=4.3 \text{ m} \begin{cases} T_w = \frac{4.71 \cdot 4.3}{2} + \frac{5.117 - 5.564}{4.3} = 10.02 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4.71 \cdot 4.3}{2} + \frac{5.117 - 5.564}{4.3} = -10.23 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée 4-5 : } L=3.5 \text{ m} \begin{cases} T_w = \frac{4.71 \cdot 3.5}{2} + \frac{5.564 - 5.564}{3.5} = 8.24 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4.71 \cdot 3.5}{2} + \frac{5.564 - 5.564}{3.5} = -8.24 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée 5-6 : } L=4.3 \text{ m} \begin{cases} T_w = \frac{4.71 \cdot 4.3}{2} + \frac{5.564 - 9.838}{4.3} = 9.13 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4.71 \cdot 4.3}{2} + \frac{5.564 - 9.838}{4.3} = -11.12 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée 6-7 : } L=4.7 \text{ m} \begin{cases} T_w = \frac{4.71 \cdot 4.7}{2} + \frac{9.838 - 2.601}{4.7} = 12.60 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4.71 \cdot 4.7}{2} + \frac{9.838 - 2.601}{4.7} = -9.53 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Type	Travée	L(m)	Mg(KN.m)	Md(KN.m)	Mt(KN.m)	TW(KN)	Te(KN)
ELU	1	1-2	3.3	1.759	6.548	4.640	9.12	-12.11
		2-3	2.9	6.548	7.018	0.008	9.20	-9.52
		3-4	4.3	7.018	7.631	7.60	13.74	-14.03
		4-5	3.5	7.631	7.631	2.26	11.30	-11.30
		5-6	4.3	7.631	13.494	4.36	12.52	-15.25
		6-7	4.7	13.494	3.567	9.30	17.38	-12.97
ELS	1	1-2	3.3	1.282	4.774	3.383	6.71	-8.82
		2-3	2.9	4.774	5.117	0.005	6.71	-9.48
		3-4	4.3	5.117	5.564	5.545	10.02	-10.23
		4-5	3.5	5.564	5.564	1.648	8.24	-8.24
		5-6	4.3	5.564	9.838	3.18	9.13	-11.12
		6-7	4.7	9.838	2.601	6.785	12.60	-9.53

Tableau .5.3 : sollicitation dans le type 1 de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse

Diagramme des moments et effort tranchants à ELU :

➤ **Diagramme des moments :**

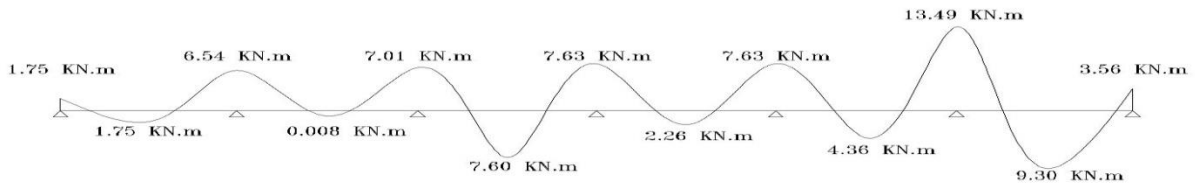


Figure 5.2 Diagramme des moments à ELU (Terrasse)

➤ **Diagramme des efforts tranchants**

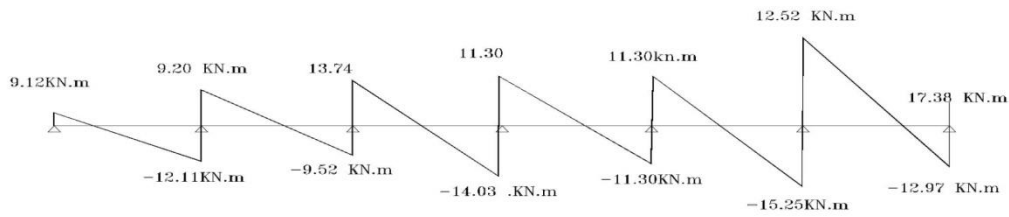


Figure 5.3 Diagramme des efforts tranchants à ELU (Terrasse)

Diagramme des moments et effort tranchants à ELS

➤ **Diagramme des moments :**

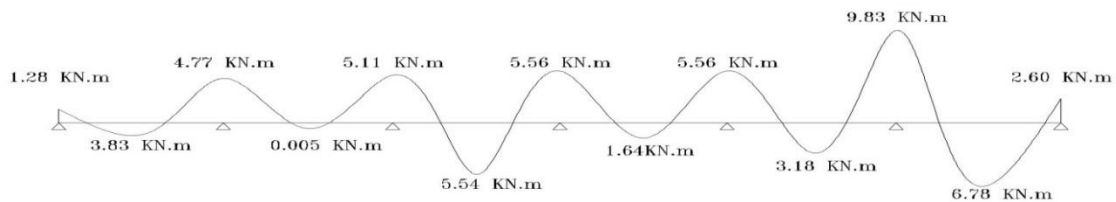


Figure 5.4 : Diagramme des moments à ELU (Terrasse)

➤ **Diagramme des efforts tranchant**

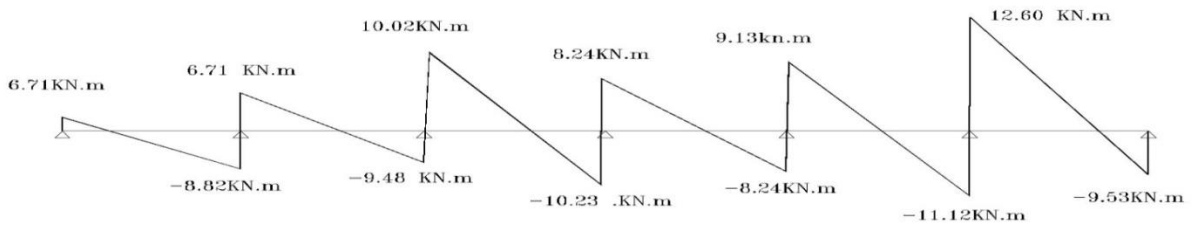


Figure 5.5 : Diagramme des efforts tranchants à ELS (Terrasse)

Ferraillage des poutrelles de plancher terrasse :

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux sur appuis et en travée :

$M_{tu} \text{max(KN. m)}$	$M_{ts} \text{max(KN. m)}$	$M_{au} \text{max(KN. m)}$	$M_{as} \text{max(KN. m)}$	Tu(KN)
9.30	6.785	13.494	9.838	17.38

Tableau 5.4 : Les efforts internes maximaux de type 01(plancher terrasse)

Calcul de la section d'armatures longitudinales :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple

Si $M_u \leq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2})$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

- M_{tu} : Le moment équilibré par la table de compression

$$ht = 20cm \begin{cases} 16cm \text{ Corps Creux} \\ 4cm \text{ Dalle de Compression} \end{cases}$$

Donc les poutrelles possèdent les dimensions suivantes $\begin{cases} ht = 20cm \\ b0 = 10cm \\ h0 = 4cm \end{cases}$

ht (cm)	h0 (cm)	b (cm)	b1 (cm)	b0 (cm)
20	4	65	27.5	10

Tableau 5.5 : Les dimensions des poutrelles

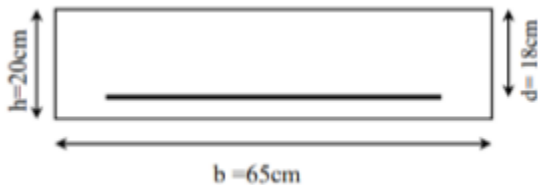
$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

$$d = 0.9ht = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tu} = 65 \times 4 \times 14.2 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \cdot 10^{-3} = 59.072 \text{ KN. M}$$

$M_u = 9.30 \leq M_{tu} = 59.072 \text{ K N.m}$.donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple



➤ **Ferraillage en travée :**

Calcul à ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.30}{0.65 \cdot 0.18^2 \cdot 14.2} \cdot 10^{-3} = 0.0312 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A: } \xi_{st} = 10\% \rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}\right) = 0.0396$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.0396) = 0.177$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}} = \frac{9.30}{0.17 \cdot 348} = 1.50 \text{ cm}^2$$

Désignation	M_{tu} (KN.m)	μ_{bu}	μ_l	α	z	A_{cal} (cm ²)
Travée	9.30	0.312	0.392	0.0396	0.177	1.50

Tableau .7 : Armature longitudinale à ELU des poutrelles en travée (terrasse)

Calcul à ELS :

Désignation	M_{ts} (KN.m)	μ_{bu}	μ_l	α	z	A_{cal} (cm ²)
Travée	6.785	0.023	0.392	0.029	0.177	1.10

Tableau .8 : Armature longitudinale à ELS des poutrelles en travée (terrasse).

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

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \leq A_{calculer} \quad \begin{cases} f_{tj} = 0.06 * 25 + 0.6 = 2.1 \\ f_e = 400 \text{ mpa} \end{cases}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot 0.65 \cdot 0.18 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s > (A_{ult} ; A_{ser} ; A_{min}) ; \max(1.50 ; 1.10 ; 1.41)$$

Donc : $A_s > 1.50 \text{ cm}^2$

On adopte 3HA12 → $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage sur appuis :**

Désignation	M_{au} (KN.m)	μ_{bu}	μ_l	α	z	Acal (cm²)
<u>appuis</u>	13.494	0.045	0.392	0.0575	0.177	2.21

Tableau .5.9 : Armature longitudinale à ELU des poutrelles sur appui (terrasse)

Calcul à ELS :

Désignation	M_{as} (KN.m)	μ_{bu}	μ_l	α	z	Acal (cm²)
<u>Appuis</u>	9.838	0.032	0.392	0.040	0.177	1.59

Tableau 5.10 : Armature longitudinale à ELS des poutrelles sur appui (terrasse)

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

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \leq A_{calculer} \quad \begin{cases} f_{tj} = 0.06 * 25 + 0.6 = 2.1 \\ f_e = 400 \text{ mpa} \end{cases}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 0.65 \cdot 0.18 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 \leq A_{calculer} = 1.59 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_s > (A_{ult} ; A_{ser} ; A_{min}) ; \max(2.21 ; 1.59 ; 1.41)$$

Donc : $A_s > 2.21 \text{ cm}^2$

On adopte 2HA12 → $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant (Vérification au cisaillement (BAEL 91/99)) :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art. A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_U}{d \cdot b_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{1738}{180 \cdot 100} = 0.96 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \text{ BAEL91 (art. A.5.1.2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Cv}$$

Section minimale d'armatures (armatures transversales):

$$\phi_t \geq \min \begin{cases} \frac{h}{35} \\ \frac{b_0}{10} \\ \phi_l \end{cases}$$

$$\phi_t \geq \min \begin{cases} \frac{200}{35} \\ \frac{65}{10} \\ 12 \end{cases} = \begin{cases} 5.71 \\ 6.5 \\ 12 \end{cases} = 5.71 \text{ mm}$$

On adapte $A_t = 2\text{HA6} = 0.263 \text{ cm}^2$

Calcul à l'ELS

- Vérification des contraintes maximales dans le béton

a. État limite de compression du béton :

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

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

✓ **En travée :**

$$q_s = 0.65 \times (G + Q) = 4.797 \text{ KN/m} ; M_{ser} = 7.576 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - \left[(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad \right] = 0$$

$$5y^2 + 270.85y - 1025.3 = 0 \rightarrow y = 3.552 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

I = 11587.298cm⁴

$$\sigma_{bc} = \frac{6.785}{11587.298} \times 3.552 = 2.07 \text{ MPA}$$

DONC $\sigma_{bc} = 2.07 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ BAEL (E.III.2)

✓ **En appuis**

M_{ser} = 9.383 KN.m

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0$$

$$5y^2 + 15 \times 2.26 (y - 18) = 0 \Rightarrow 5y^2 + 33.9y - 610.2 = 0$$

y = 8.16 cm

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = \frac{10}{3} \times 8.16^3 + 15 \times 2.26 \times (18 - 8.16)^2$$

I = 5093.516 cm⁴

$$\sigma_{bc} = \frac{9.838}{5093.516} \times 8.16 = 0.015 \text{ MPA}$$

DONC $\sigma_{bc} = 0.015 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ BAEL (E.III.2)

Vérification de la flèche : BAEL91 (b.6.8, 424) :

$$M_{t \text{ ser}} = 6.785 ; M_0 = \frac{4.38 \times 4.7^2}{8} = 12.09$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{M_0} \rightarrow \frac{20}{470} = 0.042 \geq \frac{6.785}{15 \times 12.09} = 0.037 \dots \dots \dots cv \\ \frac{a}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{10 \times 18} = 0.017 \leq 0.009 \dots \dots \dots cnv \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{470} = 0.042 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots cnv \end{array} \right.$$

Avec :

- h : Hauteur de la poutrelle
- L : Longueur de la travée
- M_t : Moment en travée
- M_0 : Moment isostatique de cette travée
- A : Section des armatures choisies

Donc on doit faire une vérification de la flèche

Calcul de la flèche : (règlement CBA93)

$$\Delta F = F_V - F_i < \bar{F} = \frac{l}{500}$$

$$\bar{F} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0.94$$

- La flèche instantanée f_i : (sous charge de courte durée d'application).

$$F_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i \times l_{fi}}$$

- La flèche instantanée F_V : (sous charge de longue durée d'application).

$$F_V = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v \times l_{fv}}$$

E_i : Module de déformation instantanée du béton.

E_v Module de déformation différée du béton.

I_0 : moment d'inertie de la section totale homogène.

l_{fi} : Moment d'inertie fictif instantané.

l_{fv} : Moment d'inertie fictif instantané

Le moment d'inertie fictif

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u} ; \lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times u} ; \lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

Avec

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d}$$

$$u = \max\left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0\right)$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} \quad \text{et} \quad Z = d - \frac{y}{3}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 2,26 / (10 \times 18) = 0,016$$

$$y = \frac{\frac{bh}{12} + 15A_s \times d}{bh + 15A} = \frac{\frac{65 \times 20}{12} + 15 \times 2,26 \times 18}{65 \times 20 + 15 \times 2,26} = 0,54 \text{ cm}$$

Donc :

$$z = 18 - \frac{0,54}{2} = 17,73 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{SER}}{A_s \times Z}$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 (2,26 (10 - 18)^2) = 45502,93 \text{ cm}^4$$

Les modules de déformation

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_i = 32164,195 \text{ MPA}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_v = 10818,865 \text{ MPA}$$

Les résultats du calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

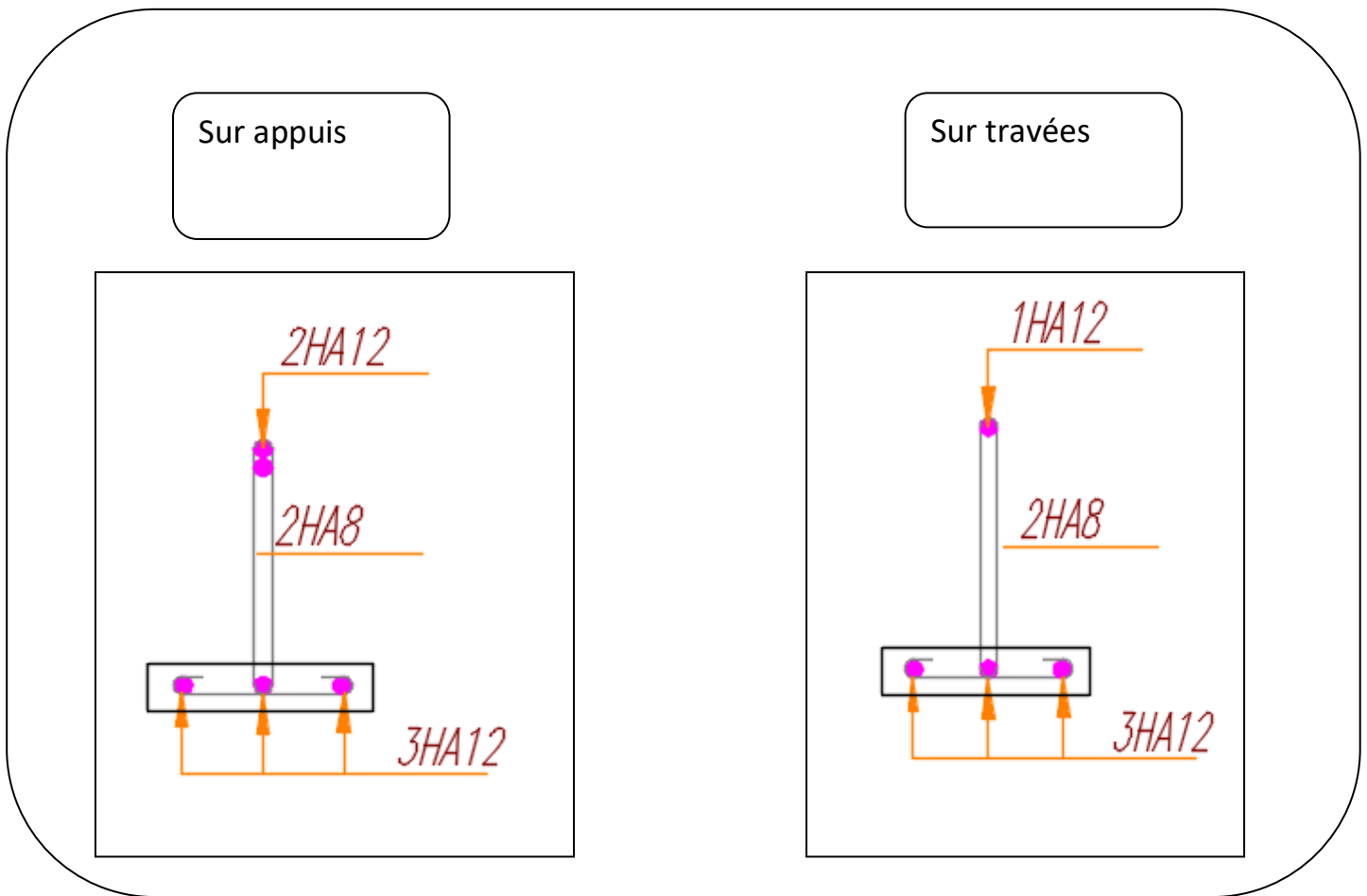
I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	σ_s	u	I_{fi}	I_{fv}	F_i	F_v
--------------------------	--------	-------------	-------------	------------	-----	----------	----------	-------	-------

				MPA					
45502.93	0.016	2.66	1.066	169.61	0.71	17327.84	28490.16	0.98	1.23

Tableau 5.11. Vérification de la flèche dans la poutrelle.

