

Université Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem

Faculté des sciences et de la technologie

Département Génie Civil

Projet de Fin de Cycle

En vue de l'obtention du diplôme de Master en :

Filière : Génie Civil

Option : structure Bâtiment

Thème :

**Etude d'une structure en Béton Armé à usage d'habitation composée de
Rez-De-Chaussée et douze Etages avec Sous-Sol**

Présenté par : **BOUGHEZAL SIDI MOHAMMED YASSINE**
BELMEHDI FAYCAL ABDELMALEK

Président : **MR BENSOUOLA MOHAMED**

Université de Mostaganem

Examineur : **MR SADEK BAHAR**

Université de Mostaganem

Encadreur : **MR MOUSSAOUI SALAH EDDINE**

Université de Mostaganem

Promotion 2022-2023

REMERCIEMENT

- ❖ Tout d'abord, nous tenons à remercier الله, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Un très grand merci à :

- ❖ Notre promoteur **Mr : MOUSSAOUI SALAH EDDINE**, pour nous avoir encadré et orienté tout au long de cette étude.
- ❖ Nos parents qui nous ont suivis pendant nos études
- ❖ Nous remercions chaleureusement nos familles respectives pour toute l'aide et soutien, moral et économique, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études. Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.
- ❖ Nous adressons nos remerciements chaleureusement tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur.
- ❖ Toute personne ayant contribué de près ou de loin à achever ce travail,
- ❖ Et bien sûr, merci à tous les travailleurs de L'Université Mostaganem. et à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.
- ❖ En fin, nos vifs remerciements aux membres de jury et à son président avec qui nous allons soutenir ce mémoire et juger de sa qualité.
- ❖ Et pour finir, un dernier remerciement à toute la promotion 2022-2023 de génie civil de l'université ABDELHAMID IBN BADIS, tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué de sous-sol, un Rez-de chaussée et 12 étages, implanté dans la wilaya de MOSTAGANEM, classé selon le (**RPA 99 version 2003**) comme une zone de moyenne sismicité (zone **IIa**).

Cette étude se compose de sept chapitres : La première c'est la présentation générale du projet, la deuxième c'est le prédimensionnement de la structure et la descente des charges, La troisième pour l'étude des plancher, Le quatrième a été consacré aux éléments secondaires (les escaliers, poutrelles, balcons et l'acrotère), La cinquième chapitre : L'étude dynamique et sismique de la structure, Et le sixième chapitre comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles), et le septième chapitre pour l'étude de l'infrastructure (Libages, Radier, voile périphérique).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clé :

Bâtiment en béton armé

Système poteaux poutre voiles

Radier et Libages

Règlements parasismiques algériens RPA 99/2003

BAEL91 modifiée99

ETABS 9.7.2

Summary:

This project presents a detailed study of a building for residential use consisting of a basement, a ground floor and 12 floors, located in the wilaya of MOSTAGANEM, classified according to (RPA 99 version 2003) as a zone of medium seismicity (zone IIa).

This study is made up of seven chapters: The first is the general presentation of the project, the second is the pre-dimensioning of the structure and the descent of the loads, The third for the study of the floors, The fourth was devoted to the secondary elements (stairs, beams, balconies and the acroterion), The fifth chapter: The dynamic and seismic study of the structure, And the sixth chapter includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (posts, beams, piers) , and the seventh chapter for the study of the infrastructure (Libages, Radier, peripheral pier).

This, taking into account the recommendations of the BAEL91modified99 and the Algerian anti-seismic regulations RPA 99/2003.

Key words:

Reinforced concrete building

beams columns piers system

Radier et Libages

Algerian seismic regulations RPA 99/2003

BAEL91modifiée99

ETABS 9.7.2

ملخص

ويقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى سكني يتألف من الطابق السفلي والطابق الأرضي و 12 طابقا، يقع في ولاية كمنطقة ذات زلزال متوسط (من عام 2003 RPA99 النسخة) مستغانم، ويصنف وفقا للوائح الزلازل الجزائري «IIa».

تتكون هذه الدراسة من سبعة فصول: الأول هو العرض العام للمشروع، والثاني هو التحجيم المسبق لهيكل الأحمال وهبوطها، والثالث لدراسة الأرضيات، والرابع مخصص للعناصر الثانوية (السلالم والعوارض والشرفات)، الفصل الخامس: الدراسة الديناميكية والزلزالية للهيكل، ويتضمن الفصل السادس تعزيز مختلف العناصر المقاومة للهيكل (الأعمدة والروافد والجدران)، والفصل السابع لدراسة البنية التحتية (لبشة من بلاطات مسلحة و الكمرات). هذا، مع مراعاة توصيات اللوائح الجزائرية المتعلقة بالزلازل.

كلمات مفتاحية :

هيكل خرسانة مسلحة

نظام الأعمدة و الروافد و الجدران المضادة للزلازل

لبشة من بلاطات مسلحة و كمرات (سقف مقلوب)

أنظمة الزلازل الجزائرية

Sommaire :

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

1. PRESENTATION DU PROJET :	1
2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE DU PROJET :.....	1
3. PLAN D'ARCHITECTURE :.....	3
4. CARACTERISTIQUE DU BETON :	5
Résistance de compression :.....	5
Résistance à la traction :.....	5
Coefficient de Poisson (ν) :.....	6
Module de déformation longitudinale :.....	6
Module d'élasticité déferé :.....	6
5. CARACTERISTIQUE DE FERRAILLAGE :	6
6. DESCRIPTION DE LA STRUCTURE :.....	6
7. CARACTERISTIQUE DU SOL :.....	7
8. LOGICIELLE UTILISER :.....	7
9. NORMES UTILISEES :.....	7

Chapitre II : Pré dimensionnement et Décence des Charges

1.PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :	9
1.1. Dimensionnement des poutres :.....	9
1.2. Plancher :	9
1.3. dalle pleine :.....	9
1.4. Balcon :.....	11
1.5. Dimensionnement des poteaux :.....	11
1.6. Voile :.....	17

Chapitre III : Etude des plancher

ETUDE DE PLANCHER CORPS-CREUX :.....	19
--------------------------------------	----

1. INTRODUCTION :	19
2. PLANCHER A CORPS CREUX :	19
3. FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION :	19
4. DIFFERENT CAS DE POUTRELLE :	20
5. METHODE DE CALCUL :	20
5.1 Méthode forfaitaire :	20
5.2 Méthode de Caquot :	20
6. CALCUL DES SOLLICITATIONS :	21
6.1 Calcul des Charge :	21
6.2 Moment en Appuis :	22
6.3 Moment en Travée :	23
6.4 Effort Tranchant :	24
6.5 Tableau de résultat :	25
6.6 DIAGRAMMES DES SOLLICITATIONS :	28
7. CALCUL DE FERRAILLAGE :	32

Chapitre IV : Calcul des Eléments Secondaires

1. ETUDE DES ESCALIERS :	39
1.1. Nombre des marches et contre marches :	39
1.2. Epaisseur de paillasse et palier :	40
1.3. Calcul des charges :	40
1.4. Détermination des sollicitations :	42
1.5. Calcul de ferrailage :	48
2. POUTRE PALIERE :	52
2.1. Dimensionnements :	52
2.2. Charge supportée par la poutre :	52
2.3 Calcul des sollicitations :	52
2.4 Calcul de Ferrailage :	54

3. ACROTERE :	58
3.1 Détermination des sollicitations :	58
3.2 Calcul a l'état-limite ultime :	59
3.3 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :	64
3.4. Schéma de ferrailage :	64
4. ETUDE DE BALCON :	64
4.1. Introduction :	64
4.2. Calcul de chargement :	65
4.5. Vérifications à l'ELS :	67

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

1. INTRODUCTION :	70
2. METHODE DE CALCUL :	70
2.1. Méthode statique équivalente :	70
2.2. Méthode dynamique modale spectrale :	70
3. Spectre de réponse de calcul :	71
3.1 Calcul du poids total de chaque plancher :	71
3.2 Poids total de la structure :	71
3.3 Évaluation de la force sismique :	72
4.	76
VERIFICATION DES DEPLACEMENTS :	76
5. JUSTIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET $P\Delta$:	80
6. L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE :	82

Chapitre VI : Etude des éléments principaux

1. INTRODUCTION :	84
2. FERRAILAGE DES POTEAUX :	84
2.1 Dimensionnements des poteaux :	84
2.2 Sollicitation maximum des poteaux :	85

2.3 Armatures longitudinaux :	86
2.4 Armatures transversales :	91
3. FERRAILLAGE DES POUTRES :	94
3.1 Détermination des sollicitations :	94
3.2 Calcul de ferrailage :	94
4. ETUDE DES VOILES :	103
4.1 Introduction :	103
4.2 Le système de contreventement :	103
4.3 Ferrailage des voiles :	105
4.4 Schéma de coupe sur voile :	119

Chapitre VII : Calcul des éléments d'infrastructure

1. CALCUL DE FONDATION :	121
1.1 Introduction :	121
1.2 Définition :	121
2. CALCUL DE RADIER :	122
2.1 Prédimensionnement de radier :	123
3. FERRAILLAGE RADIER :	126
3.1 METHODE DE CALCUL :	126
3.2 Ferrailage de nappe supérieure :	128
3.3 Ferrailage de nappe inférieure :	129
4. FERRAILLAGE DE LIBAGE :	130
4.1 Vérification effort tranchant :	130
4.2 Longueur élastique :	131
4.4 Armatures de peau :	133
4.5 Coupe de Ferrailage :	134
5. FERRAILLAGE VOILE PERIPHERIQUE :	135
5.1 Charge de calcul :	135