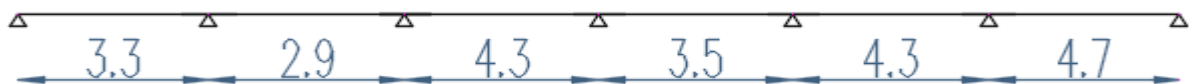
$$\Delta F = F_v - F_I = 1,23 - 0,98 = 0,25 < \bar{F} = 0,94 \dots\dots\dots C.V$$

1.1. Schéma de ferrailage des poutrelles (plancher terrasse)



• **Plancher étage courant :**

Calcul de la poutrelle type 1



Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Type	Travée	L(m)	Mg(KN.m)	Md(KN.m)	Mt(KN.m)	TW(KN)	Te(KN)
ELU	1	1-2	3.3	1.652	6.153	4.360	8.651	-11.37
		2-3	2.9	6.153	7.595	-0492	9.30	-9.29
		3-4	4.3	7.595	7.170	6.649	13.14	-12.95
		4-5	3.5	7.170	7.170	2.124	10.62	-10.62
		5-6	4.3	7.170	12.09	4.10	11.76	-14.33
		6-7	4.7	12.09	3.352	8.84	16.24	-12.28
ELS	1	1-2	3.3	1.14	4.439	3.146	6.24	-8.21
		2-3	2.9	4.439	5.758	0.005	6.24	-6.46
		3-4	4.3	5.758		5.157	9.32	-9.51
		4-5	3.5	5.174	5.174	1.532	7.66	-7.66
		5-6	4.3	5.174	9.149	2.961	8.49	-10.34
		6-7	4.7	9.149	2.418	6.310	11.72	-8.86

Tableau .5.12 : sollicitation dans le type 1 de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour étage courant

Diagramme des moments et effort tranchants à ELU :

➤ Diagramme des moments :

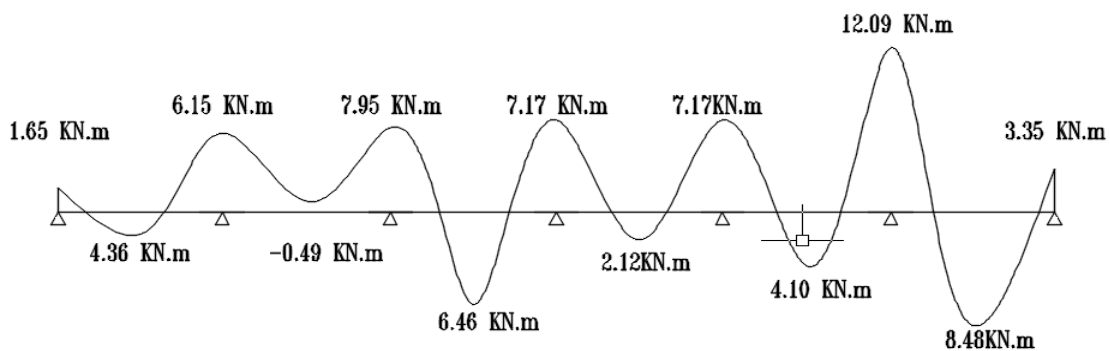


Figure 5.7 : Diagramme des moments à ELU étage courant

➤ Diagramme des efforts tranchants

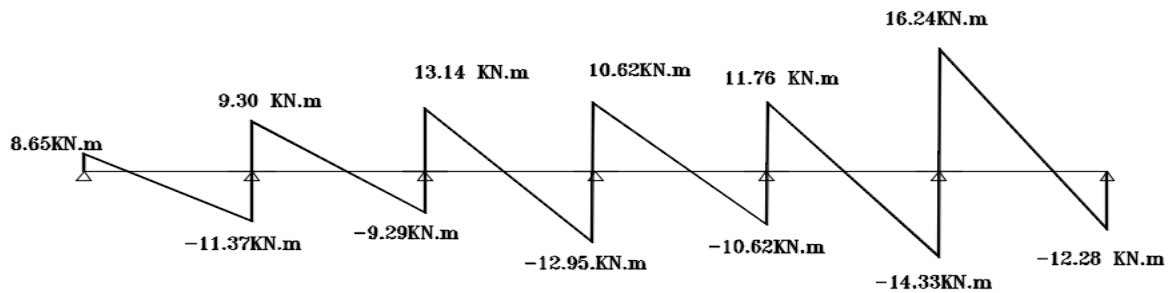


Figure 5.8 : Diagramme des efforts tranchants à ELU étage courant

Diagramme des moments et effort tranchants à ELS

➤ Diagramme des moments :

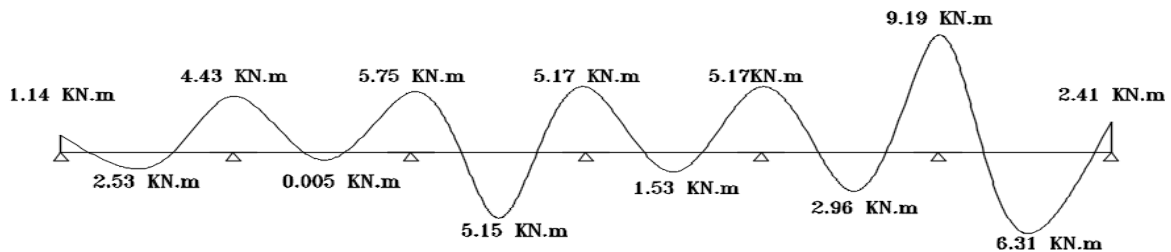


Figure 5.9 : Diagramme des moments à ELS étage courant

Diagramme des efforts

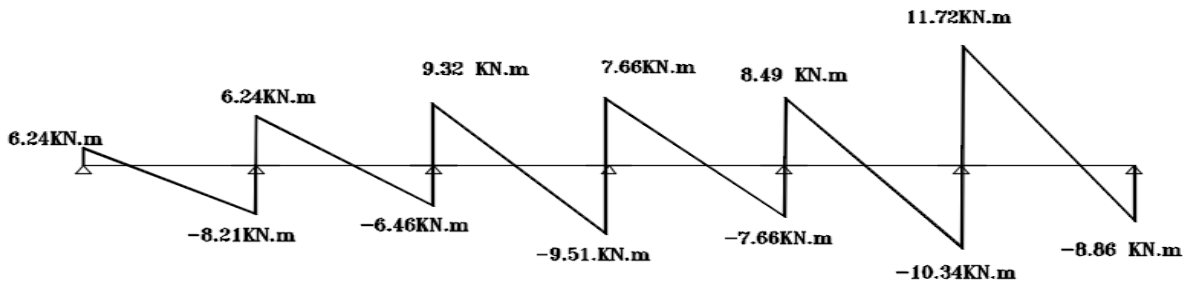
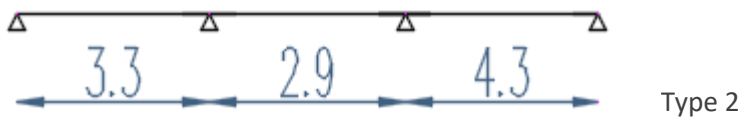


Figure 5.10 : Diagramme des efforts tranchants à ELS étage courant

Calcul de la poutrelle type 2 :



Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Type	Travée	L(m)	$Mg(KN.m)$	$Md(KN.m)$	$Mt(KN.m)$	$TW(KN)$	$Te(KN)$
ELU	2	1-2	3.3	1.652	6.153	4.360	8.651	-11.37
		2-3	2.9	6.153	7.595	0.007	9.30	-9.29
		3-4	4.3	7.595	2.80	8.83	14.16	-11.93
ELS	2	4-5	3.5	1.192	4.439	2.124	6.24	-8.21
		5-6	4.3	4.439	4.758	4.10	6.24	-6.46
		6-7	4.7	4.758	2.024	6.73	10.05	-8.78

Tableau .5.13 : sollicitation dans le type de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour étage courant

📌 Diagramme des moments et effort tranchants à ELU :

➤ Diagramme des moments :

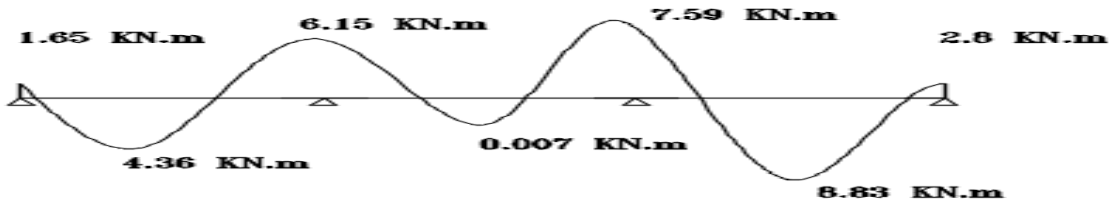


Figure 5.7 : Diagramme des moments à ELU étage courant

➤ Diagramme des efforts tranchants

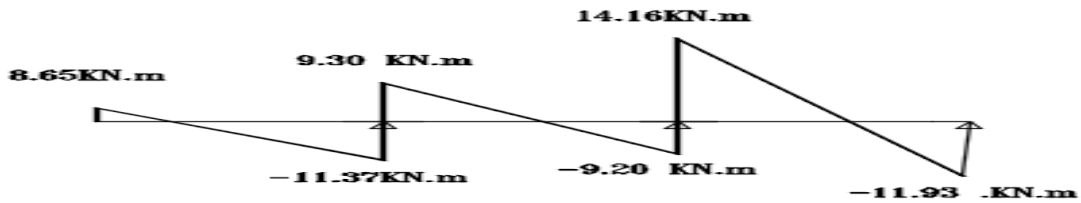


Figure 5.8 : Diagramme des efforts tranchants à ELU étage courant

✚ Diagramme des moments et effort tranchants à ELS

➤ Diagramme des moments :

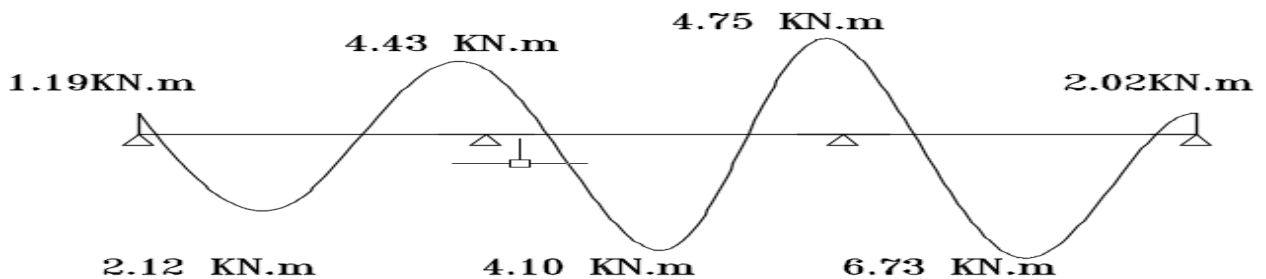


Figure 5.9 : Diagramme des moments à ELS étage courant

➤ Diagramme des efforts tranchants

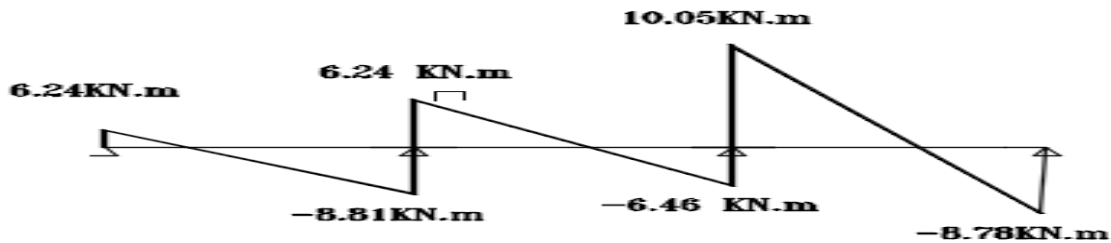
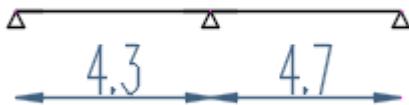


Figure 5.10 : Diagramme des efforts tranchants à ELS étage courant

Calcul de la poutrelle type 3



Type 03

Les résultats résumés dans le tableau suivant

	Type	Travée	L(m)	$Mg(KN.m)$	$Md(KN.m)$	$Mt(KN.m)$	$TW(KN)$	$Te(KN)$
ELU	3	1-2	4.3	2.8	14.54	5.35	10.32	-15.78
		2-3	4.7	14.54	3.35	7.81	9.30	-9.29
ELS	3	1-2	4.3	2.02	10.49	3.87	7.50	-11.30
		2-3	4.7	10.49	2.41	5.63	12	-8.58

Tableau .5.14: sollicitation dans le type 1 de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour étage courant

Ferrailage des poutrelles d'étage courant

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux sur appuis et en travée :

TYPE	M_{tu} max(KN. m)	M_{ts} max(KN. m)	M_{au} max(KN. m)	M_{as} max(KN. m)	Tu(KN)
1	8.84	6.73	12.09	9.14	16.27
2	8.83	6.63	7.595	4.758	14.16
3	7.81	5.63	14.54	10.49	10.32

Tableau 5.15 : Les efforts internes maximaux de type 1 et 2 et 3

Ferraillage de la poutrelle type 1 et 2

➤ **Ferraillage en travée :**

Calcul à ELU :

Désignation	M_{tu} (KN.m)	μ_{bu}	μ_l	α	z	A_{cal} (cm ²)
Travée	8.84	0.312	0.392	0.0396	0.177	1.43

Tableau .5.16 : Armature longitudinale à ELU des poutrelles en travée

Calcul à ELS :

Désignation	M_{ts} (KN.m)	μ_{bu}	μ_l	α	z	A_{cal} (cm ²)
Travée	6.73	0.022	0.392	0.027	0.178	1.08

Tableau .5.17: Armature longitudinale à ELS des poutrelles en travée

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

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \leq A_{calculer} \quad \begin{cases} f_{tj} = 0.06 * 25 + 0.6 = 2.1 \\ f_e = 400 \text{ mpa} \end{cases}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot 0.65 \cdot 0.18 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s > (A_{ult} ; A_{ser} ; A_{min}) ; \max(1.50 ; 1.08 ; 1.43)$$

Donc : $A_s > 1.50 \text{ cm}^2$

On adopte 3HA12 $\rightarrow A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage longitudinale sur appuis :**

Calcul à ELU :

Désignation	M_{au} (KN.m)	μ_{bu}	μ_l	α	z	A_{cal} (cm ²)
<u>appuis</u>	12.09	0.045	0.392	0.0575	0.177	1.97

Tableau .5.18: Armature longitudinale à ELU des poutrelles sur appui

Calcul à ELS :

Désignation	M_{aS} (KN.m)	μ_{bu}	μ_l	α	z	A_{cal} (cm ²)
<u>Appuis</u>	9.14	0.030	0.392	0.038	0.177	1.48

Tableau .5.19: Armature longitudinale à ELS des poutrelles sur appui

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

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \leq A_{calculer} \quad \begin{cases} f_{tj} = 0.06 * 25 + 0.6 = 2.1 \\ f_e = 400 \text{ mpa} \end{cases}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 0.65 \cdot 0.18 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 \leq A_{calculer} = 1.48 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_s > (A_{ult} ; A_{ser} ; A_{min}) ; \max(1.97 ; 1.48 ; 1.41)$$

Donc : $A_s > 1.97 \text{ cm}^2$

On adopte 2HA12 $\rightarrow A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art. A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{16.27}{180 \cdot 100} = 0.090 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ BAEL91 (art. A.5.1.2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.090 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C v}$$

Section minimale d'armatures :

$$\phi_t \geq \min \begin{cases} \frac{h}{35} \\ \frac{b_0}{10} \\ \phi_l \end{cases}$$

$$\phi_t \geq \min \begin{cases} \frac{200}{35} \\ \frac{65}{10} \\ 12 \end{cases} = \begin{cases} 5.71 \\ 6.5 \\ 12 \end{cases} = 5.71 \text{ mm}$$

On adapte $A_t = 2T6 = 0.263 \text{ cm}^2$

Espacement s_t d'armatures transversales :

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions Suivantes : RPA 99/version 200

Dans la zone nodale :

$$s \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t ; \right) \text{ cm} = \min \left(\frac{20}{4} ; 12\phi_t ; \right) = \min (5 ; 6) = 5 \text{ cm}^2$$

Dans la zone courante :

$$S' \leq h/2 = 10\text{cm}^2$$

Ferraillage de la poutrelle type 3 :

➤ **Ferraillage en travée :**

Calcul à ELU :

Désignation	M_{tu} (KN.m)	μ_{bu}	μ_l	α	z	A_{cal} (cm ²)
Travée	7.81	0.312	0.392	0.0396	0.177	1.26

Tableau .5.20 : Armature longitudinale à ELU des poutrelles en travée

Calcul à ELS :

Désignation	M_{ts} (KN.m)	μ_{bu}	μ_l	α	z	A_{cal} (cm ²)
Travée	5.63	0.018	0.392	0.022	0.178	0.91

Tableau .5.21: Armature longitudinale à ELS des poutrelles en travée

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

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \leq A_{calculer} \quad \begin{cases} f_{tj} = 0.06 * 25 + 0.6 = 2.1 \\ f_e = 400 \text{ mpa} \end{cases}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot 0.65 \cdot 0.18 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s > (A_{ult} ; A_{ser} ; A_{min}) ; \max(1.26 ; 0.91 ; 1.41)$$

Donc : $A_s > 1.41 \text{ cm}^2$

On adopte 3HA12 → $A_s = 3.39\text{cm}^2$

➤ **Ferraillage longitudinale sur appuis :**

Calcul à ELU :

Désignation	M_{au} (KN.m)	μ_{bu}	μ_l	α	z	A_{cal} (cm ²)
<u>appuis</u>	12.09	0.045	0.392	0.0575	0.177	2.38

Tableau 5.22 : Armature longitudinale à ELU des poutrelles sur appui.

Calcul à ELS :

Désignation	M_{as} (KN.m)	μ_{bu}	μ_l	α	z	A_{cal} (cm ²)
<u>Appuis</u>	10.49	0.035	0.392	0.044	0.176	1.71

Tableau 5.23 : Armature longitudinale à ELS des poutrelles sur appui.

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

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \leq A_{calculer} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0.06 * 25 + 0.6 = 2.1 \\ f_e = 400 \text{ mpa} \end{array} \right.$$

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot 0.65 \cdot 0.18 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s > (A_{ult} ; A_{ser} ; A_{min}) ; \max(2.38 ; 1.71 ; 1.41)$$

Donc : $A_s > 2.38 \text{ cm}^2$

On adopte 1HA14+ 1HA 12 → $A_s = 2.67 \text{ cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art. A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{10.32}{180 \times 100} = 0.57 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ BAEL91 (art. A.5.1.2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.57 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Cv}$$

Vérification des contraintes maximales dans le béton

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y \text{ Avec } k = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + n[As(d - y)^2 + As'(y - d')^2]$$

o Position de l'axe neutre « y » :

$$y = \frac{n.(As + As')}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{d.b.As + (d.As')}{7.5.(As + As')^2}} - 1 \right] \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

Travée

$$y = \frac{15 \times 3.39}{65} \times \left[\sqrt{1 + \frac{65 \times 1 \times 3.39}{7.5 \times 3.39}} - 1 \right] = 12.31 \text{ cm}$$

o Moment d'inertie « I » :

$$I = \frac{65 \times 12.31^3}{3} + 15[3.39(18 - 12.31)^2] = 42063.52 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{5.63 \times 10^6}{42063.52 \times 10^4} = 0.013$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0,013 \times 123.1 = 1.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Appuis

$$y = \frac{15 \times 2.97}{65} \times \left[\sqrt{1 + \frac{65 \times 18}{7.5 \times 2.97}} - 1 \right] = 4.32 \text{ cm}$$

○ Moment d'inertie « I »

$$I = \frac{65 \times 4.32^3}{3} + 15(2.97(18 - 4.32)^2) = 10083.99 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{10.49 \times 10^6}{10083.99 \times 10^4} = 0.10 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \times \gamma = 0,10 \times 43.2 = 4.32 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 4.32 \text{ MPA} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification de la flèche : BAEL91 (b.6.8, 424) :

$$M_{t \text{ ser}} = 5.63 \text{ KN. m} \quad M_0 = \frac{5.63 \times 4.7^2}{8} = 15.54$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_{0x}} \frac{1}{20} \rightarrow \frac{20}{470} = 0.042 \geq \frac{5.63}{15.54} \frac{1}{20} = 0.018 \dots \dots \dots cv \\ \frac{a}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{10 \cdot 18} = 0.018 \leq 0.0105 \dots \dots \dots cnv \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{470} = 0.042 \geq 0.06 \dots \dots \dots cnv \end{array} \right.$$

Donc on doit faire une vérification de la flèche

Calcul de la flèche : (règlement CBA93)

$$\Delta F = F_v - F_i < \bar{F} = \frac{l}{500}$$

$$\bar{F} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0.94$$

Les résultats du calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

IO (cm4)	ρ	λi	λv	σs MPA	u	I _{fi}	I _{fv}	F _i	F _v
46587.73	0.018	2.36	0.94	110.99	0.63	20607.40	29259.97	0.22	0.46

Tableau 5.24 : Vérification de la flèche dans la poutrelle.

$$\Delta F = F_v - F_I = 0.46 - 0.22 = 0,24 < \bar{F} = 0.94 \dots\dots\dots C.V$$

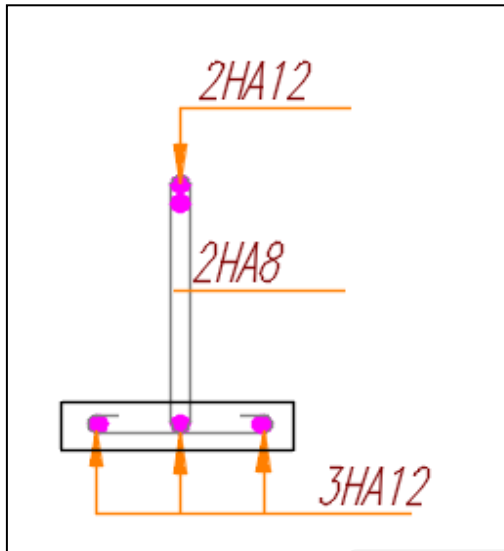
- Les résultats du ferrailage des 3 types sont résumés dans le tableau suivant :

	Type	Position	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
Etage courant	1 et 2	Travée	1.5	3HA12=2.39
		Appui	1.97	2HA12=2.26
	3	Travée	1.41	3HA12=3.39
		Appui	2.38	HA12+AH14=2.97

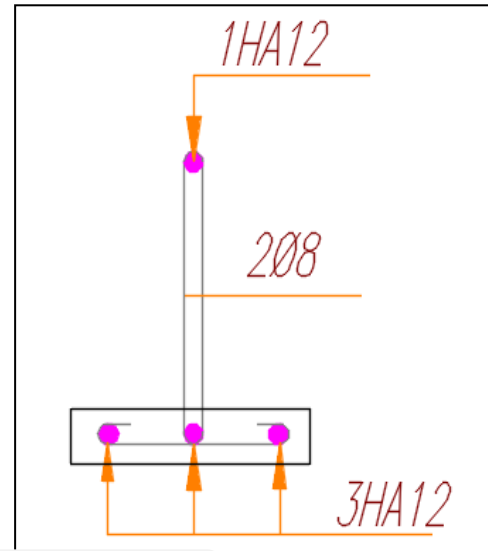
Tableau 5.25: Ferrailage des poutrelles de différent plancher.