5.2 Ferrailage de voile :	135
---------------------------------	-----

Liste des Figures :

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

Figure I.1 : Implantation du projet	1
Figure I.2 : Modélisation de structure	2
Figure I.3 : Plan d'architecture RDC	3
Figure I.4 : Plan d'architecture étage courante.....	4
Figure I.5 : Plan d'architecture sous-sol.....	5
Figure I.6: dalle corps creux	9

Chapitre II : Pré dimensionnement et Décante des Charges

Figure II.7 : Dalle corps creux	9
Figure II.8 : Dalle pleine.....	11
Figure II.9 : schéma du poteau le plus sollicité.....	13
Figure II.10 : Schéma de voile	17

Chapitre III : Etude des plancher

Figure III.11 : Différent cas de poutrelle	20
Figure III.12 : Schéma charge uniformément répartie	22
Figure III.13 : Effort tranchant de différents cas de terrasse	28
Figure III.14 : Effort tranchant de différents cas d'étage courant.....	29
Figure III.15 : Moments fléchissant de différents cas terrasse	30
Figure III.16 : Moments fléchissant de différents cas d'étage courante.....	31
Figure III.17 : Dimensions des poutrelles.....	32
Figure III.18 : Schéma de poutrelle	36
Figure III.19 : Schéma de l'ancrage	36

Chapitre IV : Calcul des Eléments Secondaires

Figure IV.20 : Dimensions d'escalier.....	39
Figure IV.21 : Charges agissant sur les escaliers	42
Figure IV.22 : Schéma de charges a ELU	42
Figure IV.23 : Coupe section 1	43
Figure IV.24 : Coupe section 2	44
Figure IV.25 : Schéma de charges à ELS	44

Figure IV.26 : Coupe section 1	45
Figure IV.27 : Coupe section 2	46
Figure IV.28 : Schéma effort tranchant et moment fléchissant	47
Figure IV.29 : Schéma ferrailage d'escalier	50
Figure IV.30 : Vérification à E.L.S feE500 FNP	51
Figure IV.31 : Schéma de poutre palier	55
Figure IV.32 : Vérification à E.L.S feE500 FNP	56
Figure IV.33 : Charges sur acrotère	58
Figure IV.34 : Organigramme pour le calcul d'une section en flexion composée	59
Figure IV.35 : Schéma de ferrailage d'acrotère	64
Figure IV.36 : Schéma statique de balcon	66
Figure IV.37 : Section a calculé	66
Figure IV.38 : Schéma de balcon	68

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

Figure V.39 : ETABS mode 1	78
Figure V.40 : ETABS mode 2	78
Figure V.41 : ETABS mode 3	79

Chapitre VI : Etude des éléments principaux

Figure VI.42 : Calcul ROBOT EXPERT P50x50 cas 1	88
Figure VI.43 : Calcul ROBOT EXPERT P50x50 cas 2	90
Figure VI.44 : Schéma de ferrailage des poteaux	93
Figure VI.45 : Schéma de ferrailage des poutres principales	102
Figure VI.46 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	102
Figure VI.48 : Disposition des voiles	106
Figure VI.49 : Assign pier section for checking	107
Figure VI.50 : Uniform reinforcing assignment to pier	107

Chapitre VII : Calcul des éléments d'infrastructure

Figure VII.51 : Modélisation Radier sur ETABS	122
Figure VII.52 : Schéma de charge sur radier	122
Figure VII.53 : Donner saisie au programme SOCOTEC	126
Figure VII.54 : Moment résistant donner par SOCOTEC 1	127

Figure VII.55 : Exemple de diagramme de sollicitation donner par ETABS	127
Figure VII.56 : Sollicitation T12e=15 nappe supérieure	128
Figure VII.57 : Sollicitation T12e=15 nappe inférieure	129
Figure VII.58 : Sollicitation T14e=15 nappe inférieure	129
Figure VII.59 : Schéma ferrailage de libage	134
Figure VII.60 : Donner saisie au programme SOCOTEC 2	136
Figure VII.61 : Moment résistant donner par SOCOTEC 2	136
Figure VII.62 : Sollicitation T10e=20 Voile périphérique	137
Figure VII.63 : Donner saisie au programme SOCOTEC 3	137
Figure VII.64 : Moment résistant donner par SOCOTEC 3	138
Figure VII.65 : Sollicitation T12e=20 Voile périphérique	138
Figure VII.66 : Sollicitation T12e=20 Voile périphérique	139

Liste des Tableaux :

Chapitre II : Pré dimensionnement et Décence des Charges

Tableau II.1 : Descente de charge dalle corps-creux Terrace.....	11
Tableau II.2 : Descente de charge dalle corps-creux étage courant.....	11
Tableau II.3 : Dégression des charges permanentes.....	12
Tableau II.4 : Cumulative des charges.....	14
Tableau II.5 : Dégression des Surcharges.....	15
Tableau II.6 : dimensionnement des Poteaux.....	16

Chapitre III : Etude des plancher

Tableau III.7 : Résultats des sollicitations de 1ère cas étage courante.....	25
Tableau III.8 : Résultats des sollicitations de 1ère cas terrasse.....	25
Tableau III.9 : Résultats des sollicitations de 2eme cas étage courante.....	26
Tableau III.10 : Résultats des sollicitations de 2eme cas terrasse.....	26
Tableau III.11 : Résultats des sollicitations de 3eme cas étage courante.....	27
Tableau III.12 : Résultats des sollicitations de 3eme cas terrasse.....	27
Tableau III.13 : Résultats des sollicitations sur les différents cas.....	31

Chapitre IV : Calcul des Eléments Secondaires

Tableau IV.14 : Descente de charge de paillasse.....	40
Tableau IV.15 : Descente de charge de palier.....	40
Tableau IV.16 : Résultats des sollicitations à ELU.....	48
Tableau IV.17 : Résultats des sollicitations à ELS.....	48
Tableau IV.18 : Tableaux d'excentricité critique relative.....	60
Tableau IV.19 : Descente de charge de mur garde-corps.....	65
Tableau IV.20 : Descente de charge de balcon.....	65

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

Tableau V.21 : Poids total de structure.....	72
Tableau V.22 : Facteur de qualité.....	73
Tableau V.23 : Distribution vertical de force sismique.....	76
Tableau V.24 : Vérification de déplacement.....	77
Tableau V.25 : Modes propres.....	79

Tableau V.26 : Vérification de la période.....	80
Tableau V.27 : L'effet $p\Delta$ par rapport à sens X-X.....	81
Tableau V.28 : L'effet $p\Delta$ par rapport à sens Y-Y.....	82
Tableau V.29 : Effort tranchant de la base	82

Chapitre VI : Etude des éléments principaux

Tableau VI.30 : Dimensionnement de poteaux type 1	85
Tableau VI.31 : Dimensionnement de poteaux type 2	85
Tableau VI.32 : Sollicitation des poteaux.....	86
Tableau VI.33 : Ferrailage des poteaux.....	92
Tableau VI.34 : Moment sur poutre principal et secondaire	94
Tableau VI.35 : Vérification à E.L.S feE500 FP	98
Tableau VI.36 : Vérification de la contrainte du voile	118
Tableau VI.37 : Schéma de ferrailage des voiles	119

Chapitre VII : Calcul des éléments d'infrastructure

Tableau VII.38 : Calcul de Libage avec EXCEL 1	130
Tableau VII.39 : Calcul de Libage avec EXCEL 2	131
Tableau VII.40 : Ferrailage de Libage 60x160	133

Introduction générale

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

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**), comportant un RDC, 12 étages, contreventé par voiles et portiques que doit être calculé pour garantir sa stabilité et assurer la sécurité des usagers.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir ;

Le règlement parasismique algérien (RPA99, modifié en 2003)

Les règles de conception et de calcul des ouvrages et des constructions des bâtiments en béton armés suivant la méthode des états limites (BAEL91/99)

Notre travail est organisé en sept chapitres :

- **Le Premier chapitre** consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **Le deuxième chapitre** présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers)
- **Le troisième chapitre** Etude des plancher.
- **Le quatrième chapitre** calcul des éléments secondaire (l'acrotère, les balcons, les escaliers, ...)
- **Le cinquième chapitre** portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par logiciel de calcul ETABS.
- **Le sixième chapitre** calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS.
- **Le septième chapitre** le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.



CHAPITRE I

Présentation de projet et caractéristique de la structure



1. PRESENTATION DU PROJET :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment d'habitation R+12+sous-sol (Groupe 2) en béton armé, implanté à Mazagran dans la wilaya de Mostaganem, Cette région est classée en zone sismique IIa selon le règlement parasismique Algérien en vigueur RPA (CGA, 1999 V 2003).