2.1. Schéma de ferrailage des poutrelles

Sur appuis

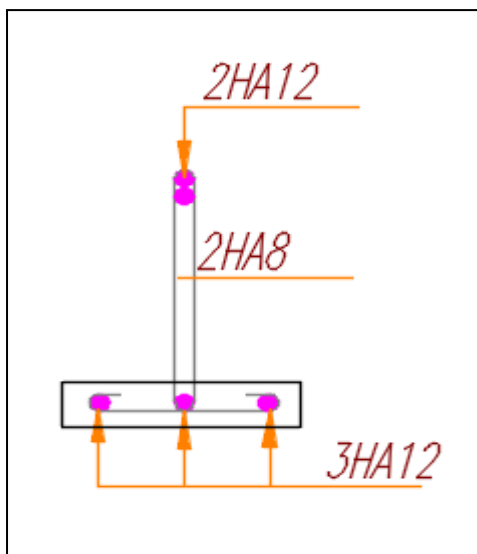


Sur travées

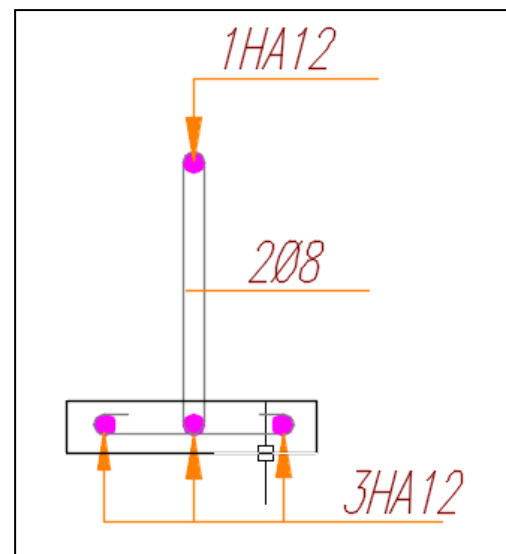


Type 1et2

Sur appuis



Sur travées



Type 3

La dalle mince (table de compression) : BAEL91 (b.6.8, 423)

L'hourdi 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 :

➤ Si $50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

$$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e}$$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à:

Avec (L_1 en cm) avec : un espacement : $St=20\text{cm}$

L_1 : Distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

$A_{nervure}$: Diamètre perpendiculaire à la poutrelle

$f_e=520\text{MPa}$

(f_e : limite élastique des aciers utilisées)

$$A_{\perp} = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \rightarrow \frac{4 \cdot 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte $5 \text{ } \phi 6 = 0.79 \text{ cm}^2$

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\phi 6$ (20/20)

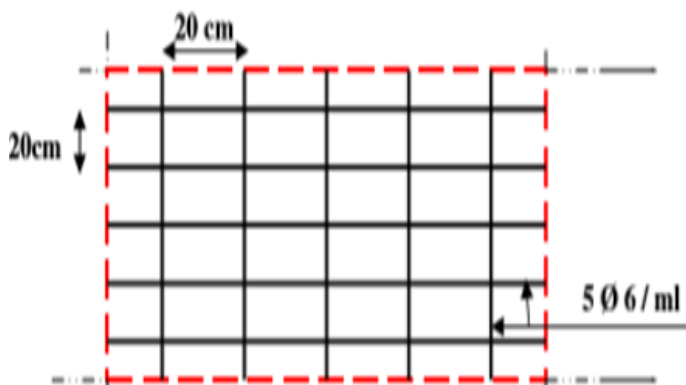


Figure 5.11 : Treillis soudés (20x20)

CHAPITRE 6

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

6.1 : INTRODUCTION

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003. La modélisation de la structure objet de la présente étude a été effectuée à l'aide du logiciel *Autodesk Robot* Structural 2018, qui est un logiciel de calcul des structures.

6.2 : Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel « ROBOT 2010 » afin de simplifier les calculs

6.3 : Choix de la méthode de calcul

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par *Accélérogrammes*

6.3.1 Méthode Statique Équivalente

➤ Conditions d'Application : RPA 99/version 2003 (art 4.1.2)

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I :** tous groupes.
- **Zone II**

1. Groupe d'usage 3.

2. Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

3. Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

4. Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- **Zone III :**

5. Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

6. Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m. 7. Groupe 5.

7. Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m

6.3.2 Méthode dynamique modale spectrale : RPA 99/version 2003 (Art 4.1.3)

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

6.3.3. La méthode d'analyse dynamique par *accélérogrammes* :

La méthode d'analyse dynamique par *accélérogrammes* peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et

des lois de comportements utilisés ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire

6.4. Méthode statique équivalente : RPA 99/version 2003 (art 4.2)

6.4.1. Principe

Le principe consiste à remplacer l'action dynamique d'origine sismique par une charge statique dite équivalente, censée provoquer les mêmes effets.

- La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

➤ Zone I : tous groupes.

➤ Zone II:

1. Groupe d'usage 3.

2. Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

3. Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

4. Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

➤ Zone III:

5. Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

6. Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

7. Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

- ✓ Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. ⇒ **Condition non vérifiée**
- ✓ La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4

$$\frac{\text{Longueur}}{\text{Largeur}} = \frac{23.3}{11.55} = 2.01 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

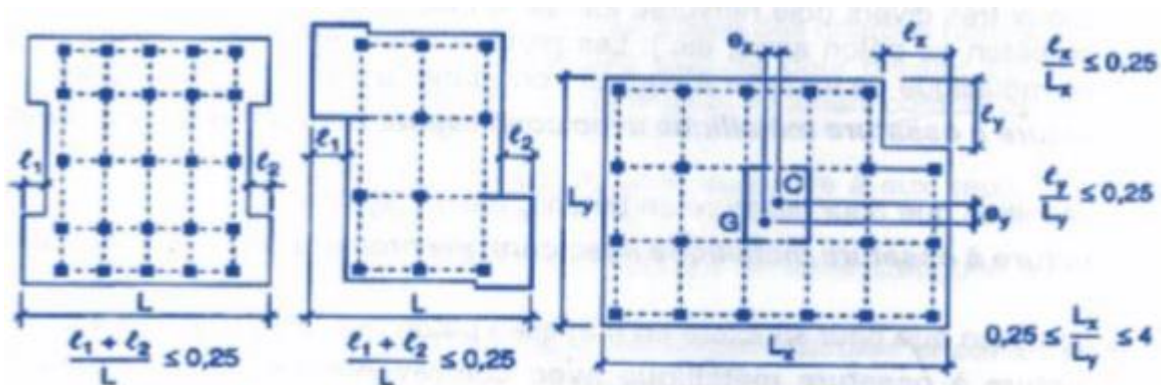


Figure 6.1. Limite des décrochements en plan.

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{6.5}{23.3} = 0.27 \leq 0.25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{l_1 + l_2}{L_y} = \frac{1.2 + 1.55}{11.55} = 0.23 \leq 0.25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La méthode statique équivalente est applicable (RPA99 Art 4.1.2).

❖ **Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :**

- ✓ Notre ouvrage est implanté dans SEDRATA Wilaya de SOUK AHRAS Zone *Ila*

- ✓ Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.
- ✓ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

6.5. Méthode dynamique modale spectrale

6.5.1. Présentation de la méthode modale spectrale

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

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :
 $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8 V_{st}/V_{dyn})$.

Avec :

V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$ L'effort tranchant statique à la base du bâtiment

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

W : Poids total de la structure ;

R : Coefficient de comportement de la structure ;

Q : Facteur de qualité. Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure

- A Coefficient d'accélération de zone
 $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique ZONE IIa} \\ \text{Groupe d'usage (2)} \end{array} \right. \rightarrow \mathbf{A= 0.15}$
- R Coefficient de comportement de la structure

➤ 4. b *Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.*

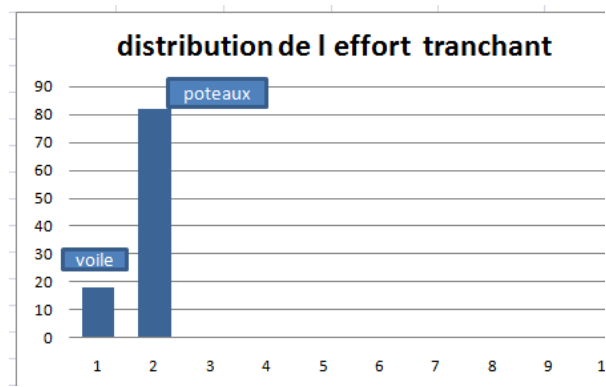
Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum

- Dans le cas de notre projet $h = 16.15 \text{ m} > 10\text{m}$

Et :



Donc, on adopte (Système de contreventement MIX **R = 4**)

➤ Q : Facteur de qualité

$$Q = \sum_1^6 Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non. Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	N/Observé	0.05
2	Redondance en plan	N/Observé	0.05
3	Régularité en plan	N/Observé	0.05
4	Régularité en élévation	Observé	0.0
5	Contrôle de qualité des matériaux	N/Observé	0.05
6	Contrôles d'exécution	N/Observé	0.1

Tableau 6.1. Valeurs des pénalités sens X

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	N/Observé	0.05
2	Redondance en plan	N/Observé	0.05
3	Régularité en plan	N/Observé	0.05
4	Régularité en élévation	Observé	0.0
5	Contrôle de qualité des matériaux	N/Observé	0.05
6	Contrôles d'exécution	N/Observé	0.1

Tableau 6.2. Valeurs des pénalités sens Y

Donc, $Q_x = Q_y = 1.3$

- poids total de la structure W

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = WGi + \beta \times WQi \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

WGi : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

WQi : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : $W = 8284.96 \text{ k N}$ (calculées par le Logiciel Auto desk Robot)

- D facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Avec :

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Comme on a un site Meuble (tableau 3.2 page 23) T_1 et T_2 donné par le Tableau 4.7 page 45 (RPA 99)

$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$$

❖ Coefficient de correction d'amortissement η :

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

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un **remplissage dense** et un système mixte

$$\xi = \frac{10+7}{2} = 8.5$$

D'où,

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8.5)}} = 0.81$$

❖ la période fondamentale

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, données par RPA99 donc :

$$\text{Min} \begin{cases} T = C_T h n^{3/4} \\ T = \frac{0.09h}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

- C_T : Fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 $C_T = 0.05$
- hn : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N) $hn = 16.15$

$$T = 0.05 \cdot 16.15^{3/4} = 0.40s$$

- D : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} Dx = 23.3 \\ Dy = 11.55 \end{cases}$$

Le sens x-x

$$T_x = \frac{0.09.16.15}{\sqrt{23.3}} = 0.30s$$

$$T_x = \text{Min} \begin{cases} T = 0.4s \\ T = 0.3 \end{cases} \rightarrow T_x = 0.3s$$

$$0 < T = 0.3 < T_2 = 0.5 \Rightarrow D = 2,5\eta \Rightarrow D = 2,5 \cdot 0.81 \Rightarrow \mathbf{D_x = 2.025}$$

Le sens y-y

$$T_y = \frac{0.09.16.15}{\sqrt{11.55}} = 0.42s$$

$$T_y = \text{Min} \begin{cases} T = 0.4s \\ T = 0.42 \end{cases} \rightarrow T_y = 0.4s$$

$$0 < T = 0.4 < T_2 = 0.5 \Rightarrow D = 2,5\eta \Rightarrow \mathbf{D_y = 2.025}$$

Alors on a: $v_x = v_y$

$$v_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} w = \frac{0.15 \cdot 2.025 \cdot 1.3}{4} \times 8284.96 = \mathbf{817.88 \text{ kN}} \quad \mathbf{V_{statique}}$$

6.5.2. Spectre de réponse de calcul

$$\frac{S_A}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3.0S \end{cases}$$

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale, on a utilisé un logiciel d'analyse par éléments fini dénommé « Robot Analysés Structural 2018

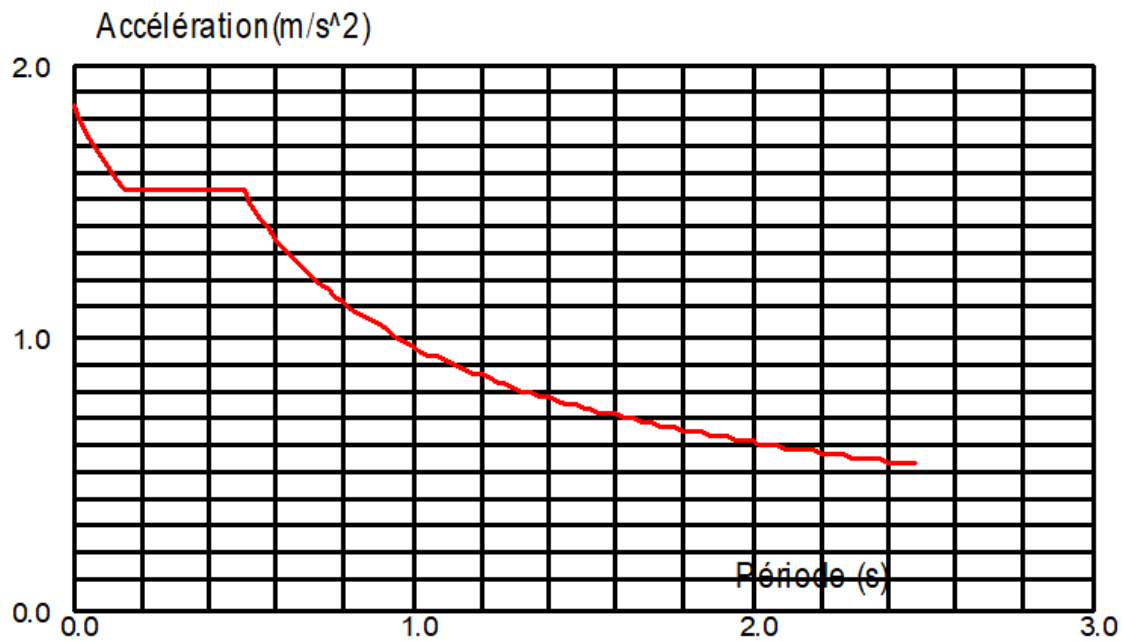


Figure 6.2. Spectre de réponse (sens x-x et y-y)

6.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

✓ Centre de masse

Le centre de masse d'un niveau considéré est simplement le centre de gravité de la structure. On peut dire aussi qu'il est le point de résultante des efforts horizontaux extérieurs

$$X_c = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_c = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

M_i : la masse revenant à chaque élément (Planchers, poutres, poteaux...).

X_i : abscisse du centre de gravité de l'élément par rapport à XOY.

Y_i : coordonnée du centre de gravité de l'élément par rapport à XOY

✓ Centre de torsion

Le centre de torsion représente le centre des rigidités des éléments qui assure les contreventements, autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles. Les particularités du centre de torsion sont :

- Si la direction d'une force horizontale coïncide avec le centre de torsion elle ne provoque qu'une translation des voiles.
- Si un couple tourne autour d'un axe passant par le centre de torsion, il provoque une rotation et une translation.

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}}$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

- Relation entre le centre de masse et le centre de torsion

On distingue deux cas :

1. Si le centre de torsion est confondu avec le centre de masse de la structure, alors la résultante des efforts horizontaux (séisme, vent) ne provoquera qu'une translation.

2. Si le centre de torsion est excentré par rapport au centre de masse de la structure, alors la résultante des efforts horizontaux (séisme, vent) provoquera une translation une rotation (torsion) due à cette excentricité, donc pour le calcul des voiles on doit tenir compte de la présence d'un effort tranchant provoqué par une excentricité.