Figure I.1 : Implantation du projet

2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT :

Largeur du plan :	22.10m
Longueur du plan :	23.00m
Hauteur du Sous-sol :	03.40m
Hauteur du RDC :	03.40m
Hauteur étage courante :	03.40m
Cabine d'ascenseur :	02.00m
Hauteur totale :	46.71m

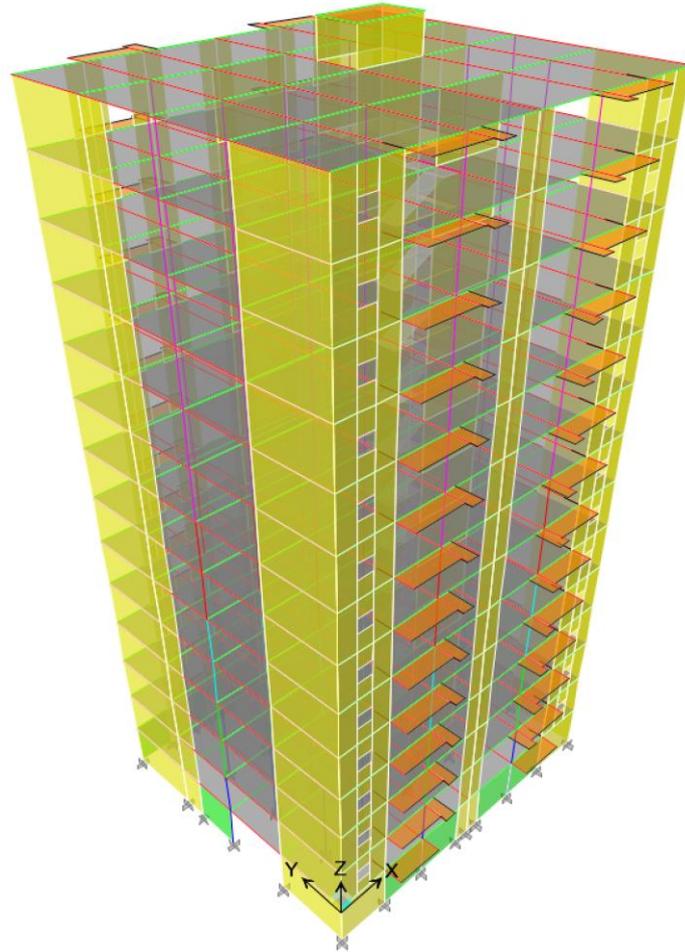


Figure I.2 : Présentation 3D

3. PLAN D'ARCHITECTURE :

RDC :

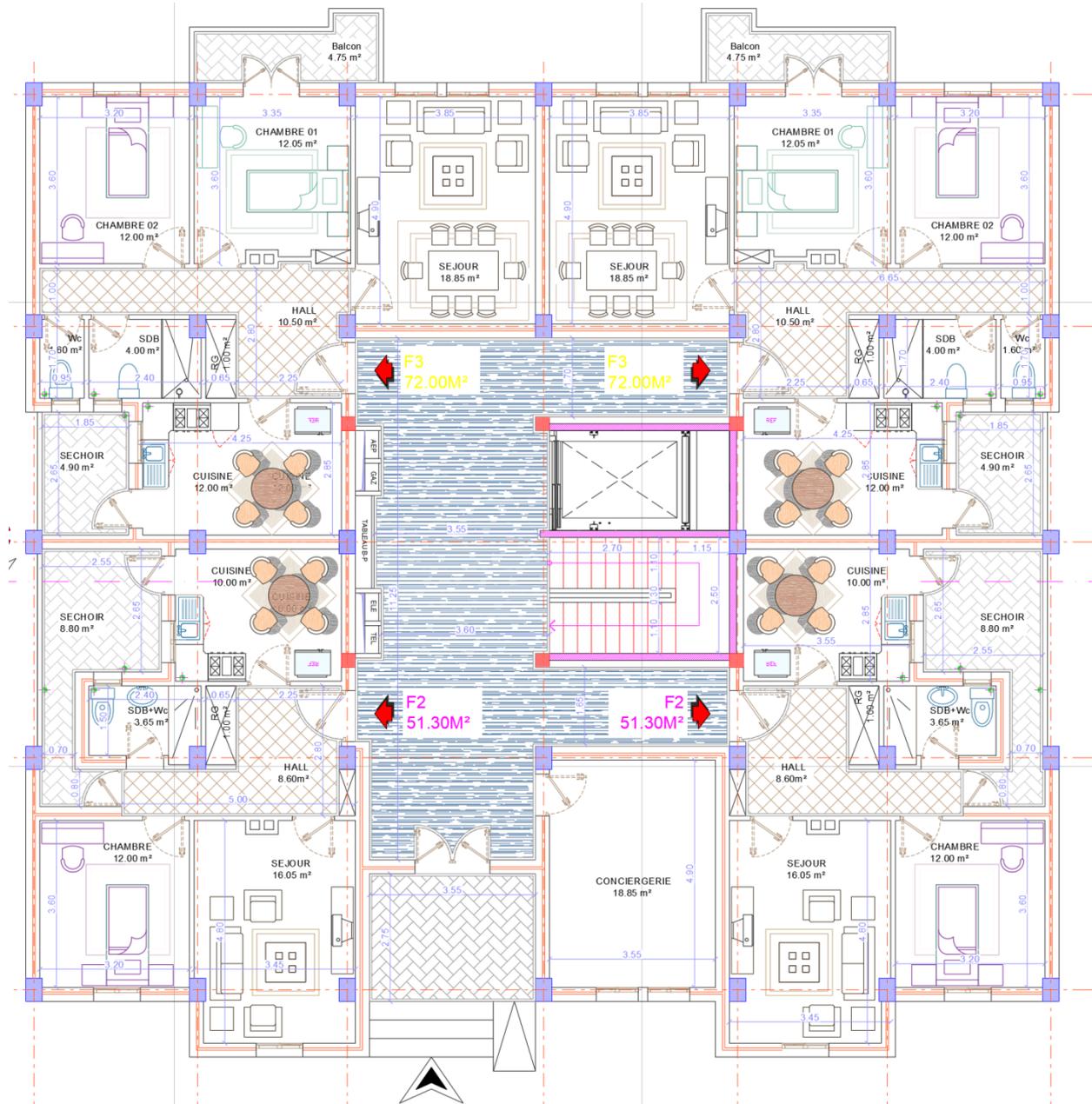


Figure I.3 : Plan d'architecture RDC

Etage courant :

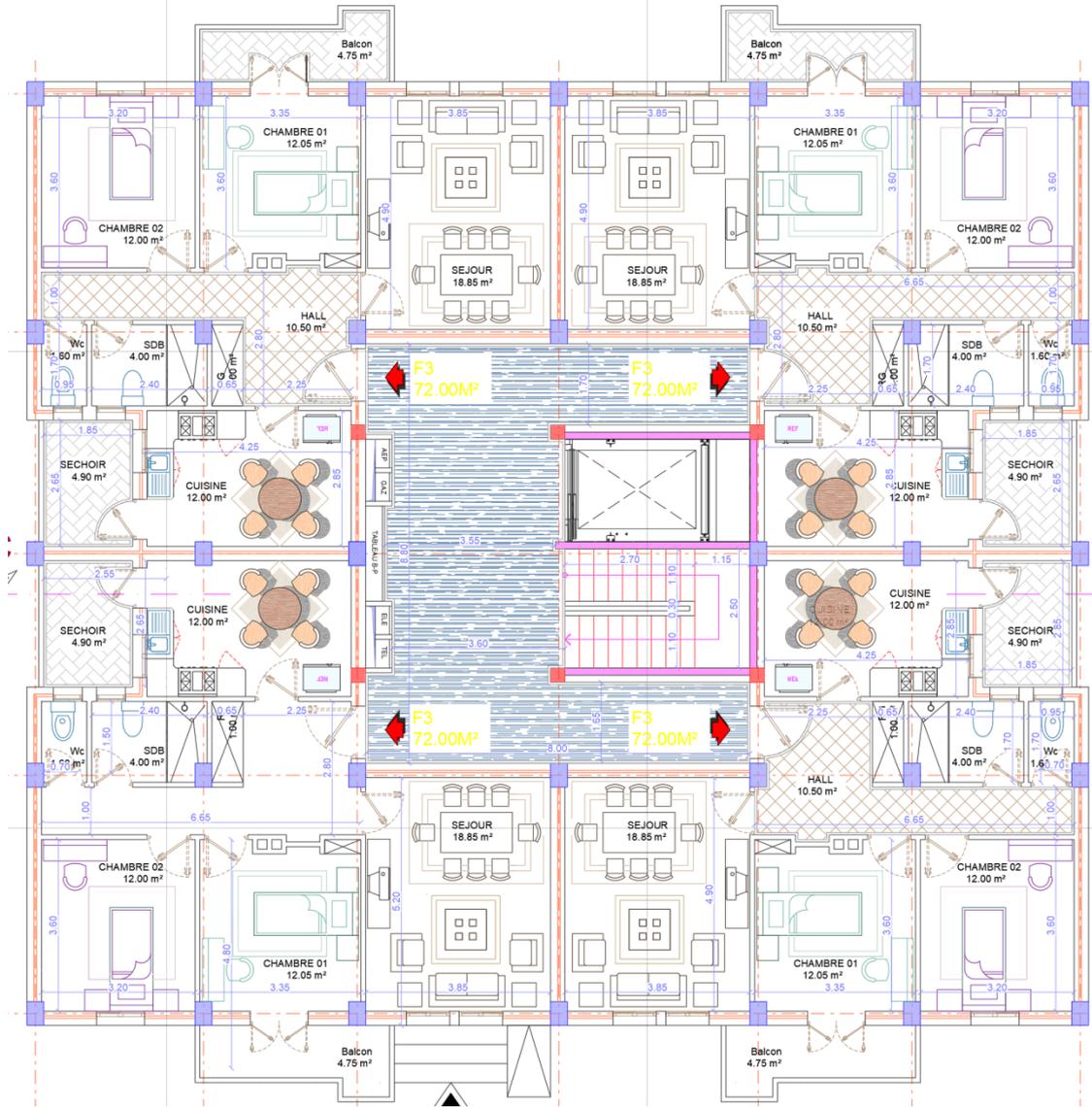


Figure I.4 : Plan d'architecture étage courante

Sous-Sol :

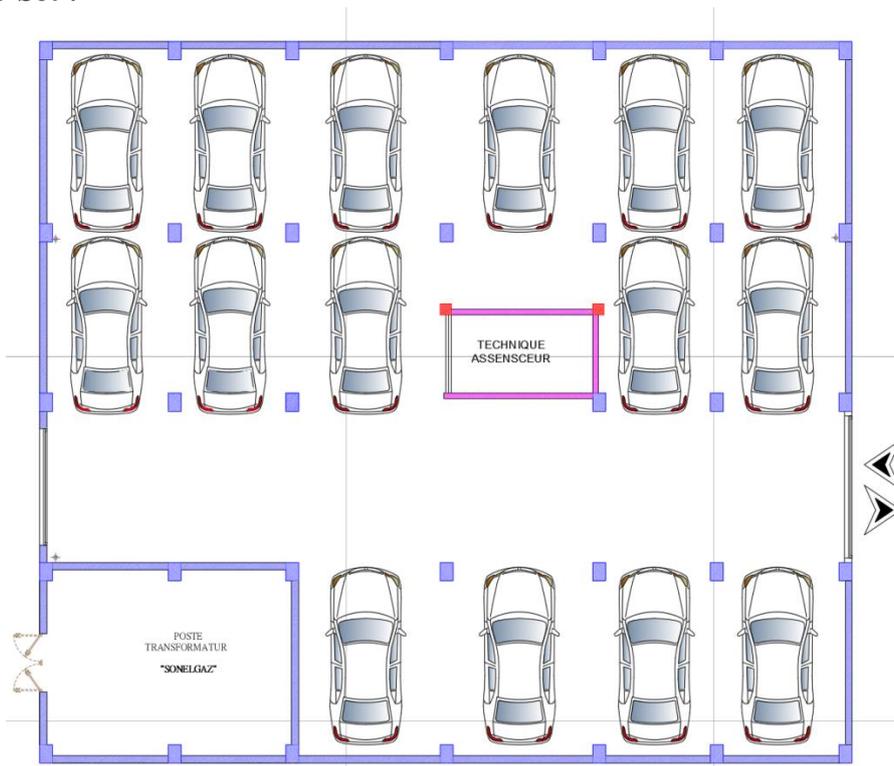


Figure I.5 : Plan d'architecture sous-sol

4. CARACTERISTIQUE DU BETON :

Class de béton 25/30

Résistance de compression :

La résistance à la compression est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

La résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \text{ Pour : } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

On a $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ alors : $f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \longrightarrow f_{cj} = 25 \text{ MPa}$

Résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton à J jours, désignée par f_{tj} est déterminée par trois essais : traction direct, traction par fendage et traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation : $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \longrightarrow f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$

Coefficient de Poisson (ν) :

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

- $\nu = 0$: pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU)
- $\nu = 0,2$: pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS)

Module de déformation longitudinale :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée du béton est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ (MPa)} = 32164.20 \text{ MPa}$$

Module d'élasticité déferé :

Pour un chargement longitudinal duré d'application le module de déformation :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ (MPa)} = 10818.87 \text{ MPa}$$

5. CARACTERISTIQUE DE FERRAILLAGE :

Acier Tor FeE500

Acier doux FeE235

6. DESCRIPTION DE LA STRUCTURE :

- **Ossature de l'ouvrage :** Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

- **Plancher :** Les planchers sont des éléments horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation. On distingue :

Plancher à corps creux.

Plancher à dalle pleine.

-**Escalier :** Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre

-**Maçonnerie :** La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses

types de murs :

Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

Murs intérieurs : Cloison de séparation de 10 cm.

-**Revêtement :** Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs

7. CARACTERISTIQUE DU SOL :

La contrainte du sol 2.5 Bar

L'ancrage à partir de 2m de profondeur dans la formation grés sableuse jaunâtre

Le coefficient Raideur $K_z = 50000 \text{ KN/m}^3$

Site S2

8. LOGICIELLE UTILISER :

- ETABS 9.7.4 pour modélisation de la structure
- SOCOTEC + ROBOT EXPERT pour calcul et vérification de ferrailage
- RDM6 pour calcul de moment
- AUTOCAD pour les dessins des plans

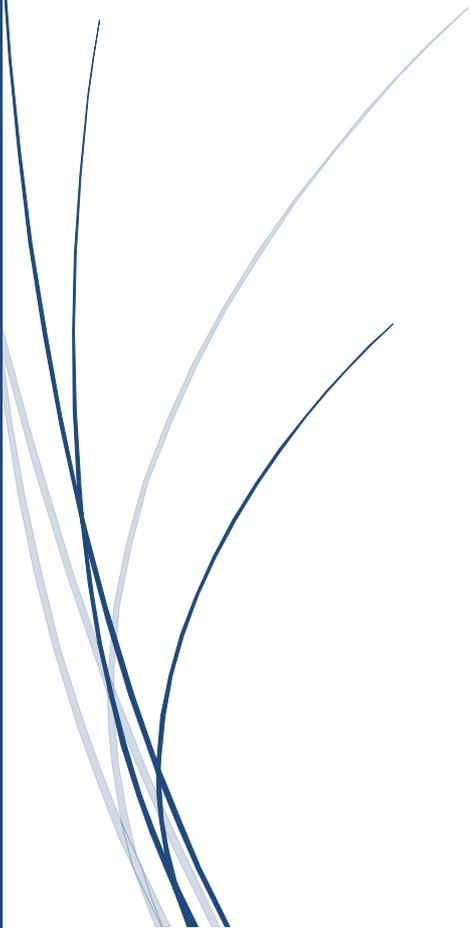
9. NORMES UTILISEES :

- BAEL.91 réviser 99
- R.P.A.99 version 2003
- C.B.A.93
- DTR B.C 2.2



Chapitre II

Prédimensionnement des éléments



1.PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :

1.1. Dimensionnement des poutres :

Poutres Principal :

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

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

$$h = 45\text{cm} \quad b = 30\text{cm}$$

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$$

$$3.33 \leq h \leq 50$$

Poutre Secondaire :

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

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

$$h = 35\text{cm} \quad b = 30\text{cm}$$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

$$28 \leq h \leq 42$$

1.2. Plancher :

-Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges (plancher sur vide sanitaire, planchers intermédiaires, plancher de toiture terrasse). Les planchers sont des éléments porteurs. leur conception influe sur les autres éléments de la construction du point de vue technique et économique. Les dallages sur terre-plein peuvent être assimilés à des planchers.

-Dans notre projet nous avons choisis pour un plancher à corps creux dans tous les niveaux.

-Les dimensionnements des planchers doivent respecter les conditions suivantes :

- condition d'isolation phonique : $e \geq 16 \text{ cm}$
- condition de sécurité incendie :
 - $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu
 - $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu

condition de résistance à la flexion :

$$e \geq \max \left(\frac{l_{max}}{22.5} \right)$$

$$\frac{l}{25} < e < \frac{l}{20}$$

$$\frac{420}{25} < e < \frac{420}{20}$$

$$16.8 < e < 21$$

On prend $e=20\text{cm}$

dalle à corps creux 16+4.

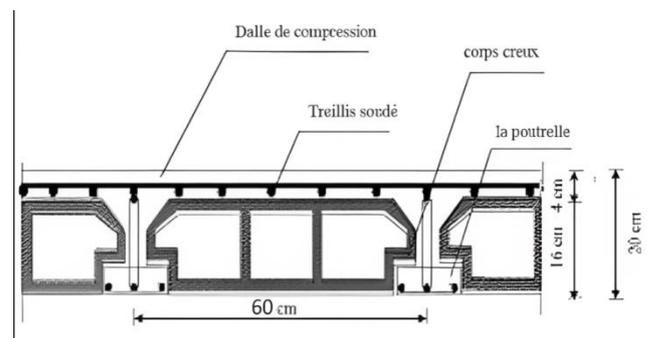


Figure II.7 : Dalle corps creux

1.3. dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs. L'épaisseur de la dalle dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Condition d'isolation acoustique : $e \geq 16$ cm

Condition de sécurité incendie :

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu
- $e \geq 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu

Condition de résistance à la flexion :

Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} < e < \frac{L}{30}$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{50} < e < \frac{L}{40}$

Avec $L = \min(LX_{max}; LY_{max})$; $L = \min(4,15 ; 2,55)$

$$\frac{255}{35} < e < \frac{255}{30} \longrightarrow 7,3 < e < 8,5$$

Condition de flèche :

Nous devons vérifier la condition suivante :

si la portée : $L \leq 5m$

$$f_{max} \leq \frac{L_{max}}{500}$$

si la portée : $L > 5m$

$$f_{max} \leq 0.5 + \frac{L_{max}}{1000}$$

Le calcul de résistance des matériaux nous donne la flèche maximale :

$$f_{max} = \frac{5qL^4}{384.EI}$$

Avec $L = 415$ cm

$E =$ module d'élasticité de béton : $E = 321641.95$ kg/cm²

$I =$ moment d'inertie : $I = \frac{b.e^3}{12}$

$$L < 5m ; f_{max} = \frac{L_{max}}{500} \iff \frac{5qL^4}{384E \frac{be^3}{12}} = \frac{L_{max}}{500} \iff e > \sqrt[3]{\frac{5qL^4}{\frac{384Eb}{12} \left(\frac{L_{max}}{500}\right)}}$$

$G = 8.52$ KN/m² $Q = 2.5$ KN/m²

$q = (1.35 \times 8.52 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.252$ KN/m²

$q = 15.252$ Kg/cm² $b = 100$ cm $L = 415$ cm $E = 321641.95$ Kg/cm²

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{5.415^4 \cdot 15.252}{\frac{384 \cdot 321641.95 \cdot 100}{12} \times \frac{415}{500}}} \quad e \geq 13.83 \text{ cm}$$

Nous prenons comme épaisseur de la dalle 20 cm.