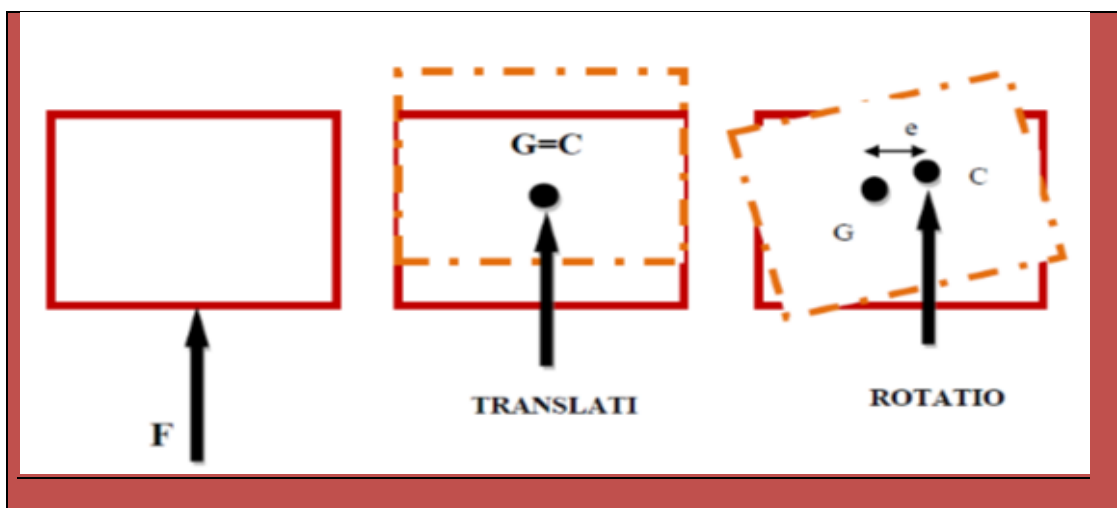


Figure6.3 : Relation entre le centre de masse et le centre de torsion

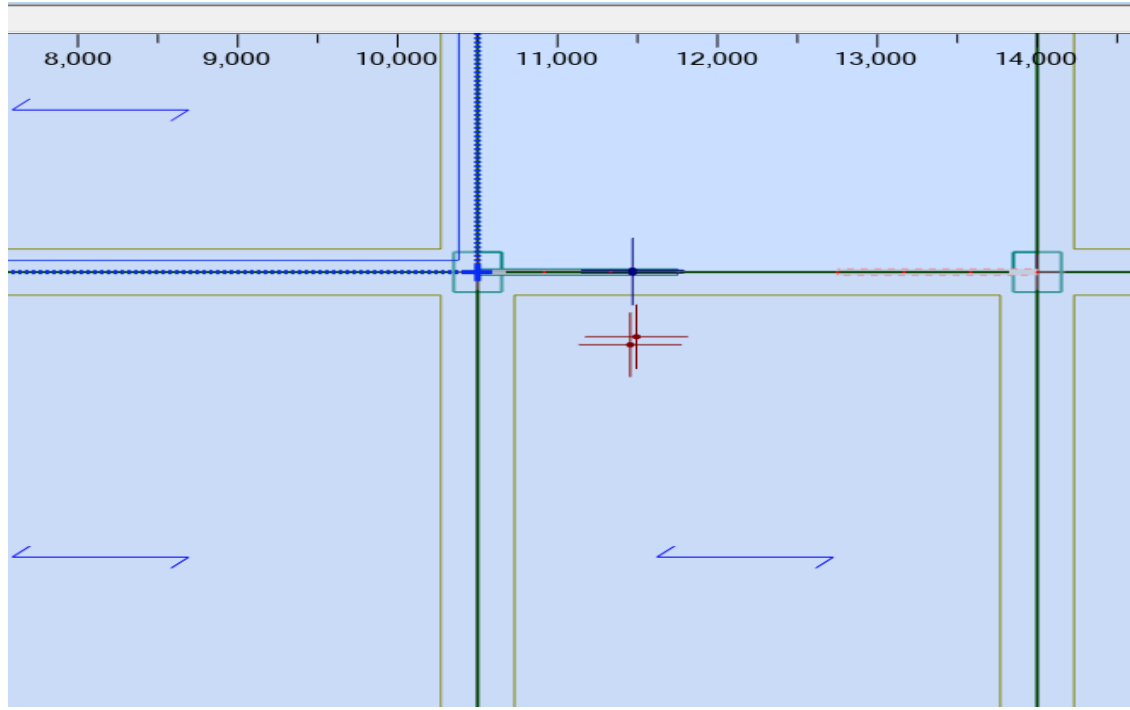


Figure.6.3 : centre de masse et le centre de torsion

6.6. Modélisation de la structure

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2019, nous avons obtenus les résultats suivants :

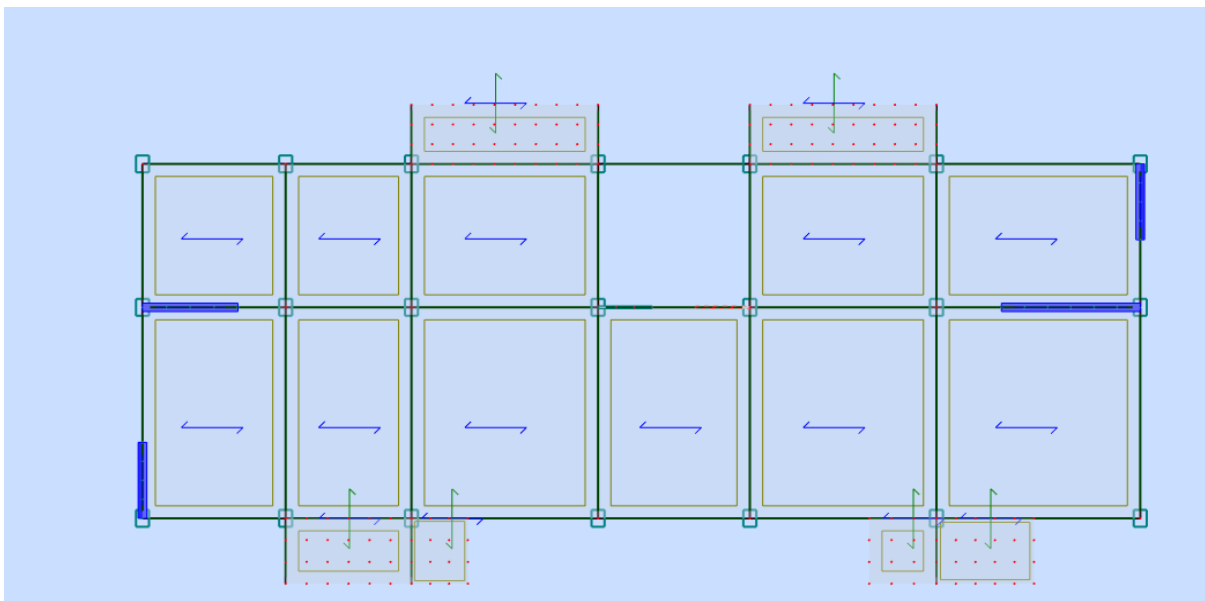


Figure.6.4 : Disposition des voies.

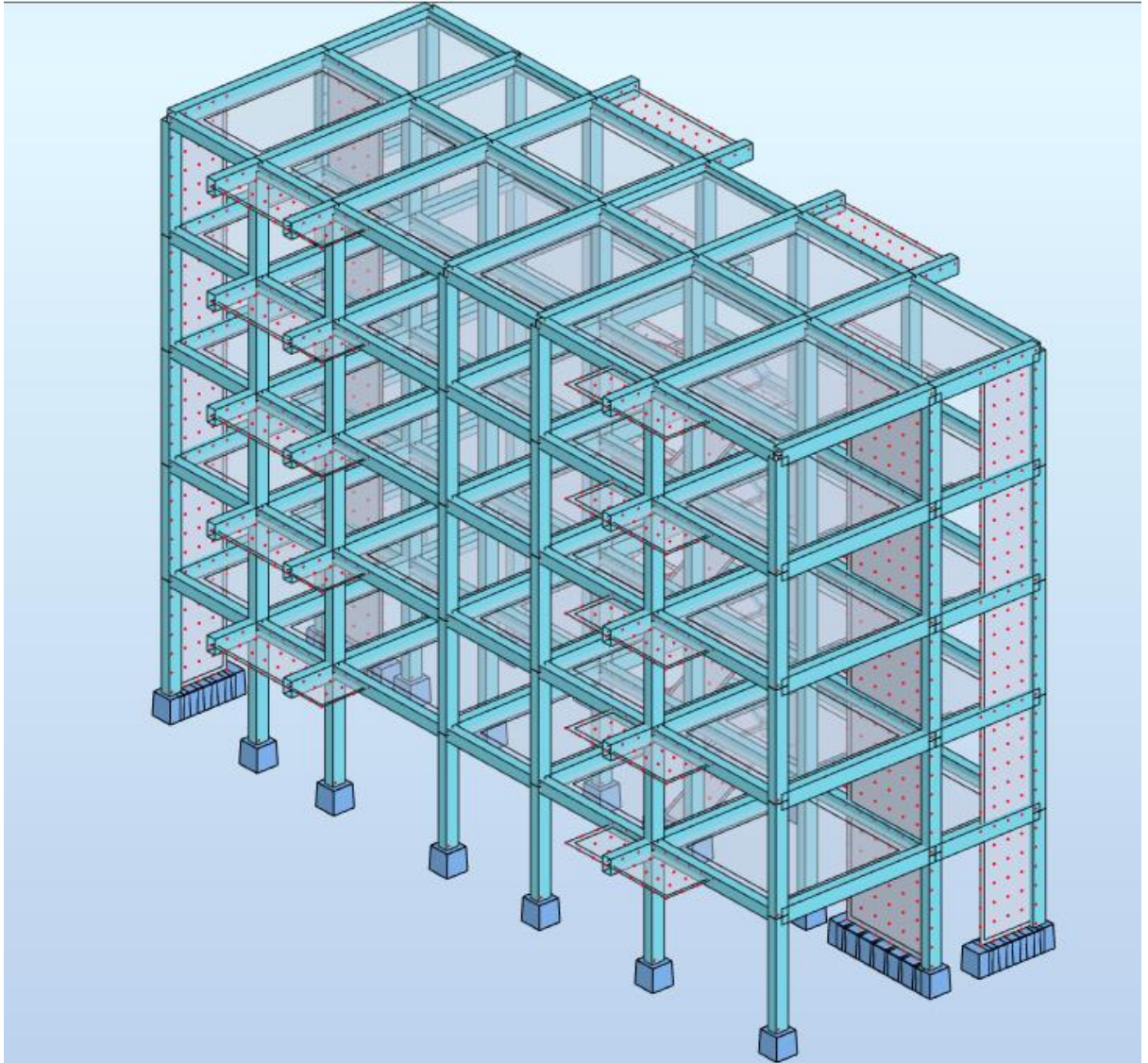


Figure.6.5 : Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ROBOSTRUCTURAL ANALYSIS

6.7. Nombre des modes considérées

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

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

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]
4/ 1	0,455	5,061	69,834	5,061	69,834	844,831	844,831
4/ 2	0,392	68,975	76,174	63,914	6,340	844,831	844,831
4/ 3	0,362	72,895	76,291	3,920	0,116	844,831	844,831
4/ 4	0,131	73,172	90,608	0,277	14,318	844,831	844,831
4/ 5	0,106	86,354	90,794	13,182	0,185	844,831	844,831
4/ 6	0,098	90,769	90,794	4,415	0,000	844,831	844,831
4/ 7	0,064	90,811	96,438	0,042	5,644	844,831	844,831
4/ 8	0,064	90,850	96,461	0,040	0,023	844,831	844,831
4/ 9	0,060	92,029	96,547	1,179	0,087	844,831	844,831
4/ 10	0,055	94,299	96,551	2,269	0,004	844,831	844,831

Tableau 6.6 : Période et facteur de participation massique.

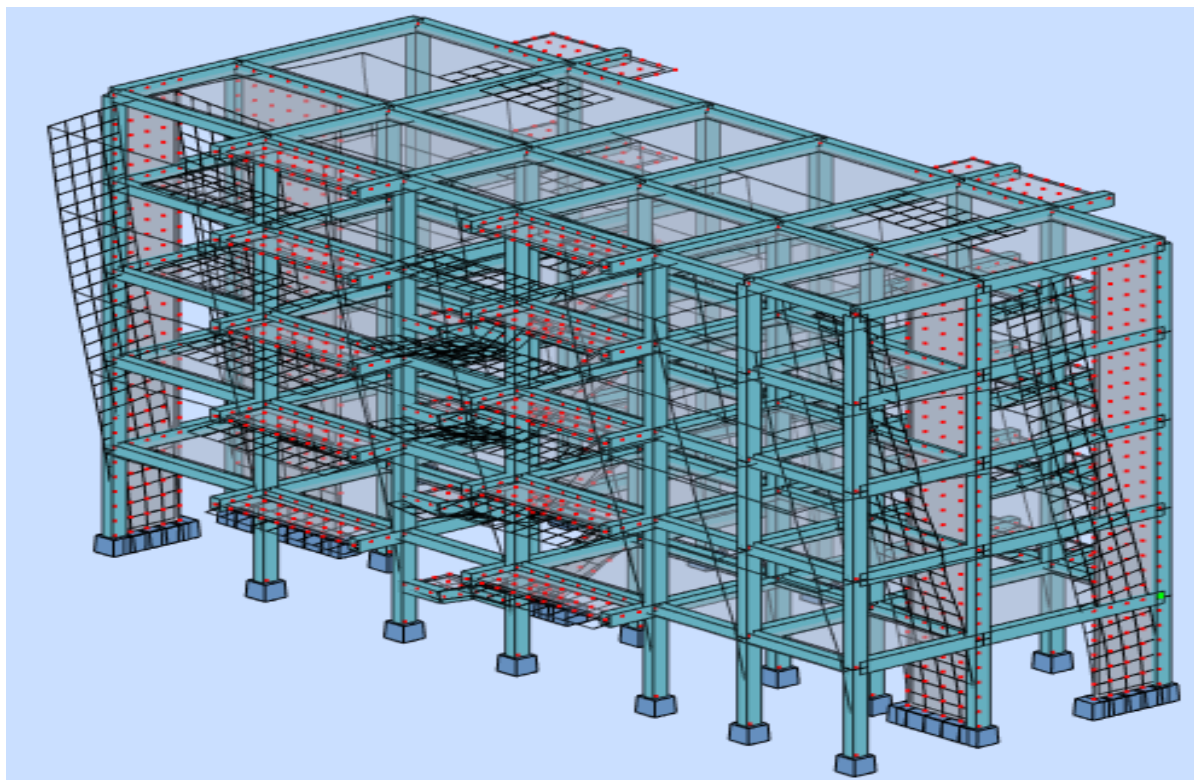


Figure 6.6 : 1er mode translation dans le sens y-y

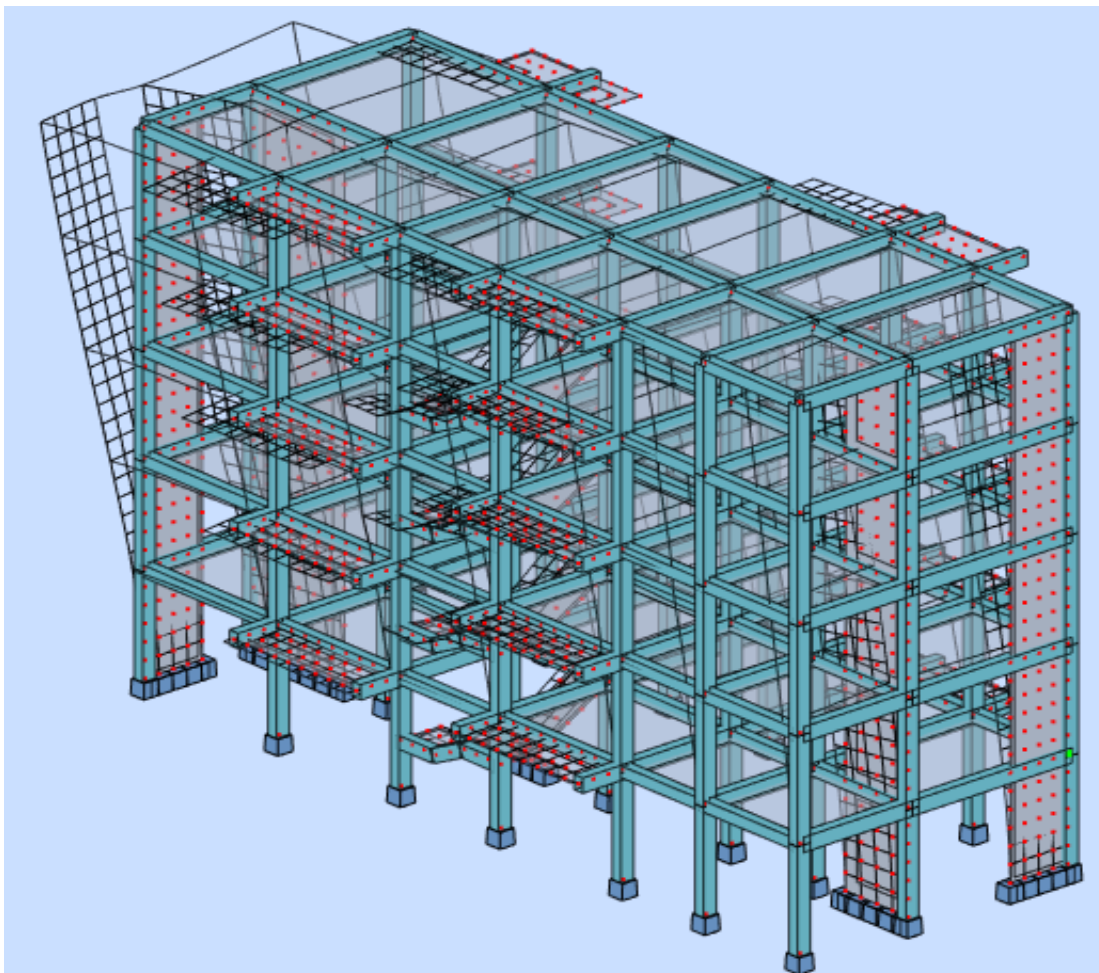


Figure 6.7 : 2ème mode translation dans le sens des x-x

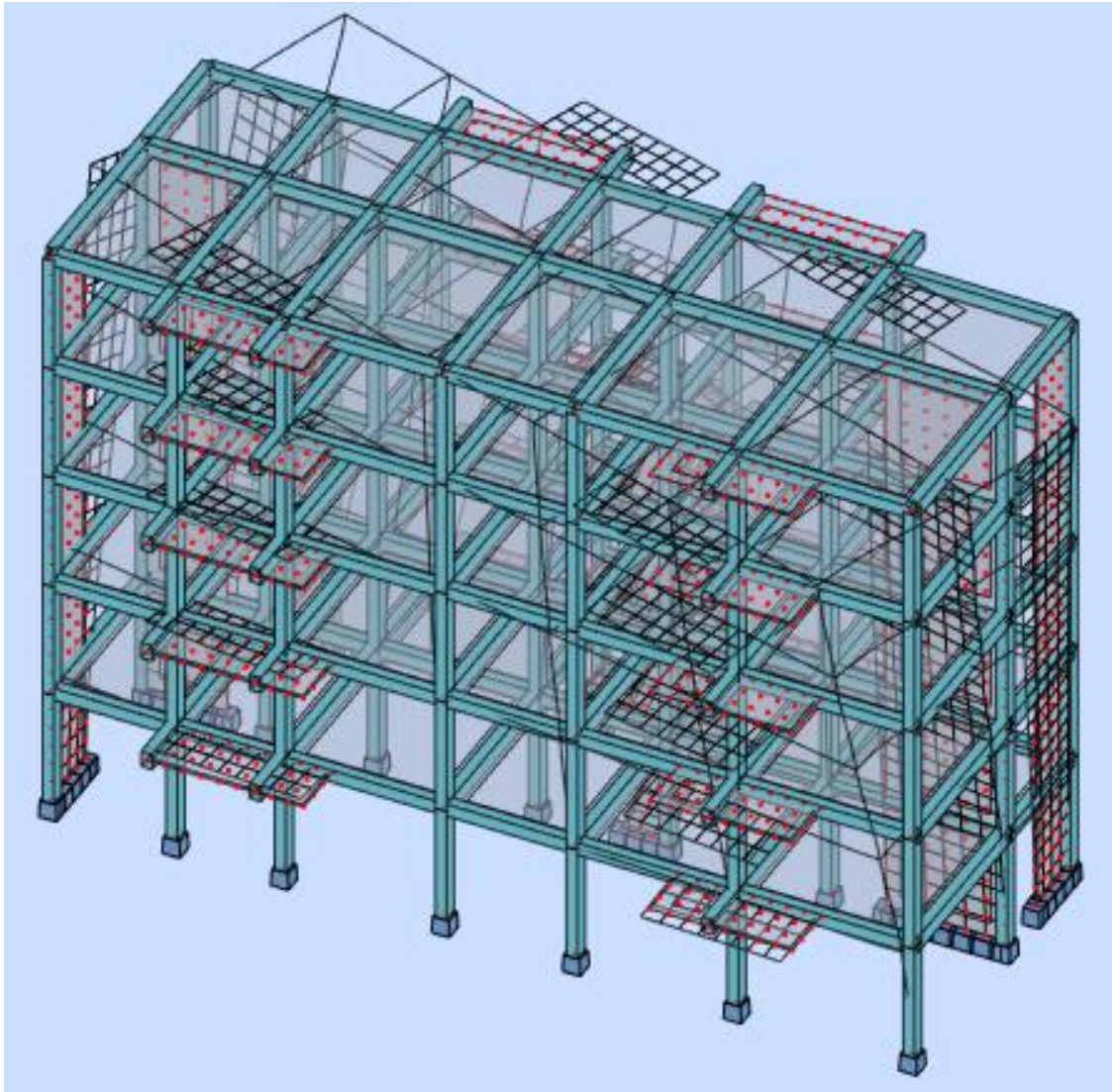


Figure 6.8 :3éme mode torsion

6.7. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

6.7.1. Vérification la période

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.4) : la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$1,3T_{\text{empirique}} \begin{cases} \text{Le sens } x-x : 1,3 \times 0,3 = 0.39 \text{ s} \\ \text{Le sens } y-y : 1,3 \times 0,4 = 0.52 \text{ s} \end{cases}$$

Sens	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	1.3 T empirique	Condition
y-y	0.45	5.06	69.83	0.52	Vérifiée
x-x	0.39	63.91	6.34	0.39	Vérifiée

Tableau 6.3. Les Périodes

6.7.2. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$:

	Vdynamique (KN)	Vstatique (KN)	0,8Vstatique	Observation
				$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$:
xx	1013.82	817.88	654.304	Vérifiée
yy	1013.82	817.88	654.304	Vérifiée

Tableau 6.4 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

6.7.3. coefficient de comportement

Pour cela il faut vérifier le pourcentage des charges verticales supportés par les voiles

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Etage	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]	Pourcentage Voiles
1	-8284.96	-6941.08	-1343.88	16.22%
2	-6566.74	-5451.04	-1115.71	16.99%
3	-4849.99	-4007.14	-842.85	17.38%
4	-3133.24	-2580.38	-552.86	17.64%
5	-1417.94	-1176.24	-241.71	17.05%

R=4

Tableau 6.5: le Vérification pourcentage des charges verticales supportés par les voiles

6.7.4. Vérification au renversement

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

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

Avec :

Ms : Moment stabilisant, $W.(X_g)$

$$Mr = \sum Fi \times hi$$

W : Poids du bâtiment.

Xg : coordonnée x du centre de gravité du bâtiment obtenu par le logiciel

F : Force sismique au niveau i.

Dans le sens x-x

$$Ms = 8284.96 \times 11.45 = 94862.792 \text{ kn.m}$$

Etage	effort tranchant FX [kN]	force sismique	Hauteur d'etage (m)	Bras de levier(m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	Condition
5	348.26	348.26	3.23	16.15	5624.399	94 862.79	Vérifiée
4	633.35	285.09	3.23	12.92	3683.3628		
3	830.6	197.25	3.23	9.69	1911.3525		
2	958.83	128.23	3.23	6.46	828.3658		
1	1013.82	54.99	3.23	3.23	177.6177		
Somme					12 225.0978	94 862.79	

Tableau 6.6. Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble sens X-X

$$\frac{94\ 862.79}{12\ 225.0978} = 7.75 \geq 1.5 \text{ cv}$$

Dans le sens Y-Y

Etage	effort tranchant FY [kN]	force sismique	Hauteur d'etage	Bras de levier	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	Condition
5	316.05	316.05	3.23	16.15	5104.2075	35 211.08	Vérifiée
4	580.21	264.16	3.23	12.92	3412.9472		
3	775.54	195.33	3.23	9.69	1892.7477		
2	900.85	125.31	3.23	6.46	809.5026		
1	957.18	56.33	3.23	3.23	181.9459		
Somme					11 401.35	35 211.08	

Tableau 6.7. Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble sens y-y

$$\frac{35211.08}{11401.35} = 3.08 \geq 1.5 \text{ cv}$$

6.7.5 Vérification de déplacement

Selon l'RPA 99 / version 2003 (article 4.43 RPA) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h). $\Rightarrow \Delta_1 = 1\% h_e$

$$\delta k = R \delta ek$$

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

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

δek : Déplacement due aux forces sismique F_i . (Y compris l'effet de torsion).

δk : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure

R : coefficient de comportement (R = 4)

Cas/Etage	Sense x		Sense y		$\Delta_1 = 1\% H_e$ [cm]	Condition
	δek [cm]	ΔK [cm]	δek [cm]	ΔK [cm]		
1	0.309	0.309	0.381	0.381	3.23	Vérifiée
2	0.91	0.601	1.079	0.698	3.23	Vérifiée
3	1.629	0.719	1.834	0.755	3.23	Vérifiée
4	2.357	0.729	2.52	0.686	3.23	Vérifiée
5	3.047	0.69	3.102	0.583	3.23	Vérifiée

Tableau 6.8 : Vérifications des déplacements de niveaux sens X-Xet sens y-y

6.7.6 Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2ième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{Pk\Delta K}{VK \times hK} \leq 0,1$$

Avec

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k)

$VK = \sum_{i=k}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau "k"

ΔK : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k: Hauteur de l'étage "k"

Dans le sens xx

pk	ΔK	VK	h_k	θ
-8284.96	0.309	1013.82	323	-0.007817817
-6566.74	0.601	958.83	323	-0.012743249
-4849.99	0.719	830.6	323	-0.012997963
-3133.24	0.729	633.35	323	-0.011165416
-1417.94	0.69	348.26	323	-0.008697628

Tableau 6.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X-X

Dans le sens yy

pk	ΔK	VK	h_k	θ
-8284.96	0.381	957.18	323	-0.010209847
-6566.74	0.698	900.85	323	-0.015752527
-4849.99	0.755	775.54	323	-0.014617768
-3133.24	0.686	580.21	323	-0.011469119
-1417.94	0.583	316.05	323	-0.008097819

Tableau 6.10 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y-Y

6.7.7. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport $\gamma = \frac{N}{f_{c28} \times B}$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{cj} : La résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de **limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation** d'ensemble dues au séisme, Le RPA99/2003 (7.4.3.1) nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = \frac{N_d}{f_{c28} \times B} \leq 0.3$$

N_d (MN)	B	f_{c28}	γ	condition
0.93776	0.1	25	0.23444	vérifiée

Tableau 6.11 : Vérification de l'effort normal réduit

6.8. Conclusion

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que la 1ère et 2ème translation, la 3ème torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base (= 0,8. V Statique), avec l'amplification de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il été inférieur.
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage
- Vérifier le renversement.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on charge le modèle, donc on adopte cette disposition des voiles concernant le contreventement de la structure. Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents actions extérieures, tel que le séisme après un ferrailage correcte qui fera l'objet du chapitre suivant

CHAPITRE 7 : Ferrailage les éléments Structuraux

7.1 INTRODUCTION

Après avoir calculé les sollicitations de notre structure, il sera donc très utile d'aborder le ferrailage de ces éléments structuraux. Afin d'atteindre cet objectif et vu le développement de l'outil informatique et les logiciels de calcul spécialisés qui ont prouvé leurs efficacité et précision on a utilisé le logiciel d'analyse des structures (Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2019), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul données.

7.2 FERRAILAGE DES POUTRES

7.2.1. Poutres principales

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité. Le tableau 7.1 mentionne les coefficients et les caractéristiques mécaniques prises.

Situation	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPA)	f_{bu} (MPA)	f_e (MPA)	σ_s (MPA)
Durable	1.5	1.15	25	14.2	400	348
Accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tableau 7.1 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

7.2.1.1 Combinaisons de charges

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables. Selon le type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$
- Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$

7.2.1.2. Sollicitations des poutres

En Appuis			En Travée		
$M_{ELU}(KN.m)$	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ACC}(KN.m)$	$M_{ELU}(KN.m)$	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ACC}(KN.m)$

-76.39	-49.31	-115.89	42.09	27.09	105.08
--------	--------	---------	-------	-------	--------

Tableau 7.2. Sollicitations dans les poutres principales.

Dans notre projet le cas le plus défavorable est moment provoqué par combinaison accidentelle

$$\begin{cases} \text{En Travée } M_{ACC} = 105.08 \text{KN.m} \\ \text{En Appuis } M_{ACC} = -115.89 \text{KN.m} \end{cases}$$

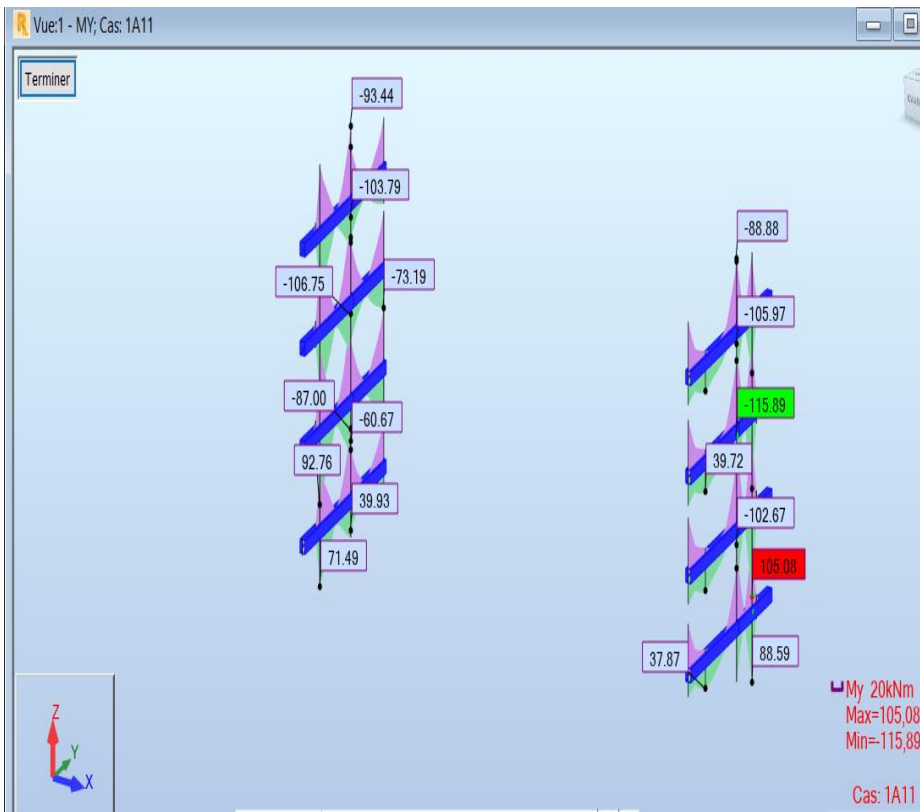


Figure 7.1. Moment le plus défavorable (max)

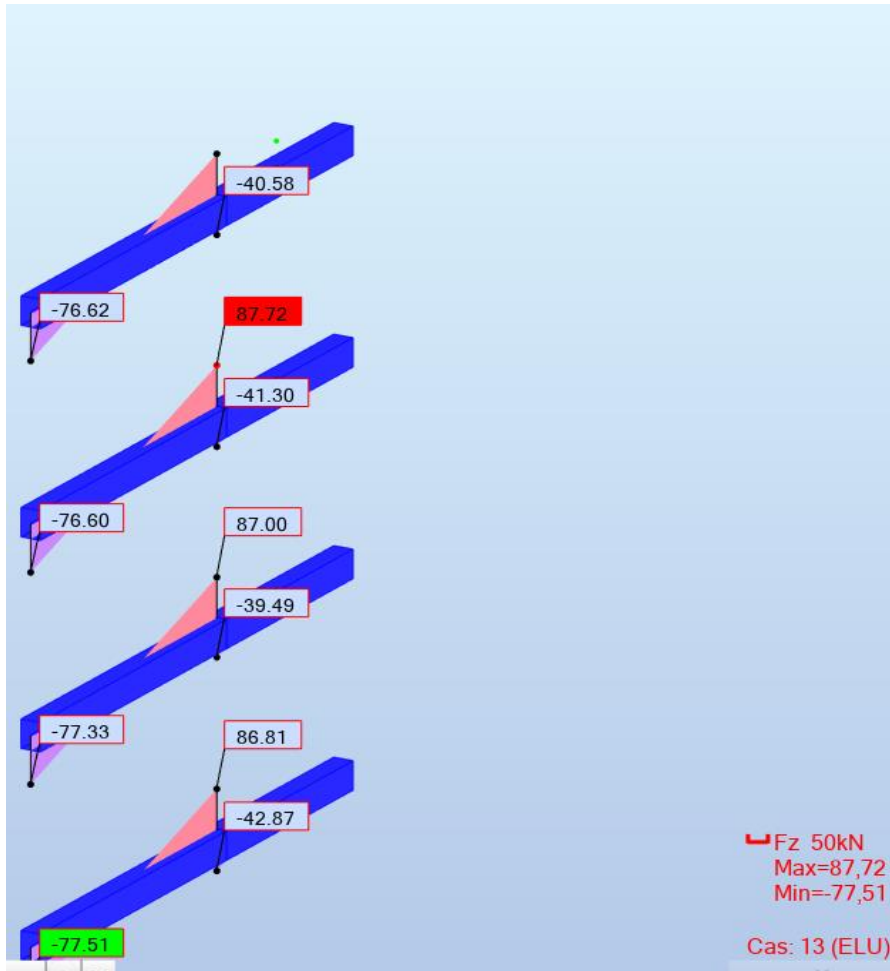


Figure 7.2. efflore Tranchent plus défavorable

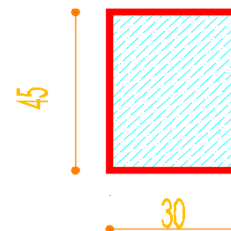
7.2.1.3. Exemple ferrailage

- ✓ Calcul des armatures longitudinales

On adopte :

C = 3cm ce qui donne :

d = 42cm



$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot b d^2} = \frac{105.08 \cdot 10^{-3}}{18.48 \cdot 0.30 \cdot 42^2} = 0.107$$

$\mu < \mu_1 = 0.391$ As' = 0 (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0.14$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.42 (1 - 0.4 \times 0.14) = 0.439 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \cdot f_{st}} = \frac{105.08}{0.39 \cdot 400} \cdot 10 = 6.73 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \leq A_{calculer} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0.06 * 25 + 0.6 = 2.1 \\ f_e = 400 \text{ mpa} \end{array} \right.$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 30 \cdot 45 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

	M (KN. m)	μ_{bu}	μ_l	α	z	A_{calc} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	105.08	0.107	0.139	0.14	0.39	6.73	1.81
Appuis	115.89	0.12	0.139	0.16	0.39	7.42	1.81

Tableau 7.3 : Armature longitudinale des poutres principales en travée et appui.

✓ **Pourcentage exigé par le RPA99/version2003**

Le pourcentage minimal d'armature

$$A_{min}^{rpa} = 0,5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75$$

Pourcentage maximal :

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en zone recouvrement.}$$

✓ **Tableau récapitulatif**

	A_{calc} (cm ²)	BALU (cm ²)	A_{min}^{rpa} (section totale)	A_{adopt}	Choix
Travée	6.73	1.81	6.75	6.75	3HA14+2HA12
Appui	7.42	1.81	6.75	7.42	3HA14+2HA14

Tableau 7.4 : Section d'armature adoptée en travée des poutres principales

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art. A.5.1.1)

$$t_u = 87.73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{t_u}{d \cdot b} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{87.72}{420 \cdot 300} = 0.69 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ BAEL91 (art. A.5.1.2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Cv}$$

❖ *Longueur de recouvrement*

$L_r = 40 \phi$ max en zone I et II.

✓ **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} \\ \frac{b}{10} \\ \phi_L \end{array} \right\} \rightarrow \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{450}{35} \\ \frac{300}{10} \\ 14 \end{array} \right\} = \phi_t \leq (12.85 \text{ mm}) \text{ On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte Un cadre $\phi_t = 8 \text{ mm}$

✓ **Espacement S d'armatures transversales :**
Selon RPA

Dans la zone nodale :

$$s \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t ; \right) \text{ cm} = \min \left(\frac{45}{4} ; 12\phi_t \right) = \min (11.25 ; 9.6) \leq 11.25 \text{ cm} \text{ On prend : } \phi_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S' \leq h/2 \leq 22.5 \text{ cm} \text{ On prend : } \phi_t = 15 \text{ cm}$$

✓ **Verification Selon RPA**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,003 \times S_t \times b = 0.003 \cdot 15 \cdot 30 = 1.35 \text{ cm} \\ A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_{0x}} \frac{1}{20} \rightarrow 0.64 \geq \dots \dots \dots cv$$

$$\frac{a}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.003 \leq 0.01 \dots \dots \dots cv$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{500} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots cv$$

7.2.1.4. Schéma du ferrailage des poutres

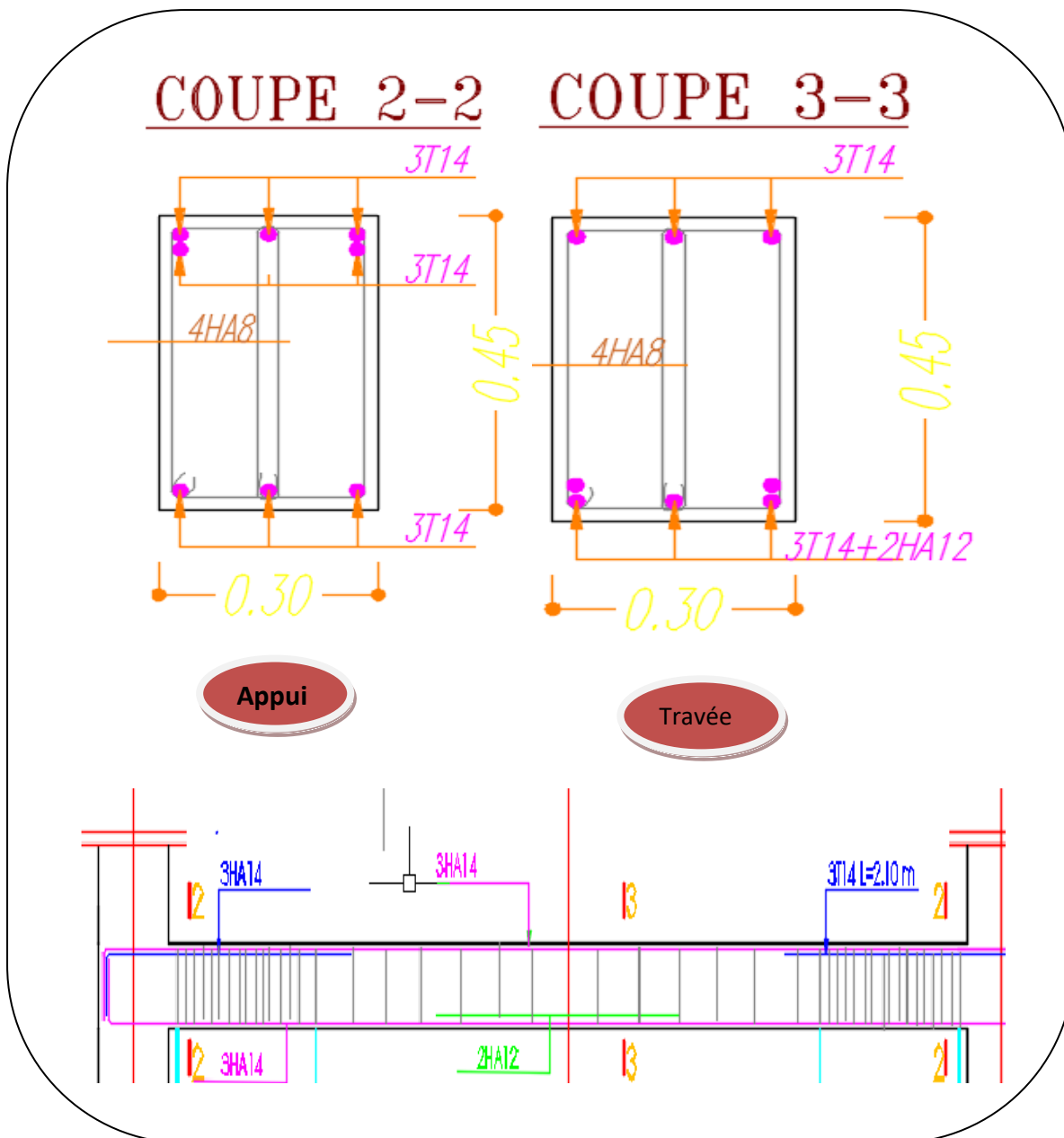


Figure 7.3 : Schéma du ferrailage poutres principales

7.2.2. Poutres secondaires

En Appuis			En Travée		
$M_{ELU}(KN.m)$	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ACC}(KN.m)$	$M_{ELU}(KN.m)$	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ACC}(KN.m)$
-27.44	-18	-36.55	18.05	10.78	19.56

Tableau 7.5. Sollicitations dans les poutres secondaires

Dans notre projet le cas le plus défavorable est moment provoqué par combinaison accidentelle