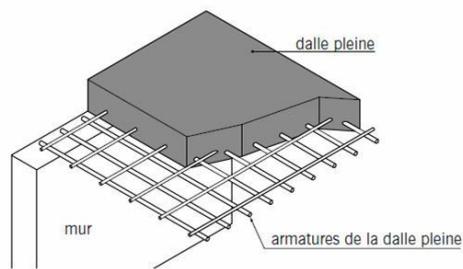


Figure II.8 : Dalle pleine

1.4. Balcon :

Calcul de l'épaisseur

L'épaisseur est conditionnée par :

$e \geq L/10$; avec $L=1,35\text{m}$ (largeur de balcon)

alors : $e \geq 13,5$

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

1.5. Dimensionnement des poteaux :

Valeur cumulée des charges :

Dalle corps-cœur :

Dalle corps creux Terrasse			
	ep(cm)	poids.V	KN/m ²
Dalle 16+4	1	2.8	2.8
enduit en platre	1	0.1	0.1
forme de pent (mortier H)	12.5	0.18	2.25
Ecran 36S	1	0.18	0.18
isolent thermique	5	0.135	0.675
etanchiete multicouche	1	0.06	0.06
gravier rouler 5cm	5	0.2	1
		G (KN/m ²)	7.065
		Q (KN/m ²)	1

Tableau II.1 : Descente de charge dalle corps-cœur Terrasse

Dalle corps creux courant			
	ep(cm)	poids.V	KN/m ²
Dalle 16+4	1	2.8	2.8
enduit en platre	1	0.1	0.1
mortier de pose	2	0.2	0.4
Dallage céramique	1	0.8	0.8
Cloisier interiere	1	1	1
		Total	5.1
		Q (KN/m ²)	1.5

Tableau II.2 : Descente de charge dalle corps-cœur étage courant

n étage	G KN/m ²	Cumulative (KN/m ²)	N (KN)
Terrasse	7	7	122,71
12eme	5,1	12,1	212,113
11eme	5,1	17,2	301,516
10eme	5,1	22,3	390,919
9eme	5,1	27,4	480,322
8eme	5,1	32,5	569,725
7eme	5,1	37,6	659,128
6eme	5,1	42,7	748,531
5eme	5,1	47,8	837,934
4eme	5,1	52,9	927,337
3eme	5,1	58	1016,74
2eme	5,1	63,1	1106,143
1ere	5,1	68,2	1195,546
RDC	5,1	73,3	1284,949
Radier	0	73,3	1284,949

Tableau II.3 : Dégression des charges permanentes

Poutres :

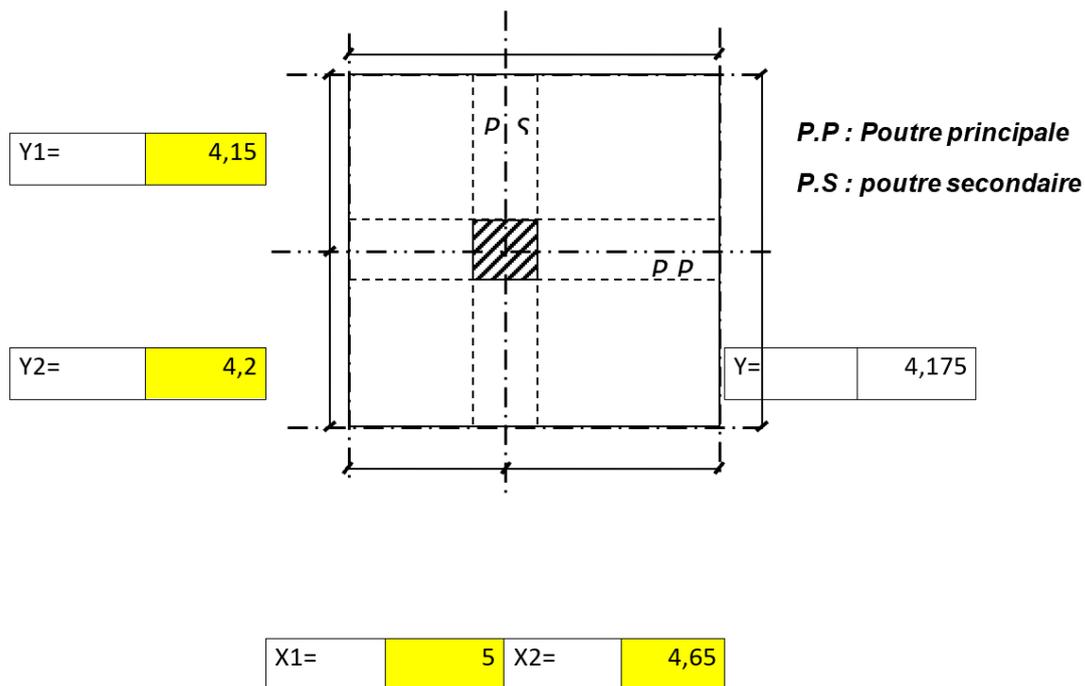


Figure II.9 : schéma du poteau le plus sollicité

$$N_{upp} = b \times h \times \delta_b \times L$$

$$N_{upp} = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 4.825$$

$$N_{upp} = 16.28 \text{ KN}$$

$$N_{ups} = b \times h \times \delta_b \times (L - b)$$

$$N_{ups} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (4.175 - 0.3)$$

$$N_{ups} = 10.17 \text{ KN}$$

n étage	N PP	N PS	Cumulative
Terrace	16,28	10,17	26,45
12eme	16,28	10,17	52,9
11eme	16,28	10,17	79,35
10eme	16,28	10,17	105,8
9eme	16,28	10,17	132,25
8eme	16,28	10,17	158,7
7eme	16,28	10,17	185,15
6eme	16,28	10,17	211,6
5eme	16,28	10,17	238,05
4eme	16,28	10,17	264,5
3eme	16,28	10,17	290,95
2eme	16,28	10,17	317,4
1ere	16,28	10,17	343,85
RDC	16,28	10,17	370,3
Radier	0	0	370,3

Tableau II.4 : Cumulative des charges

Dégression des Surcharges :

n étage	formule	Q (KN/m ²)	N (KN)
Terrace	Q_0	1	20,14
12eme	$Q_1 + Q_0$	2,5	50,35
11eme	$2 \times Q_1 + 0,9 \times Q_0$	3,9	78,55
10eme	$2,9 \times Q_1 + 0,8 \times Q_0$	5,15	103,72
9eme	$3,7 \times Q_1 + 0,7 \times Q_0$	6,25	125,88
8eme	$4,4 \times Q_1 + 0,6 \times Q_0$	7,2	145,01
7eme	$5 \times Q_1 + 0,5 \times Q_0$	8	161,12
6eme	$5,5 \times Q_1 + 0,5 \times Q_0$	8,75	176,23
5eme	$6 \times Q_1 + 0,5 \times Q_0$	9,5	191,33
4eme	$6,5 \times Q_1 + 0,5 \times Q_0$	10,25	206,44
3eme	$7 \times Q_1 + 0,5 \times Q_0$	11	221,54
2eme	$7,5 \times Q_1 + 0,5 \times Q_0$	11,75	236,65
1ere	$8 \times Q_1 + 0,5 \times Q_0$	12,5	251,75
RDC	$8,5 \times Q_1 + 0,5 \times Q_0$	13,25	266,86
Radier	$Q_2 + 8 \times Q_1 + 0,5 \times Q_0$	15	302,10

Tableau II.5 : Dégression des Surcharges

Q_0 : Charge d'exploitations de Terrasse 1KN/m²

Q_1 : Charge d'exploitations d'étage courante 1,5KN/m²

Q_2 : Charge d'exploitations de Radier 2,5KN/m²

Les vérifications :

Pour prédimensionnement des poteaux il faut assures trois conditions :

Critère de résistance :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\theta(\sigma_{bc}/0.9) + 0.85(A/B_r)\sigma_s}$$

On suppose $\lambda = 35$ pour $\beta = 1.2$

$A/B_r = 0.008$ zone IIa (Mostaganem)