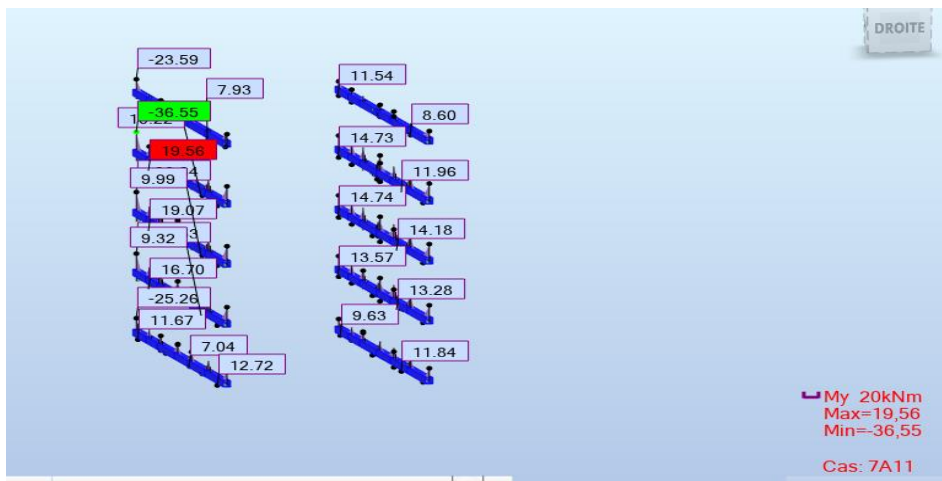


Figure 7.4. Moment le plus défavorable

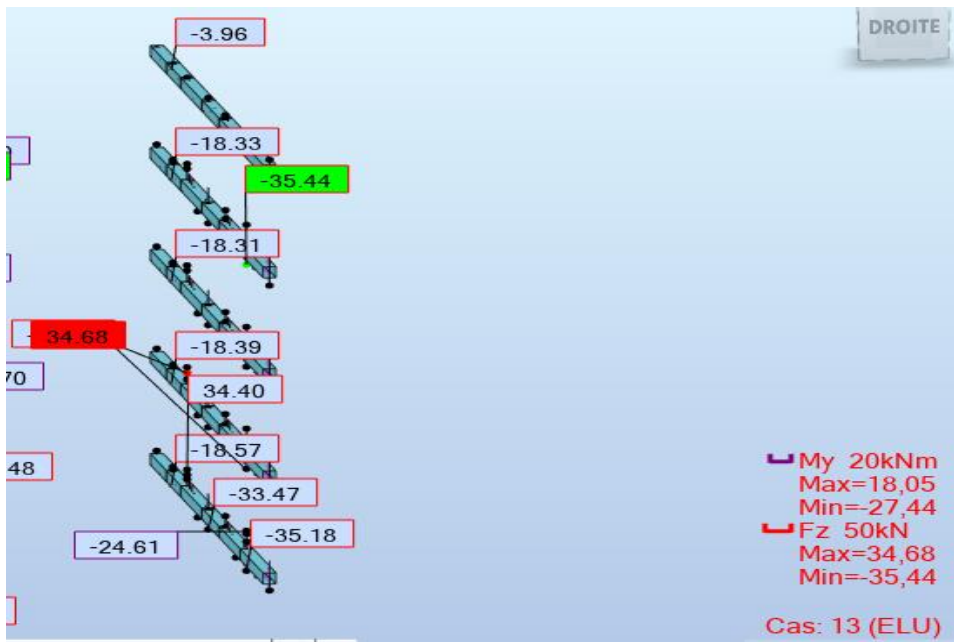


Figure 7.5 :

7.2.2.1 Tableau récapitulatif

	M_{ACcC}	$A_{calc} (cm^2)$	$BALU (cm^2)$	$A_{min}^{rpa} (section\ totale)$	A_{adopt}	Choix
Travée	19.56	1.19	1.26	5.25	5.25	3HA12
Appui	-36.55	2.22	1.26	5.25	5.25	3HA12

Tableau 7.6: Section d'armature adoptée en travée des poutres secondaires

✓ Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} \\ \frac{b}{10} \\ \phi_L \end{array} \right\} \rightarrow \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{350}{35} \\ \frac{300}{10} \\ 12 \end{array} \right\} = \phi_t \leq 10(\text{mm}) \text{ On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopt: $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

✓ Espacement S d'armatures transversales :

Selon RPA**Dans la zone nodale :**

$$s \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t ; \right) \text{ cm} = \min \left(\frac{35}{4} ; 12\phi_t \right) = \min (11.25 ; 9.6) = 8.75 \text{ cm} \text{ On prend : } \phi_t = 8 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S' \leq h/2 \leq 17.5 \text{ cm} \text{ On prend : } \phi_t = 15 \text{ cm}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art. A.5.1.1)

$$t_u = 34.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{t_u}{d*b} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{34.68}{420*300} = 0.27 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \text{ BAEL91 (art. A.5.1.2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.27 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{ C v}$$

7.2.2.2. Schéma du ferrailage des poutres

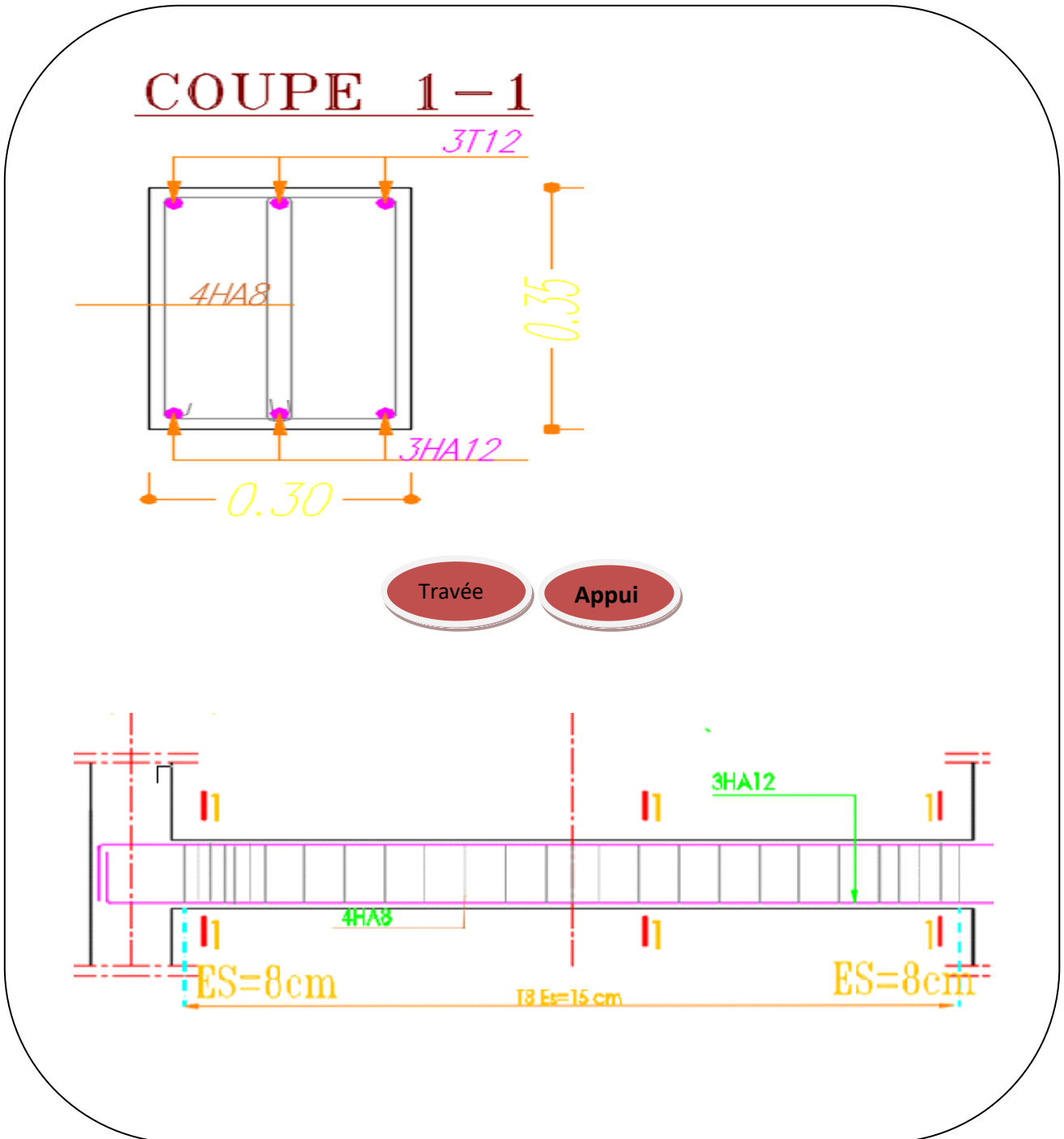


Figure 7.6 : Schéma du ferrailage poutres secondaire

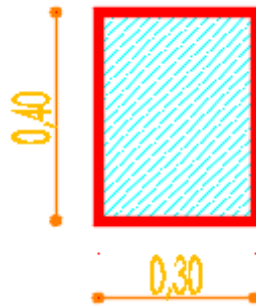
Accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400
--------------	------	---	----	-------	-----	-----

<i>c</i>	<i>S</i>	<i>L</i>	<i>d</i>
3	40×30	3.23	37

Tableau 7.8 :

✓ *L'excentricité*

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$



$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M}{N} = \frac{56.49}{937.76} = 0.063m = 6.3cm \\ e_a = \max(2\text{ cm} ; l/250) = \max(2 ; 323/250) = 2\text{ cm}. \\ e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000.h} (2 + \alpha\varphi) \text{ avec : } l_f = 0.7l \text{ et } \alpha = 0.5 ; \varphi \\ e_2 = 0.14cm \end{array} \right.$$

Donc $e = 8.44cm$

Les efforts corrigés seront

$$A = (0.337 h - 0.81 c) b . h . f_{bu}$$

$$A = 0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.03) . 0.4 \times 0.3 \times 14.2 = 188.2KN . m$$

$$B = Nu (d - c') - Mu$$

$$M_f = Nu \times (e + d - h/2) = 215.12KN.m$$

$$B = 103.71$$

A > B S.P.C La section partiellement comprimée

✓ Calcul de moment réduit

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{215.12}{18.48 \cdot 0.3 \cdot 0.37^2} = 0.368$$

$\mu \leq \mu_e = 0,39$ (Pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

μ	α	z (m)	A_f (cm)
0.345	0.61	0.27	17.51

$$A_f = \frac{M_f}{z \cdot f_{st}} = \frac{0.21512}{0.29 \cdot 400} \cdot 10^4 = 17.51 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée

$$A_s = A_f - \frac{N}{\sigma_s} = 17.14 - \frac{937.76 \cdot 10}{348} = -9.14 \text{ cm}^2$$

Les sections trouvées son nul donc le ferrailage des poteaux aura lieu avec les sections **minimale exigée par les règlements.**

Armatures longitudinales :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

$$A_{min} = 0,8\% \times B$$

$$A_{max} = 4\% \times B \Rightarrow \text{en zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% \times B \Rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

avec B : section de béton

➤ Les résultats récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	<i>Arpa</i> (cm ²)	<i>Amax</i> (cm ²) zone courante.	<i>Amax</i> (cm ²) zone de <i>recv</i>
RDC+Autres étages	40× 30	10.8	4.8	7.2

Tableau 7.9 :. Armatures longitudinales dans les poteaux du RPA99/2003

Les résultats des ferrailages sont résumés dans le tableau suivant

Niveau	Section	N (KN)	M (KN. m.)	A _{clc}	A ^{rpa}	CHOIX
RDC+Autres étages	40× 30	937.76	56.49	0	10.8	8HA14 =12.32cm ²
		5.35	20.62	0.68		
		13.54	115.89	0		

Tableau 7.10 : Les sections de ferrailage longitudinal des poteaux.

❖ Armatures transversale

Øt = 8mm.

On adopte : 4HA8 = 2,01 cm²

Espacement des armatures transversales selon RPA99/version2003

{ Dans la zone nodale : St ≤ min(10Ø_l ; 15cm)
 { Dans la zone courante : St ≤ 15Ø_l

Ø_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

{ 10 cm en zone nodale
 { 15 cm en zone courante

Vérification du ferrailage transversal selon l’RPA99/version2003

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule

suivante $\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \cdot Vu}{ht \cdot fe}$

Vu : L’effort tranchant du calcul.

ht: Hauteur totale de la section brute.

fe: Contrainte limite élastique de l’acier d’armature transversale.

t : L’espacement des armatures transversales.

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

ρ_a. = 2,50 si l’élancement géométrique λg ≥ 5.

ρ_a. = 3,75 si l’élancement géométrique λg < 5.

- ✓ $\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0.7 \cdot 3.23}{0.3} = 7.53 \geq 5$ donc $\rho_a = 2,50$
- ✓ $A_t = \frac{t \cdot \rho_a \cdot v_u}{h \cdot f_e} = \frac{10 \times 2.5 \times 127.17}{40 \times 400} = 0.19 \text{ cm}^2$
- ✓ $\begin{cases} 0.19 < 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (zone nodale) } \dots \dots \dots cv \\ 0.29 < 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante) } \dots cv. \end{cases}$

Vérification de La quantité d'armatures transversales minimale

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par

$$\frac{A_t}{t \times b} (\%)$$

- { Si $\lambda_g \geq 5$ 0,3%
- { Si $\lambda_g \leq 3$ 0,8%
- { Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

On $\lambda_g > 5$ on obtient : $\frac{A_t}{S_t \cdot b} (\%) \geq 0,3 \%$

$$\begin{cases} \frac{2.01}{10 \times 30} = 0.7\% > 0.3\% \text{(zone nodale) } \dots \dots \dots cv \\ \frac{2.01}{15 \times 30} = 0.4\% > 0.3\% \text{(zone nodale) } \dots \dots \dots cv \end{cases}$$

Vérification du poteau à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{127.17 \cdot 10^3}{370.300} = 1.14 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \text{ BAEL91 (art. A.5.1.2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1.14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ Cv}$$

Vérifications des sollicitations tangents

Pour notre cas, on prend la valeur la plus défavorable

$$\checkmark \lambda g = 7.53 \geq 5 \text{ donc } \rho_{a.} = 0.075$$

$$\bar{\tau}_u = 0.075 * 25 = 1.875$$

$$\tau_u = 1.14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

7.3.2 Schéma de ferrailage des poteaux

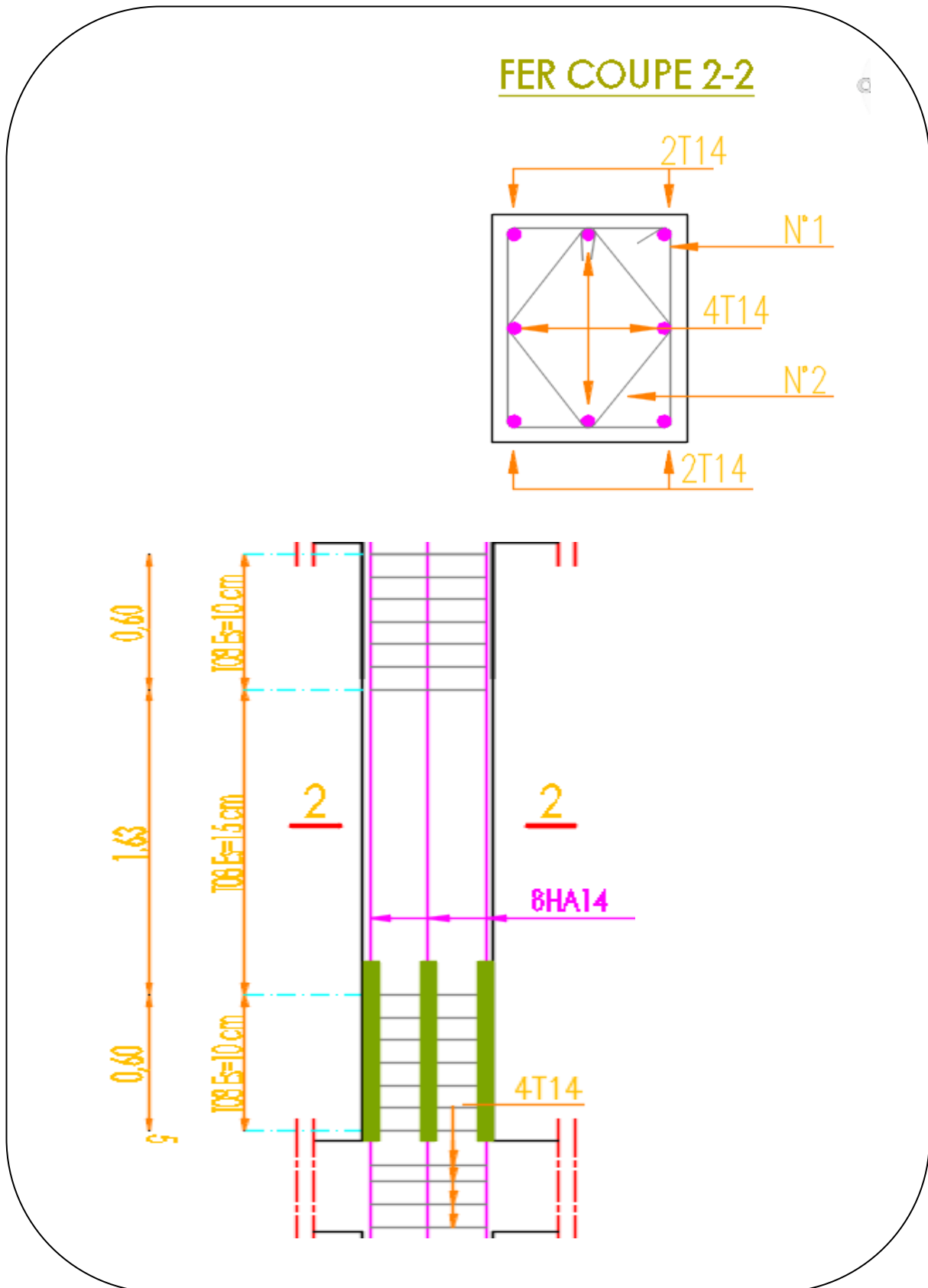


Figure 7.7 : Schéma de ferrailage des poteaux.

7.4. Ferrailage des voiles

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 la force due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant *et* effort tranchant provoqués par l’action du séisme.
- Effort normal du a la combinaison des charges permanentes, d’exploitations et la charge sismique

7.4.2 Les combinaisons des charges

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \\ G + Q \\ 1,35 G + 1,5 Q \end{array} \right.$$

7.4.3. Sollicitations dans les voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifié selon RPA99.V2003 sous les sollicitations suivantes :

Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E_y \\ 0.8G + E_y \end{array} \right.^{G+Q+E_y}$$

Sens x-x		
Niveau	$N (KN)$	$M(KN.m)$
RDC+Autres étages	582.31	932.39
Sens y-y		
RDC+Autres étages	877.33	911.64

Tableau.7.11 : Sollicitations dans les voiles**7.4.4. Prescriptions imposées le RPA99V2003**❖ **Armatures verticales** :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

$A_{min} = 0,20\%L_T \times e$ e : Longueur de la zone tendue e : épaisseur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

❖ **Armatures horizontales** :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

❖ **Armatures transversales** :

Les armatures transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins quatre épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

❖ **Règles communes (armatures verticales et horizontales)**

✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,15\%b \times h & \text{dans la section globale de voile.} \\ A_{min} = 0,10\%b \times h & \text{dans la zone courante.} \end{cases}$$

- L'espacement : $St = \min(1,5e ; 30)$ cm.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m². Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40∅ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

20∅ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge

7.4.5. Méthode de calcul

Détermination des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} \end{cases}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant appliqué

A : Section transversale du voile

I : l'inertie de voile.

v : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

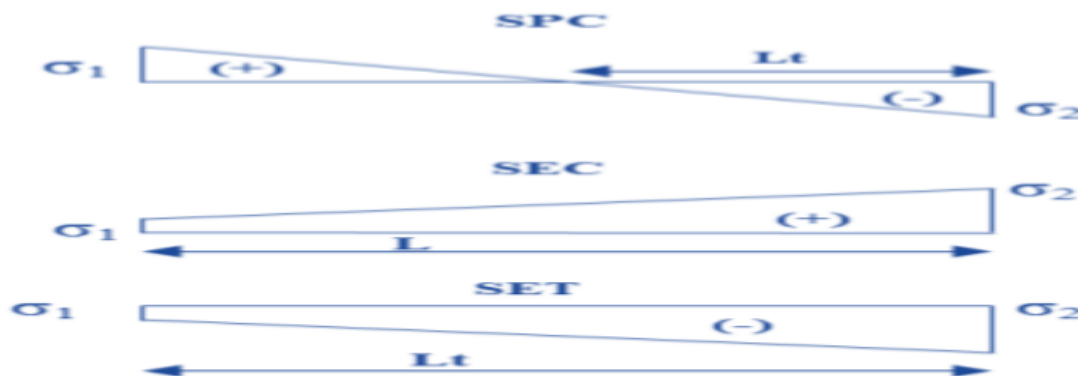


Figure 7.11 : Les différents types des contraintes

On distingue 3 cas :

- ✓ **1^{er} cas** : ($\sigma_1 ; \sigma_2$) sont de signe différent \Rightarrow La section du voile est **partiellement comprimée**.

- ✓ 2^{er} cas: $(\sigma_1 ; \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est **entièrement comprimée (pas de zone tendue)**.
- ✓ 3^{er} cas: $(\sigma_1 ; \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est **entièrement tendue (pas de zone comprimée)**.

Calcul de L_C et L_T

- ✓ Section entièrement tendue (SET) : $L_T = L$
- ✓ Section partiellement comprimée (SPC) : $L_T = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$
- ✓ Section entièrement comprimée (SEC) : $L_T = L$

➤ **Différent type de voile**

Sens y-y :

Voile V1 : $h_e = 3.23 \text{ m}$; $L = 2.20 \text{ m}$; $e = 20 \text{ m}$

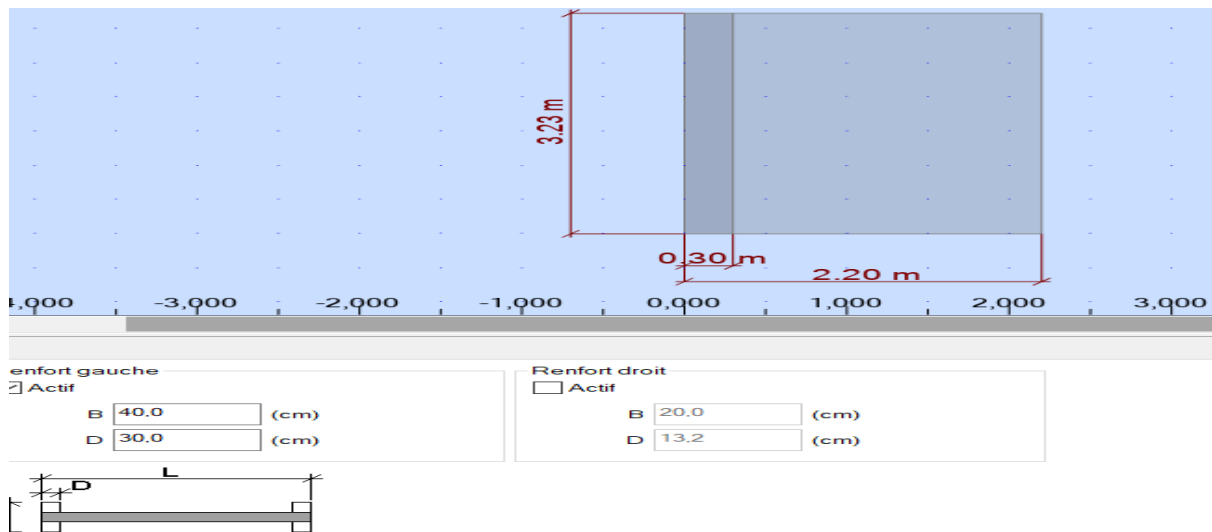
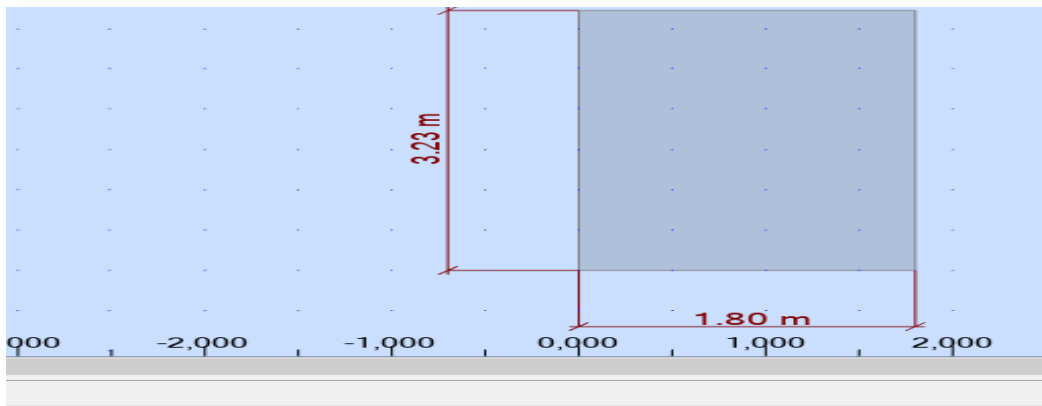


Figure 7.4. Caractérisé de voile

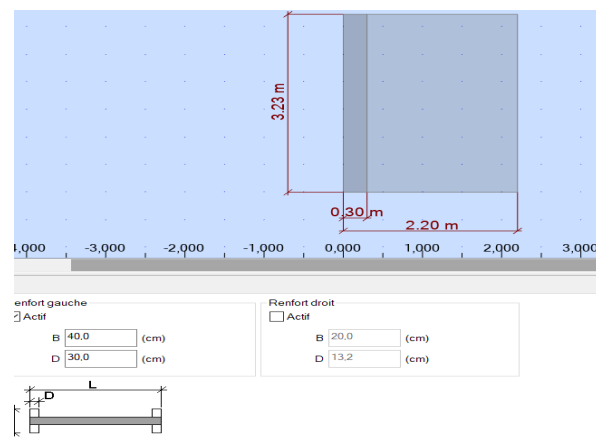
Sens x-x

Voile V1 : $h_e = 3.23 \text{ m}$; $L = 1.8 \text{ m}$; $e = 20 \text{ m}$



➤ Exemple de calcul :

Sens y-y :



$$S = e \times L + b \times h = 0,5 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{(0.3 \times 0.4) \cdot 0.15 + (1.9 \times 0.2) \cdot 1.25}{0.5} = 0.986$$

$$\bar{V} = 1.22$$

$$I = \frac{e \cdot l^3}{12} = \frac{0.4 \cdot 0.3^3}{12} + (0.3 \times 0.4) \cdot (0.83)^2 + \frac{0.2 \cdot 1.9^3}{12} + (1.9 \times 0.2) \cdot (0.27)^2 = 0.225 \text{ m}^4$$

❖ Armatures verticales :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{582.31}{0.5} + \frac{932.39 \cdot 0.98}{0.225} = 5.22 \text{ MPA} \\ \sigma_2 = \frac{582.31}{0.5} - \frac{932.39 \cdot 0.98}{0.225} = -2.89 \text{ MPA} \end{cases} \Rightarrow \text{La section du voile est partiellement comprimée.}$$

✓ Calcul L_t :

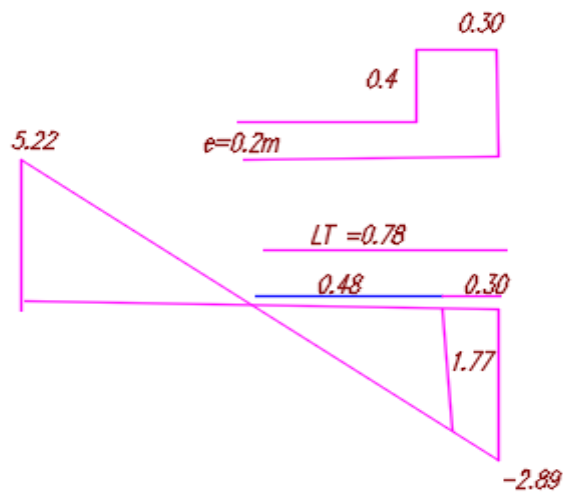
$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 0.78$$

• Partie poteaux

$$\frac{2.89}{0.78} = \frac{\sigma_3}{0.48} \rightarrow \sigma_3 = 1.77 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{1.77 + 2.89}{2} = 2.33 \text{ MPA}$$

$$N = \sigma \times S = \frac{1.77 + 2.33}{2} \cdot (0.3 \cdot 0.4) = 0.285 \text{ MPA}$$



❖ Armature verticale

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{0.285 \cdot 10^4}{400} = 7.2 \text{ cm}^2$$

Armature de couture

$$A_c = 1.1 \cdot \frac{\bar{V}}{F_e} \cdot \frac{x}{L} \text{ avec } \bar{V} = 1.4V$$

$$A_c = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{pot} = 9.24 \text{ cm}^2$$

$A_h = 2.04 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $SH = 20 \text{ cm}$

❖ **Règles communes (armatures verticales et horizontales)**

$$\begin{cases} A_{min} = 0,15\%b \times L & \text{dans la section globale de voile.} \\ A_{min} = 0,10\%b \times L & \text{dans la zone courante.} \end{cases}$$

Donc : $A_h = \max(A_h ; A_{min}) \rightarrow A_h = 5.7 \text{ cm}^2$

Armature transversale

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré, soit 4HA8

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon RPA99 :

$$\tau_b = \frac{1.4 \cdot v_{clc}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,2 \times f_c = 28 = 5 \text{ MPa}$$

b : Épaisseur de voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur total de la section brute.

V_u : effort tranchant à la base du voile.

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 150,37}{20 \times 290,7} = 0.36 \text{ MPa}$$

○ $\tau_b \leq \bar{\tau}$ CV

Vérification à l'ELS

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_s} = \frac{962,84 \times 1000}{0,64 + 15} =$$

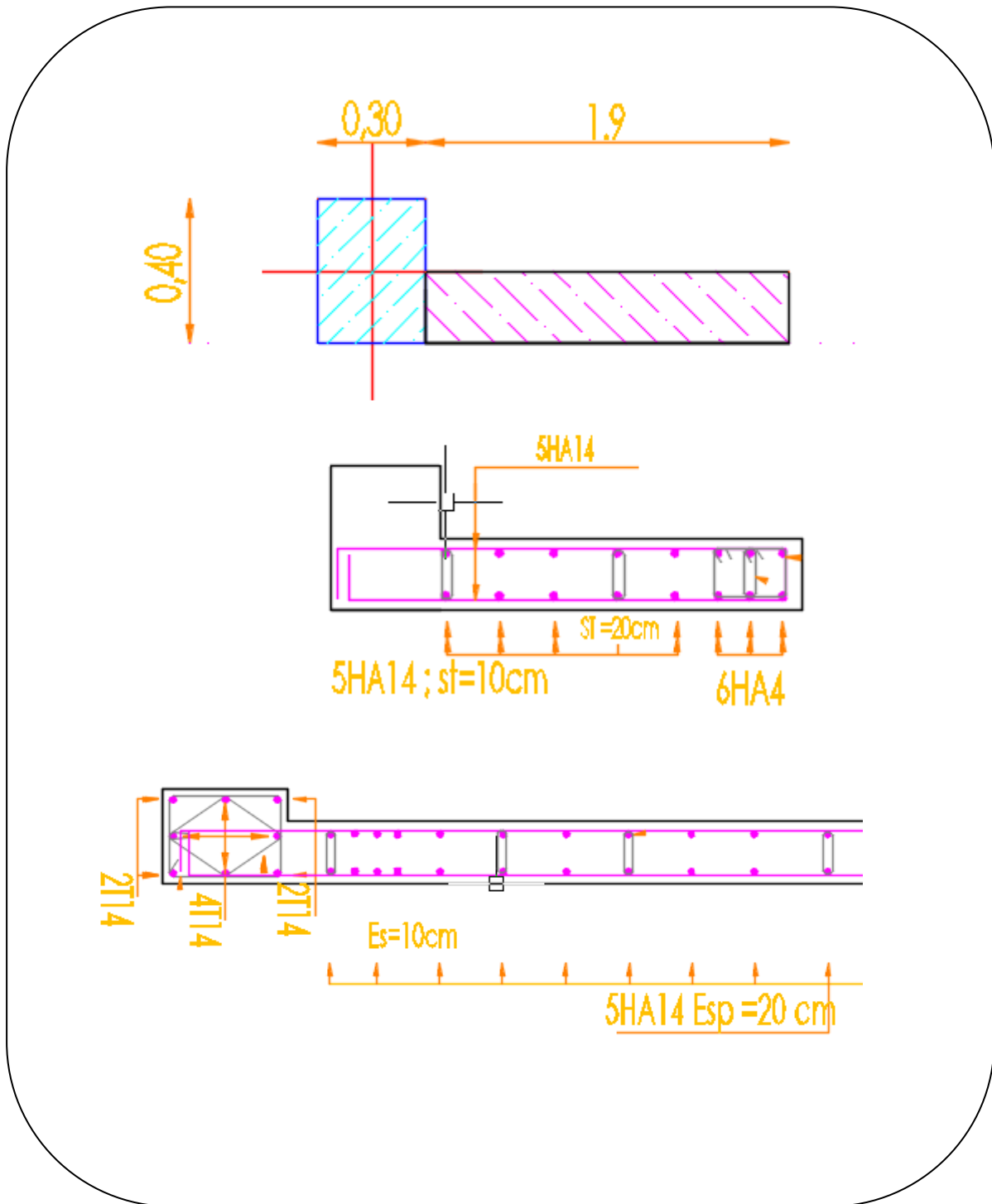
✓ **Tableau récapitulatif**

Ferrailage verticale du voile sens (x-x)										
	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Nature	L_t (cm)	A_{clc}	A_{min}	A_{adopt}	choix	A_h	choix
Voile 1	5.22	-2.89	SPC	0.78	3.45	5.7	5.7	5HA14	5.7	5HA14

Voile	Ferrailage verticale du voile sens (x-x)								
2	10.02	-8.06	SPC	0.66	8.17	5.4	8.17		2.04

Tableau 7.11 : Ferrailage du voile.

7.4.6. Schémas de ferrailage des voile



Chapitre 8: Etude de l'infrastructure

8.1. Introduction

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

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol

8.2. Classification des fondations

Il existe plusieurs types de fondations

✓ **Fondations superficielles :**

Semelles isolées.

Semelles filantes.

Radier général.

✓ **Fondations profondes :**

Fondations sur puits (semi profondes).

Fondations sur pieux (profondes).

✓ **Fondations spéciales :**

Fondation avec sous pression d'eau.

Fondation en terrain instable.

8.3. Choix de type de fondation

- ✓ Type d'ouvrage construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portance de terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement. On adoptera le type de semelle convenable. L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible 1 bars à 2 m de profondeur.

Sol : $\overline{\sigma_{sol}} 100 \text{ KN/m}^2$

- choix de type

$S_{batiment} = 193.2 \text{ m}$

$S_{semelles} = \frac{N_{SER}}{s} \cdot 1.15 \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$S_{semelles} = \frac{1.15 N_{SER}}{\overline{\sigma_{sol}}} = 106.78 \text{ m}$

Vérification : $\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{106.78}{193.2} > 50\%$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui à proposer **un radier général comme fondation**

8.4. Etude du radier

Pré dimensionnement :

$$\begin{cases} S_{batiment} = 193.2 \text{ m}^2 \\ S_{radier} = 106.78 \text{ m}^2 \end{cases}$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

- **Condition de rigidité**

Pour se dispenser des calculs d'un radier sur un sol élastique il faut

Chapitre 8 : Etude de l'infrastructure

$$\frac{l}{l_e} < \frac{\pi}{2} \text{ Avec } l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

l_e : longueur élastique

l : Longueur max de travée

E : module d'élasticité ; 20000 kg/cm²

Kb : coefficient de raideur du sol 4kg/cm² (donne)

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

b : largeur du radier $b = 1m$

$$L_{max} = 5. m; E = 32164.2 \text{ MPA}; K = 40 \text{ MN/m}^3$$

$$\text{Donc : } h = \sqrt[3]{\frac{48.40.5^4}{32164.2.3.14^4}} = 0.74m$$

$$hr = 85 \text{ cm}$$

Pour h = 85cm

$$\frac{l}{l_e} < \frac{\pi}{2}$$

$$I = 5117708.33 \text{ cm}^4$$

$$l_e = 318.07 \text{ cm}$$

$$\frac{500}{318.07} = 1.56 < 1.57 \dots \dots \dots cv$$

On prend : **hr = 85cm**

- **Calcul du D (débordement) :**

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 42.5 \text{ cm}$$

$$D = 50 \text{ cm}$$

Donc : surface du radier $S_{radier} = 238.1$

Alors la surface du radier est : **Sr = 238.1**

Enfinement **A = 24.3m; B = 9.8m; hr = 0.85m**

- **Condition de poinçonnement**

$$N_U \leq 0.045 \cdot u_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_U : L'effort ultime max donne par Robot 2019; $N_U=937.76\text{KN}$

u_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier

$$\mu c = 2x(a' + b') = 2(a + b + 2xh) = 2(0.3 \cdot 0.4 + 2 \cdot 0.85) = 3.64 \text{ m}$$

$$N_U \leq 0.045 \cdot 3.64 \cdot 0.85 \cdot \frac{25000}{1.5} = 937.76\text{KN} < 2320.5 \text{ KN}$$

937.76KN \leq 937.76KNcondition vérifiée

Vérification de la stabilité du radier

- **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 :

$$\sigma = \frac{N}{S_r} < \overline{\sigma_{sol}}$$

N : effort normal du aux charges verticales.

$$\sigma = \frac{8284.9}{238.1} = 34.79 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{sol}} \dots \text{cv}$$

- **Vérification de la stabilité du radier**

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : 0.8 G \pm E

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{l}{4}$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanent

	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	e_x (m)	e_y (m)	$\frac{l_x}{4}$	$\frac{l_y}{4}$	condition
0.8G \pm Ey	13345.17	5661.34	15419.19	0.42	1.15	5.97	2.1	cv

Tableau.8.1 : La vérification de stabilité de radier

- **Diagramme trapézoïdal des contraintes**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}V; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

N : effort normal dû aux charges verticales.

M : effort de renversement dû au séisme

$$N_u = 13345.17$$

Les coordonnées

La forme de radier est rectangulaire (23.9;9.4) ; donc center de gravite

$$Lx = 24.3m \quad Ly = 4.9m$$

$$X_G = \frac{Lx}{2}; \quad Y_G = \frac{Ly}{2}$$

$$X_G = 12.25m \rightarrow Ix = 1654.24m^4$$

$$Y_G = 4.9m \rightarrow Iy = 10694m^2$$

$$Sr = 238.1.15m^2$$

	Sens (xx)	Sens (yy)
N (KN)	13345.17	13345.17
M (KN.m)	5661.34	15419.19
X _G	12.25	12.25
Y _G	4.9	4.9
σ ₁	105.6	7.2
σ ₂	24.7	58.9
σ _{MOY}	11.17	6.87
σsol	100	100

Tableau 8.2 : Résulta de calcule des constraint

$\sigma_m < \sigma_{sol}$ donc Le renversement est vérifié dans les deux sens.