$\sigma_{bc} = 14.17$ MPa

$\sigma_s = 434.78$ MPa

$B_r \geq 0.64 \times N_u$

$$a \geq \sqrt{B_r} + 2$$

Condition RPA :

$$\frac{N_u}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$\text{Min (a ; b)} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min (a ; b)} \geq \frac{H_e}{20}$$

$$0.25 \leq \frac{a}{b} \leq 4$$

$$B_c \geq \frac{N_u}{0.3 \times f_{c28}}$$

$$a \geq \sqrt{\frac{N_u}{0.3 \times f_{c28}}}$$

Condition au flambement :

$$\lambda \leq 35 \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$\frac{l_f}{i} \leq 35 \quad i = \sqrt{\frac{a^2}{12}}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$a \geq \frac{l_f \sqrt{12}}{35}$$

$$a \geq 23.56 \text{ cm}$$

n etage	Q (KN)	G (KN)	poutres (KN)	N poteaux	Nu	Br	a	RPA	min	Choix
Terrace	20,14	122,71	26,45	0	231,576	148,2086	14,1741	17,5718	25	40
12eme	50,35	212,113	52,9	12	449,4926	287,6752	18,96099	24,48108	25	40
11eme	78,546	301,516	79,35	24	664,3881	425,2084	22,62058	29,76325	30	40
10eme	103,721	390,919	105,8	36	874,7522	559,8414	25,66097	34,15166	35	40
9eme	125,875	480,322	132,25	51,1875	1084,888	694,3282	28,35011	38,03311	40	45
8eme	145,008	569,725	158,7	66,375	1290,492	825,9149	30,73873	41,48079	45	45
7eme	161,12	659,128	185,15	85,125	1496,374	957,6794	32,9464	44,66727	45	50
6eme	176,225	748,531	211,6	103,875	1700,746	1088,477	34,99208	47,61996	50	50
5eme	191,33	837,934	238,05	126,5625	1910,433	1222,677	36,9668	50,47023	55	55
4eme	206,435	927,337	264,5	149,25	2120,12	1356,877	38,83581	53,16791	55	55
3eme	221,54	1016,74	290,95	176,25	2335,629	1494,803	40,66268	55,80477	60	60
2eme	236,645	1106,143	317,4	203,25	2551,138	1632,728	42,40703	58,32253	60	60
1ere	251,75	1195,546	343,85	234,9375	2772,975	1774,704	44,12724	60,80543	65	65
RDC	236,645	1284,949	370,3	266,625	2949,497	1887,678	45,44742	62,71095	65	65
Radier	221,54	1284,949	370,3	266,625	2926,84	1873,178	45,28022	62,46962	65	65

Tableau II.6 : dimensionnement des Poteaux

1.6. 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-à-vis des forces horizontales. Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique algérien :

$$e \geq \max\left(15 \cdot \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22} \cdot \frac{h_e}{20}\right)$$

$$e \geq \max(15; 12.8; 14.54; 16)$$

$$h_e = (340 - 20) = 320 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

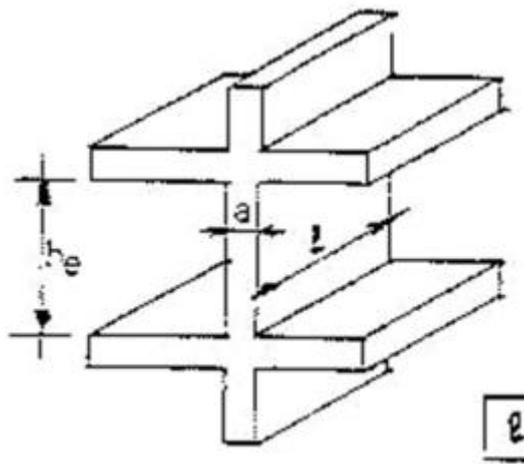
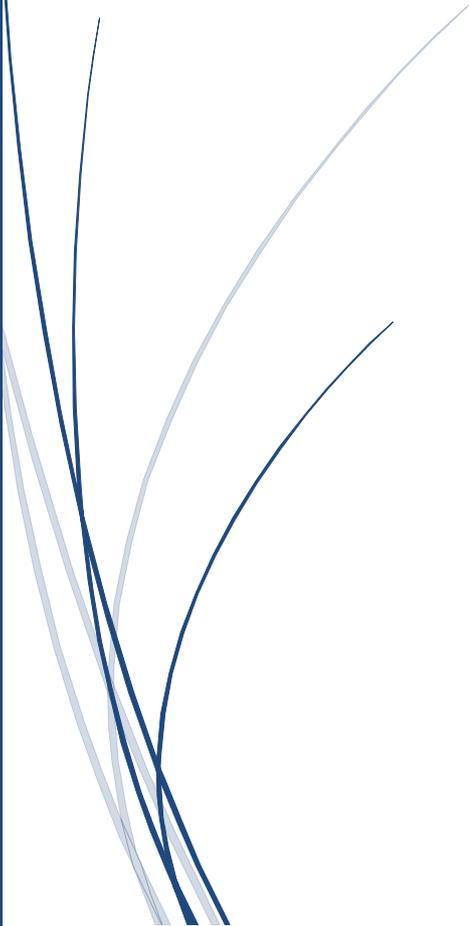


Figure II.10 : Schéma de voile



Chapitre III

Etude des plancher



ETUDE DE PLANCHER CORPS-CREUX :

1. INTRODUCTION :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux

2. PLANCHER A CORPS CREUX :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (16x20x65) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur

3. FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION :

La dalle de compression d'épaisseur 4 cm doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles
- 33cm pour les barres parallèles aux poutrelles

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

En Algérie les entre axes les plus utilisés sont : 56 cm et 65 cm.

On a $50\text{cm} \leq lx \leq 80\text{cm}$ \longrightarrow $lx = 65\text{cm}$

$$A_{\text{per}} \geq \frac{4lx}{400} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65\text{cm}^2$$

Soit 5HA6

Avec $A = 1.41\text{cm}^2$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\text{par}} = \frac{A_{\text{per}}}{2} = 0.705\text{cm}^2$$

Soit 3HA6

Avec $A = 0.85\text{cm}^2$

On adoptera un treillis soudé de TS6 (200x200).

4. DIFFERENT CAS DE POUTRELLE :

Dimension :



Figure III.11 : Différent cas de poutrelle

5. METHODE DE CALCUL :

5.1 Méthode forfaitaire :

La méthode s'applique aux "constructions courantes" où la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN/m^2 : $Q \leq \text{Max} (2 G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.

Elle ne s'applique qu'aux éléments fléchis (poutres ou dalles calculées en flexion dans un seul sens) remplissant les conditions suivantes :

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,2.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé et de ses Revêtements.

Dans le cas où l'une de ces trois dernières hypothèses n'est pas vérifiée, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (Méthode de Caquot), et il est possible d'atténuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et $2/3$; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

Dans notre cas on peut utiliser la méthode forfaitaire dans le troisième cas seulement, car la deuxième Condition n'est pas satisfaite pour les deux premiers cas.

5.2 Méthode de Caquot :

Cette méthode, due à Albert Caquot, repose sur la méthode "des trois moments" qu'elle simplifie et corrige pour tenir compte :

- De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne, ce qui a pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroître les moments en travée.
- De l'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

La méthode de Caquot, initialement établie pour les poutres non solidaires des poteaux, a été étendue au calcul des poutres solidaires des poteaux ; elle peut être appliquée en tenant compte ou non de cette solidarité. Nous nous contenterons ici du cas courant où les poutres sont considérées comme non solidaires des poteaux, soit simplement appuyées sur ceux-ci ; dans le cas des structures porteuses de type poteaux-poutres solidaires, on se reportera à la littérature ou au règlement pour adapter la méthode.

Le principe consiste à calculer les moments de flexion selon la démarche suivante :

- Le moment de flexion sur un appui est fourni par une formule forfaitaire à partir des charges appliquées sur les deux travées qui l'encadrent, en supposant qu'il ne dépend que des charges appliquées sur ces deux travées ;
- Le moment de flexion dans une travée dépend ensuite évidemment des charges appliquées sur cette travée et des moments aux deux appuis qui l'encadrent.

En conséquence, le moment de flexion en un point quelconque dépend des charges appliquées sur trois travées consécutives ; comme il faut rechercher pour chaque grandeur la valeur la plus défavorable.

6. CALCUL DES SOLLICITATIONS :

6.1 Calcul des Charge :

Courante :

$$G=5.1 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u=0.6 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$q_u=0.6 \times (1.35 \times 5.1 + 1.5 \times 1.5)$$

$$q_u=5.481 \text{ KN/m}$$

$$q_s=0.6 \times (1 \times G + 1 \times Q)$$

$$q_s=0.6 \times (1 \times 5.1 + 1 \times 1.5)$$

$$q_s=3.960 \text{ KN/m}$$

Terrasse :

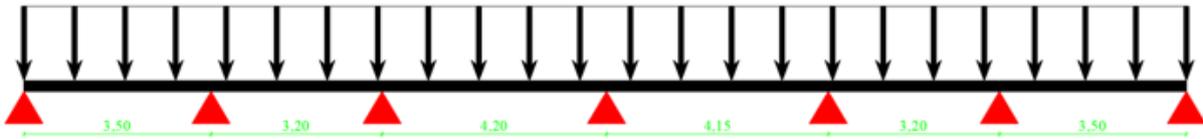
$$G=7.0 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1.0 \text{ KN/m}^2$$

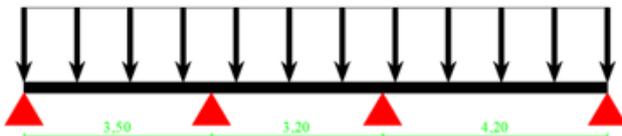
$$q_u=6.570 \text{ KN/m}$$

$$q_s=4.800 \text{ KN/m}$$

Cas1:



Cas2:



Cas3:

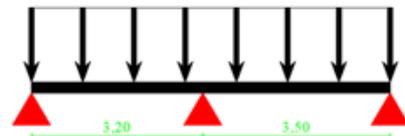


Figure III.12 : Schéma charge uniformément répartie

Courante

$$q_u=5.481 \text{ KN/m}$$

$$q_s=3.960 \text{ KN/m}$$

Terrasse

$$q_u=6.570 \text{ KN/m}$$

$$q_s=4.800 \text{ KN/m}$$

6.2 Moment en Appuis :

Appuis de Rive :

$$M_{\text{app}} = -0.2 \times M_0$$

Tel que :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

Appuis Intermédiaire :

$$M_{\text{app}} = -\frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8.5 \times (l_w + l_e)}$$

Tel que : $l' = l$ Appuis de Rive $l' = 0.8 \times l$ Appuis intermédiaire

Exemple de calcul :

Cas 1 Etage courante (ELU) :

Appuis 1 :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{5.481 \times 3.5^2}{8}$$

$$M_0 = 8.393 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{app}} = -0.2 \times M_0$$

$$M_{\text{app}} = -0.2 \times 8.393$$

$$M_{\text{app}} = -1.679 \text{ KN.m}$$

Appuis 2 :

$$l'_w = l_w$$

$$l'_w = 3.5\text{m}$$

$$l'_e = 0.8 \times l_e$$

$$l'_e = 0.8 \times 3.2$$

$$l'_e = 2.56\text{m}$$

$$q_w = q_e = 5.481 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{app}} = -\frac{q_w \times l'_w{}^3 + q_e \times l'_e{}^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$$

$$M_{\text{app}} = -\frac{5.481 \times 3.5^3 + 5.481 \times 2.56^3}{8.5 \times (3.5 + 2.56)}$$

$$M_{\text{app}} = -6.347 \text{ KN.m}$$

6.3 Moment en Travée :

$$M_{\text{Tra}} = M_0 + M_w \times \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_e \times \frac{x_0}{l}$$

Tel que :

$$x_0 = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_w - M_e}{q \times l}\right)$$

Exemple de calcul :

Cas 1 Etage courante (ELU) :

Travée 1 :

$$M_w = \text{Moment Appuis 1}$$

$$M_w = -1.679 \text{ KN.m}$$

$$M_e = \text{Moment Appuis 2}$$

$$M_e = -6.347 \text{ KN.m}$$

$$l = 3.5\text{m}$$

$$M_0 = 8.393 \text{ KN.m}$$

$$x_0 = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_w - M_e}{q \times l} \right)$$

$$x_0 = \frac{3.5}{2} - \left(\frac{-1.679 + 6.347}{5.481 \times 3.5} \right)$$

$$x_0 = 1.507 \text{ m}$$

$$M_{\text{Tra}} = M_0 + M_w \times \left(1 - \frac{x_0}{l} \right) + M_e \times \frac{x_0}{l}$$

$$M_{\text{Tra}} = 8.393 - 1.679 \times \left(1 - \frac{1.507}{3.5} \right) - 6.347 \times \frac{1.507}{3.5}$$

$$M_{\text{Tra}} = 4.704 \text{ KN.m}$$

6.4 Effort Tranchant :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \times l}{2}$$

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

Exemple de calcul :

Cas 1 Etage courante (ELU) :

Travée 1 :

$M_w = \text{Moment Appuis 1}$

$$M_w = -1.679 \text{ KN.m}$$

$M_e = \text{Moment Appuis 2}$

$$M_e = -6.347 \text{ KN.m}$$

$$l = 3.5 \text{ m}$$

$$q = 5.481 \text{ KN.m}$$

$$T_w = \frac{-1.679 + 6.347}{3.5} - \frac{5.481 \times 3.5}{2}$$

$$T_w = -8.258 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{-1.679 + 6.347}{3.5} + \frac{5.481 \times 3.5}{2}$$

$$T_e = 10.925 \text{ KN}$$

6.5 Tableau de résultat :
Cas 1 Etage Courante :

Appuis	Appuis 1		Appuis 2		Appuis 3		Appuis 4		Appuis 5		Appuis 6		Appuis 7	
Travée	Travée 1		Travée 2		Travée 3		Travée 4		Travée 5		Travée 6			
longueur du Travée	3.5		3.2		4.2		4.15		3.2		3.5			
coefficient de L'	1.000		0.800		0.800		0.800		0.800		1.000			
L'	3.500		2.560		3.360		3.320		2.560		3.500			
G (KN/m²)	5.1		5.1		5.1		5.1		5.1		5.1			
Q (KN/m²)	1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5			
qu ELU	5.481		5.481		5.481		5.481		5.481		5.481			
qs ELS	3.960		3.960		3.960		3.960		3.960		3.960			
M0 ql²/8 ELU	8.393		7.016		12.086		11.800		7.016		8.393			
M0 ql²/8 ELS	6.064		5.069		8.732		8.525		5.069		6.064			
Mu (KN*m) Appuis	-1.679		-6.347		-5.959		-7.194		-5.853		-6.347		-1.679	
Ms (KN*m) Appuis	-1.213		-4.586		-4.305		-5.198		-4.229		-4.586		-1.213	
X0 ELU	1.507		1.622		2.046		2.134		1.572		1.993			
X0 ELS	1.507		1.622		2.046		2.134		1.572		1.993			
Mu (KN*m) Travée	4.704		0.865		5.525		5.295		0.920		4.704			
Ms (KN*m) Travée	3.399		0.625		3.992		3.826		0.665		3.399			
(Mw-Me)/L ELU	1.334		-0.121		0.294		-0.323		0.155		-1.334			
(Mw-Me)/L ELS	0.964		-0.088		0.212		-0.234		0.112		-0.964			
Effort tranchant (KN) ELU	-8.258		10.926		-8.891		8.648		-11.216		11.804		-11.696	
Effort tranchant (KN) ELS	-5.966		7.894		-6.424		6.248		-8.104		8.528		-11.696	

Tableau III.7 : Résultats des sollicitations de 1ère cas étage courante

Cas 1 Terrasse :

Appuis	Appuis 1		Appuis 2		Appuis 3		Appuis 4		Appuis 5		Appuis 6		Appuis 7	
Travée	Travée 1		Travée 2		Travée 3		Travée 4		Travée 5		Travée 6			
longueur du Travée	3.5		3.2		4.2		4.15		3.2		3.5			
coefficient de L'	1.000		0.800		0.800		0.800		0.800		1.000			
L'	3.500		2.560		3.360		3.320		2.560		3.500			
G (KN/m²)	7		7		7		7		7		7			
Q (KN/m²)	1		1		1		1		1		1			
qu ELU	6.570		6.570		6.570		6.570		6.570		6.570			
qs ELS	4.800		4.800		4.800		4.800		4.800		4.800			
M0 ql²/8 ELU	10.060		8.410		14.487		14.144		8.410		10.060			
M0 ql²/8 ELS	7.350		6.144		10.584		10.334		6.144		7.350			
Mu (KN*m) Appuis	-2.012		-7.609		-7.143		-8.624		-7.016		-7.609		-2.012	
Ms (KN*m) Appuis	-1.470		-5.559		-5.219		-6.300		-5.126		-5.559		-1.470	
X0 ELU	1.507		1.622		2.046		2.134		1.572		1.993			
X0 ELS	1.507		1.622		2.046		2.134		1.572		1.993			
Mu (KN*m) Travée	5.639		1.037		6.622		6.347		1.103		5.639			
Ms (KN*m) Travée	4.120		0.758		4.838		4.637		0.806		4.120			
(Mw-Me)/L ELU	1.599		-0.145		0.352		-0.387		0.185		-1.599			
(Mw-Me)/L ELS	1.168		-0.106		0.258		-0.283		0.135		-1.168			
Effort tranchant (KN) ELU	-9.899		13.096		-10.657		10.367		-13.445		14.149		-14.020	
Effort tranchant (KN) ELS	-7.232		9.568		-7.786		7.574		-9.822		10.338		-10.243	

Tableau III.8 : Résultats des sollicitations de 1ère cas terrasse

Cas 2 Etage Courante :

Appuis	Appuis 1		Appuis 2		Appuis 3		Appuis 4	
Travée	Travée 1		Travée 2		Travée 3			
longueur du Travée	3.5		3.2		4.2			
coefficient de L'	1.000		0.800		1.000			
L'	3.500		2.560		4.200			
G (KN/m ²)	5.1		5.1		5.1			
Q (KN/m ²)	1.5		1.5		1.5			
qu ELU	5.481		5.481		5.481			
qs ELS	3.960		3.960		3.960			
MO qL ² /8 ELU	8.393		7.016		12.086			
MO qL ² /8 ELS	6.064		5.069		8.732			
Mu (KN*m) Appuis	-1.679		-6.347		-8.667		-2.417	
Ms (KN*m) Appuis	-1.213		-4.586		-6.262		-1.746	
X0 ELU	1.507		1.468		2.372			
X0 ELS	1.507		1.468		2.372			
Mu (KN*m) Travée	4.704		-0.396		6.947			
Ms (KN*m) Travée	3.399		-0.286		5.019			
(Mw-Me)/L ELU	1.334		0.725		-1.488			
(Mw-Me)/L ELS	0.964		0.524		-1.075			
Effort tranchant (KN) ELU	-8.258	10.926	-8.045	9.495	-12.998	10.022		
Effort tranchant (KN) ELS	-5.002	7.894	-5.288	6.860	-10.466	7.241		

Tableau III.9 : Résultats des sollicitations de 2eme cas étage courante

Cas 2 Terrasse :

Appuis	Appuis 1		Appuis 2		Appuis 3		Appuis 4	
Travée	Travée 1		Travée 2		Travée 3			
longueur du Travée	3.5		3.2		4.2			
coefficient de L'	1.000		0.800		1.000			
L'	3.500		2.560		4.200			
G (KN/m ²)	7		7		7			
Q (KN/m ²)	1		1		1			
qu ELU	6.570		6.570		6.570			
qs ELS	4.800		4.800		4.800			
MO qL ² /8 ELU	10.060		8.410		14.487			
MO qL ² /8 ELS	7.350		6.144		10.584			
Mu (KN*m) Appuis	-2.012		-7.609		-10.390		-2.897	
Ms (KN*m) Appuis	-1.470		-5.559		-7.591		-2.117	
X0 ELU	1.507		1.468		2.372			
X0 ELS	1.507		1.468		2.372			
Mu (KN*m) Travée	5.639		-0.474		8.328			
Ms (KN*m) Travée	4.120		-0.347		6.084			
(Mw-Me)/L ELU	1.599		0.869		-1.784			
(Mw-Me)/L ELS	1.168		0.635		-1.303			
Effort tranchant (KN) ELU	-9.899	13.096	-9.643	11.381	-15.581	12.013		
Effort tranchant (KN) ELS	-7.232	9.568	-7.045	8.315	-11.383	8.777		