Ferraillage du radier

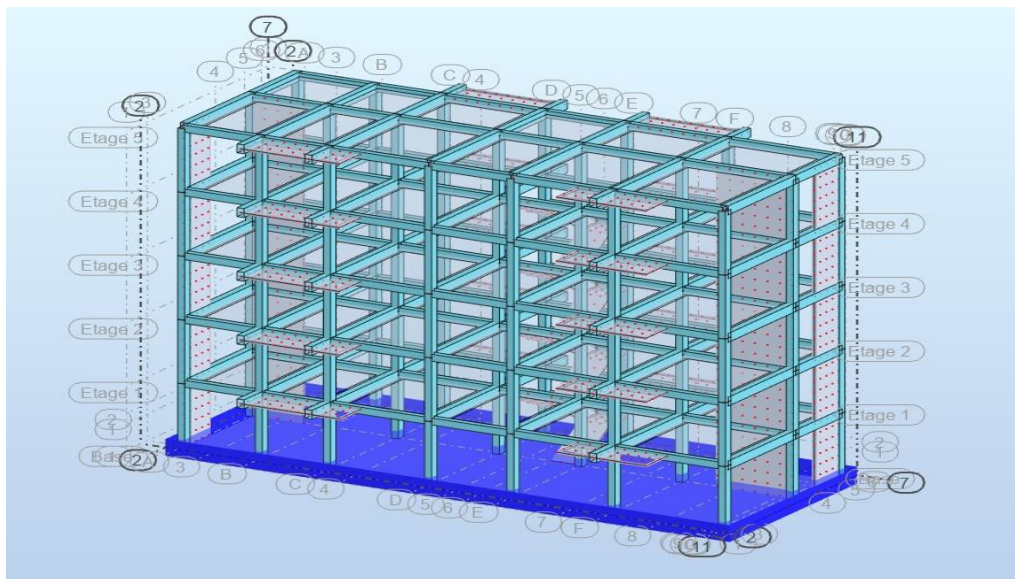


Figure.8.1: Schéma de radier

Le radier est devisé en panneaux qui sont encastrés sur 4 cotés, la fissuration est préjudiciable car le radier est en contact directe avec le sol

- **Méthodes de calcul :**
Par logiciel ROBOT
Dans le sens de la petite portée : sens x

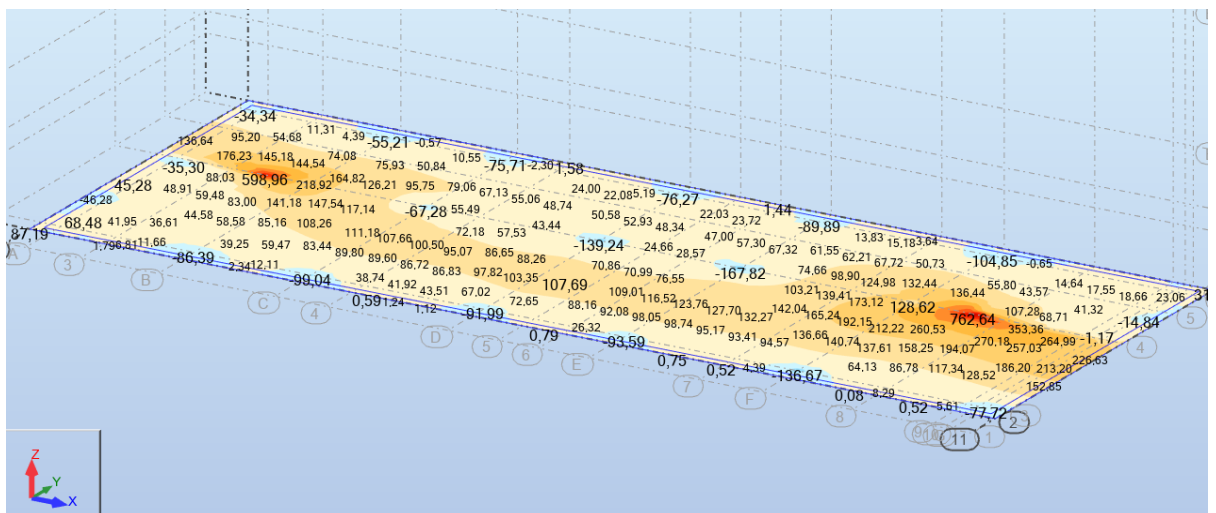


Figure.8.2: Schéma les moments en travée et les moments sur appui par robot 2019

Combinaison	M(KN) appui	M(KN) Travée
ELU	-319.89	124.77
ELS	-225.45	75.51
ACC	-82.91	95.25

Dans le sens de la grande portée : SENS Y-Y

Combinaison	M(KN) appui	M(KN) Travée
ELU	-308.75	87.5
ELS	-222.77	63.5
ACC	-45.51	102.96

Les résultats du calcul résumés dans le tableau suivant :

Le calcul se fait à la flexion simple avec bande de 1 m en deux directions, l'une suivant x-x et l'autre suivant y-y

	Sens (X-X)		Sens (Y-Y)	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
Mu (KN.m)	124.717	-319.89	87.5	-308.75
μ	0.015	0.039	0.011	0.037
Z (m)	0.755	0.748	0.756	0.745
As (cm ² /ml)	6.28	16.12	4.4	15.5
As (cm ² /ml)RPA	8.5	8.5	8.5	8.5
Espacement (cm)	15	15	15	15

Tableau 8.3 : Ferrailages du radier à L'ELU

	Sens (X-X)		Sens (Y-Y)	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
Mu (KN.m)	75.51	-225.45	63.5	-222.77
μ	0.009	0.027	0.007	0.027
Z (m)	0.756	0.749	0.757	0.749
As (cm ² /ml)	2.89	8.63	2.43	8.53
As (cm ² /ml)	8.5	8.5	8.5	8.5
Espacement (cm)	15	15	15	15

Tableau 8.4 : Ferrailages du radier à L'ELS

CHOIS DES BARRES :

Sens x-x		Sens y-y	
Appui	Travée	Appui	Travée
9HA16	5HA14	8HA16	8HA12

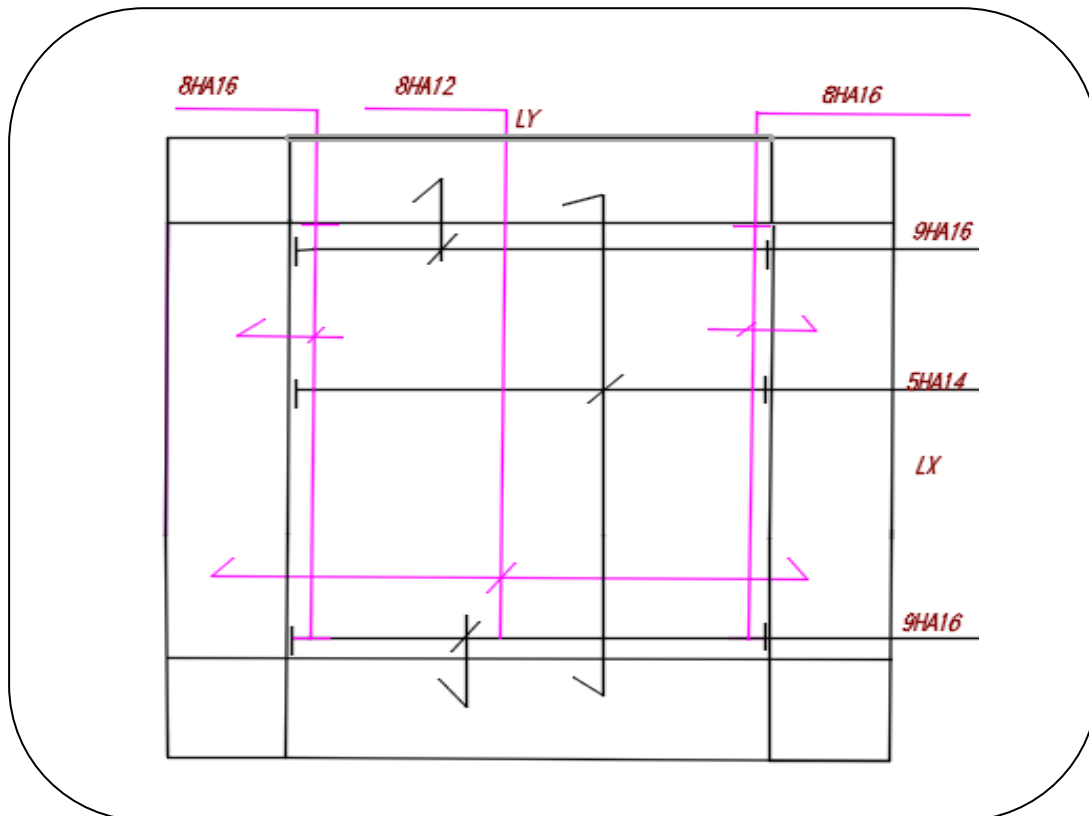


Figure 7.5 : Schéma de ferrailage du radier

Etude du débord du radier :

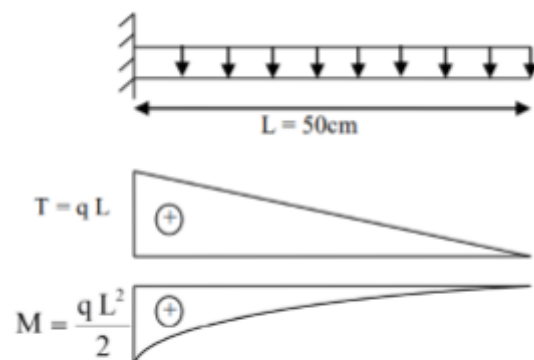
Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm.

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 85 \text{ cm}$

$d = 76.5 \text{ cm}$

$L = 50 \text{ cm}$



Chapitre 8 : Etude de l'infrastructure

$$q_s = \frac{N_s}{S_{RAD}} = 44.98 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{RAD}} = 123.7$$

Donc :

$$M_{SER} = \frac{q_s l^2}{2} = 5.62 \text{ KN.m}$$

$$M_U = \frac{q_u l^2}{2} = 15.46 \text{ KN.m}$$

	Mu (KN.m)	μ	α	Z (m)	AS (cm ²)
ELU	5.62	0.0004	0.0007	0.75	0.21
ELS	15.56	0.001	0.0012	0.76	0.58

Tableau 8.5 : Ferrailages du débord

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0.06 * 25 + 0.6 = 2.1 \\ f_e = 400 \text{ mpa} \end{array} \right.$$

$$A_{min} = 9.23 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 5\text{HA}12$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{t_u}{d \cdot b} \leq \bar{\tau}_u$$

$$t_u = \frac{q_u \cdot l}{2}$$

$$\tau_u = \frac{16.410^{-3}}{0.5 \cdot 0.765} = 0.043 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots \text{CV}$$

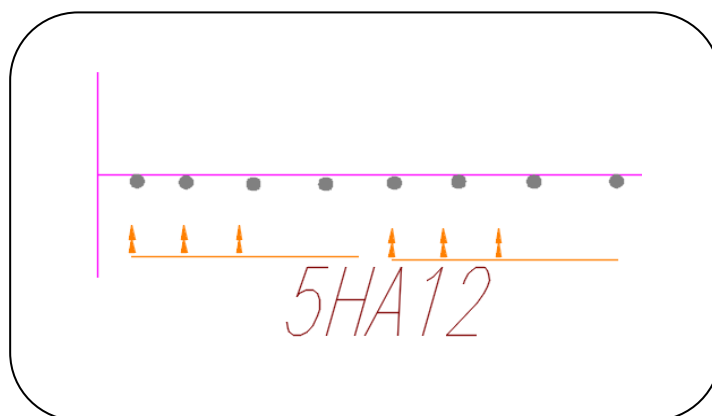


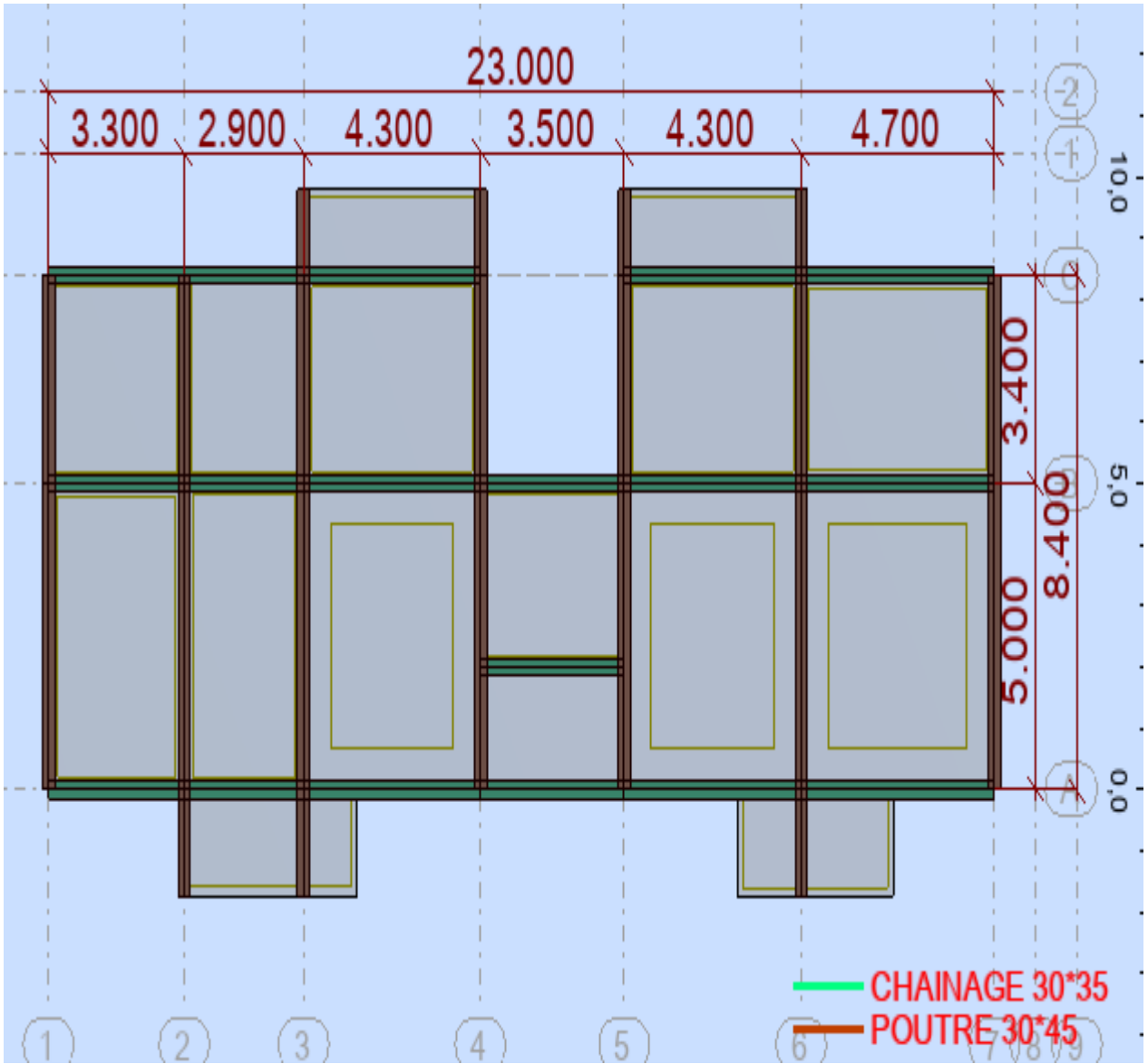
Figure 7.6 : schéma de Ferrailage de débordement

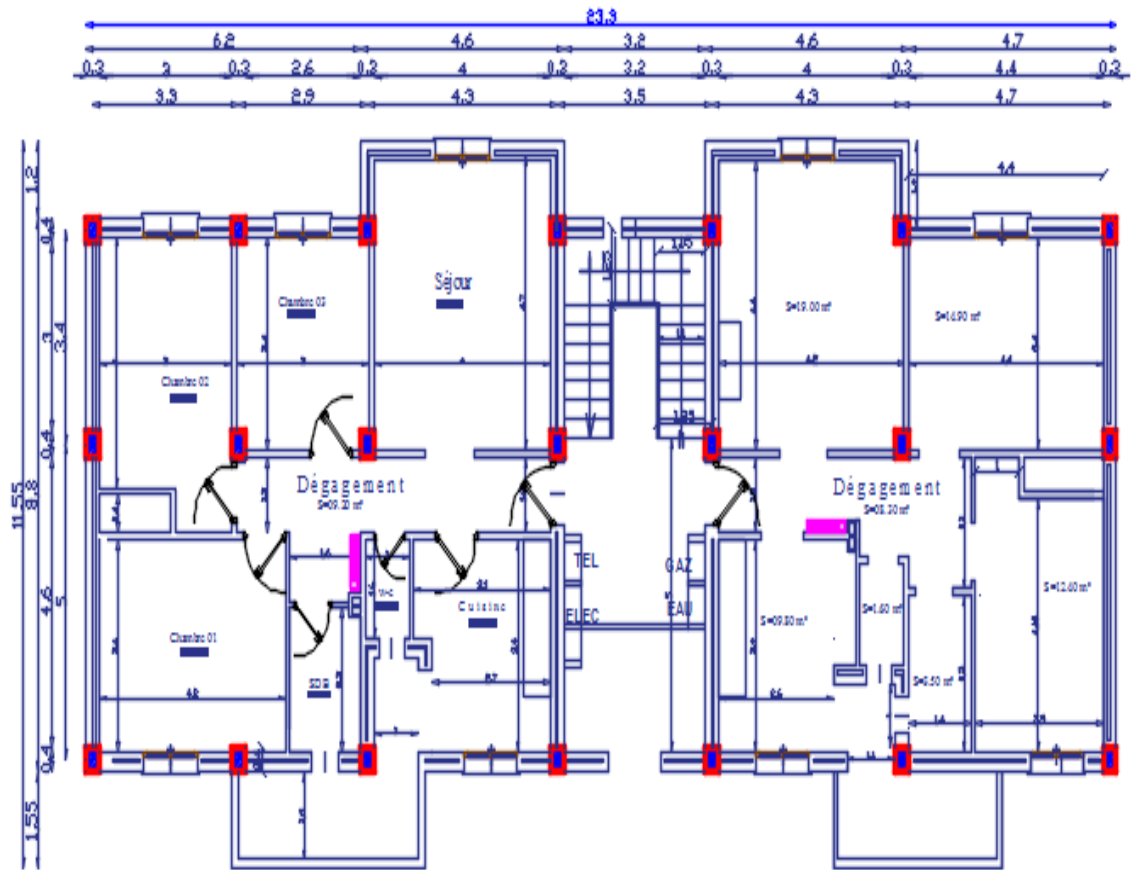
Conclusion générale

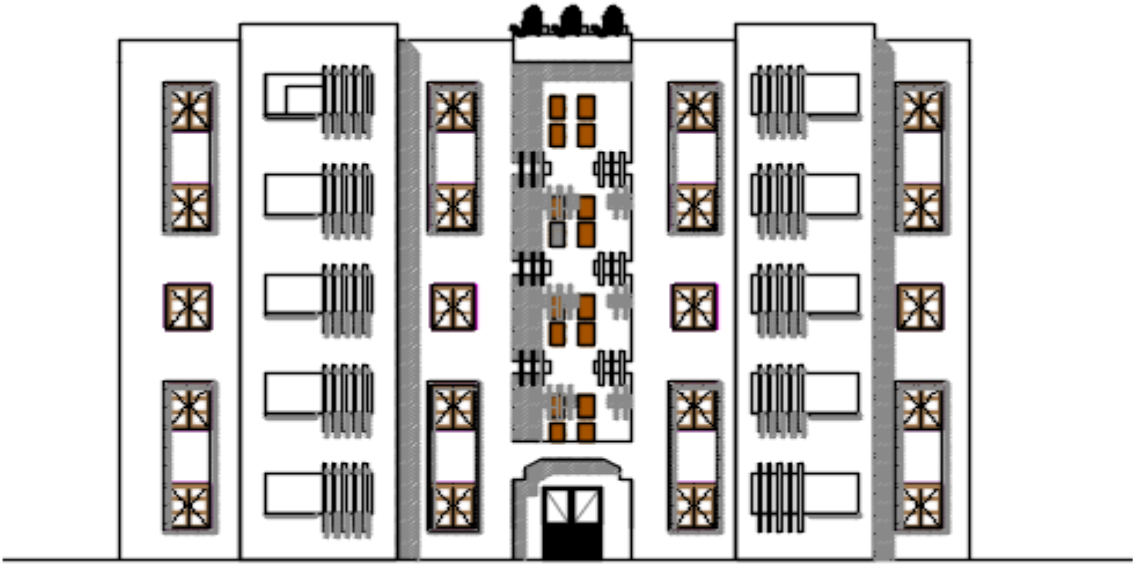
Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées. Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « ROBOT ». Lors de cette étude, nous 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. Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permet de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

J'espère que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et il sera un guide pour les promotions futures.

LES PLANS







Références Bibliographiques

- **Règlements**

RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes

BAEL99 : Béton armé aux états limite

CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé

- **Logiciels et programmes :**

AUTOCAD 2016 (Dessin)

Auto desk robot structure Analysais (2019)

- **Livres**

Pratique et cours du BAEL 91

- **Mémoires**

Mémoire Ahmad + Aymen 2021

KHELAIPIA_SOULEF_Génie civil.._Structures