Tableau III.10 : Résultats des sollicitations de 2eme cas terrasse

Cas 3 Etage Courante :

coefficient de L'		1.000	0.800	
L'		3.200	2.800	
G (KN/m ²)		5.1	5.1	
Q (KN/m ²)		1.5	1.5	
qu ELU		5.481	5.481	
qs ELS		3.960	3.960	
MO qL ² /8 ELU		7.016	8.393	
MO qL ² /8 ELS		5.069	6.064	
Mu (KN*m) Appuis	-1.403	-5.881	-1.679	
Ms (KN*m) Appuis	-1.014	-4.249	-1.213	
X0 ELU		1.345	1.969	
X0 ELS		1.345	1.969	
Mu (KN*m) Travée		3.731	4.876	
Ms (KN*m) Travée		2.696	3.523	
(Mw-Me)/L ELU		1.399	-1.201	
(Mw-Me)/L ELS		1.011	-0.867	
Effort tranchant (KN) ELU	-7.370	10.169	-10.792	8.391
Effort tranchant (KN) ELS	-5.325	7.347	-7.797	6.063

Tableau III.11 : Résultats des sollicitations de 3eme cas étage courante

Cas 3 Terrasse :

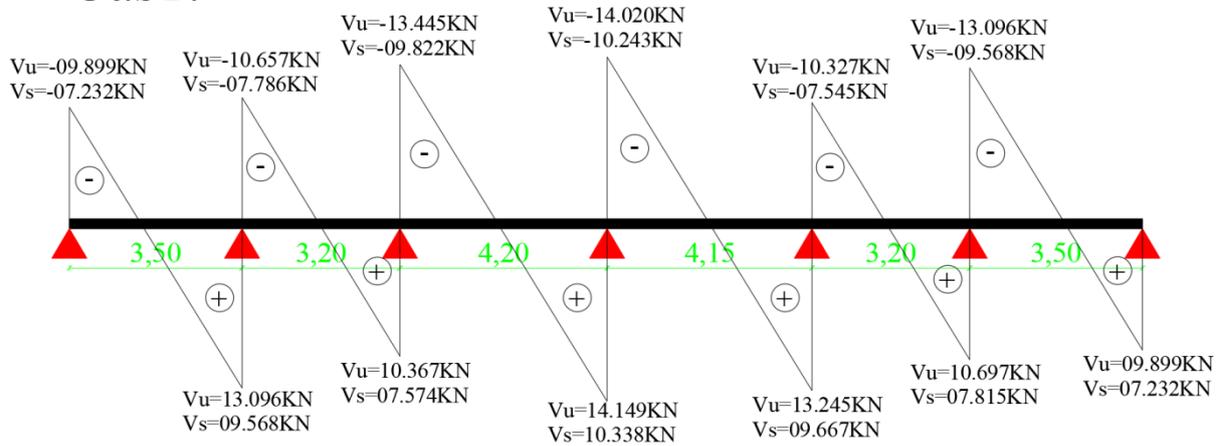
Appuis	Appuis 1	Appuis 2	Appuis 3
Travée	Travée1	Travée 2	
longueur du Travée	3.2	3.5	
coefficient de L'	1.000	0.800	
L'	3.200	2.800	
G (KN/m ²)	7	7	
Q (KN/m ²)	1	1	
qu ELU	6.570	6.570	
qs ELS	4.800	4.800	
MO qL ² /8 ELU	8.410	10.060	
MO qL ² /8 ELS	6.144	7.350	
Mu (KN*m) Appuis	-1.682	-7.049	-2.012
Ms (KN*m) Appuis	-1.229	-5.150	-1.470
X0 ELU	1.345	1.969	
X0 ELS	1.345	1.969	
Mu (KN*m) Travée	4.472	5.845	
Ms (KN*m) Travée	3.267	4.270	
(Mw-Me)/L ELU	1.677	-1.439	
(Mw-Me)/L ELS	1.225	-1.051	
Effort tranchant (KN) ELU	-8.835	12.189	-12.937
Effort tranchant (KN) ELS	-6.455	8.905	-9.451

Tableau III.12 : Résultats des sollicitations de 3eme cas terrasse

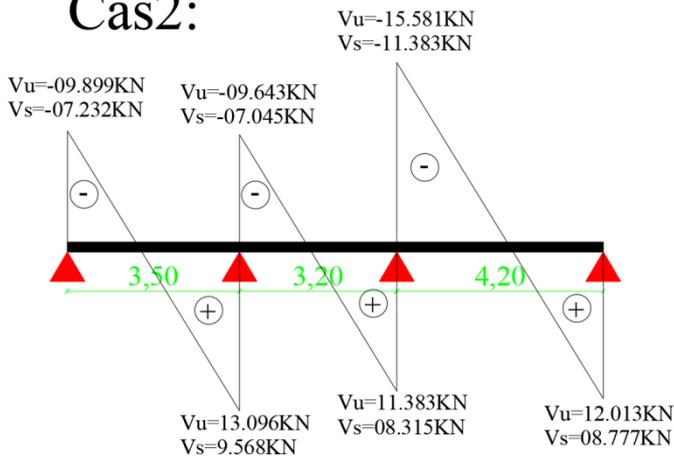
6.6 DIAGRAMMES DES SOLLICITATIONS :

Effort Tranchant:
Terrasse:

Cas1:



Cas2:



Cas3:

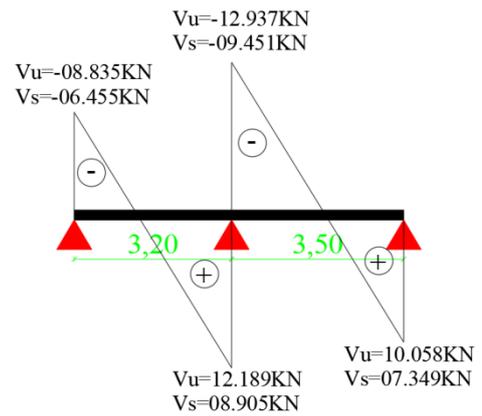
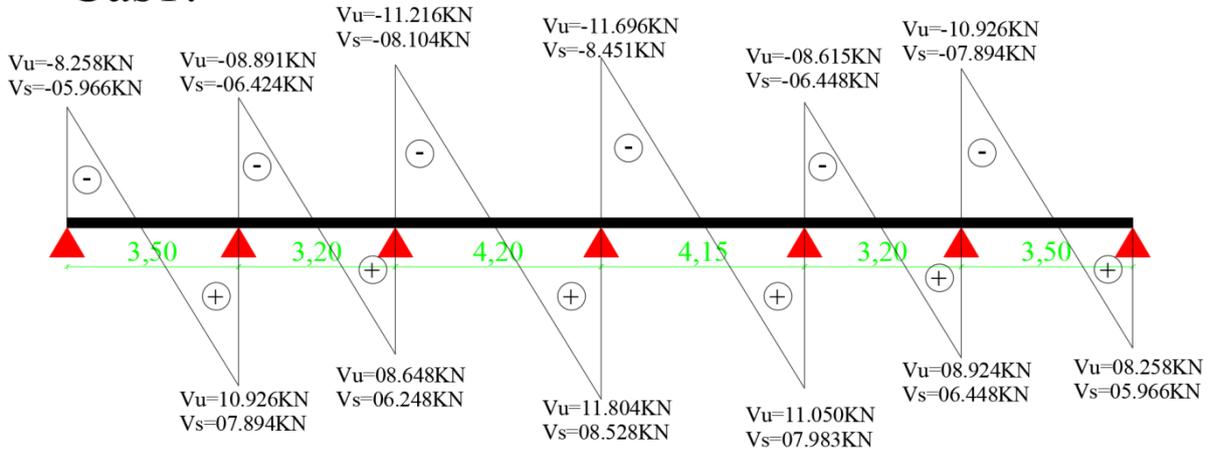


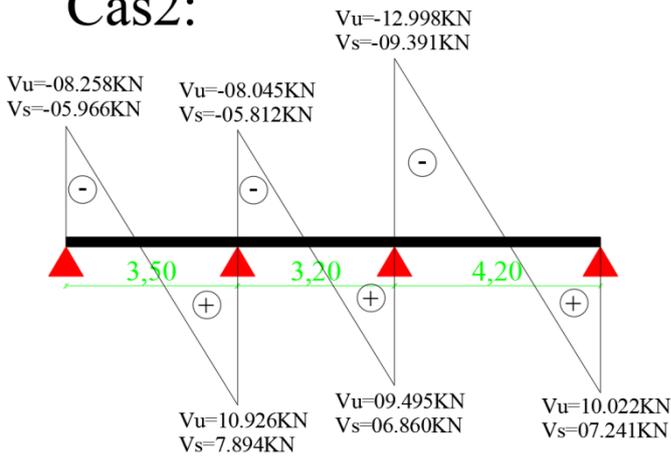
Figure III.13 : Effort tranchant de différents cas de terrasse

Effort Tranchant: Étage Courante:

Cas1:



Cas2:



Cas3:

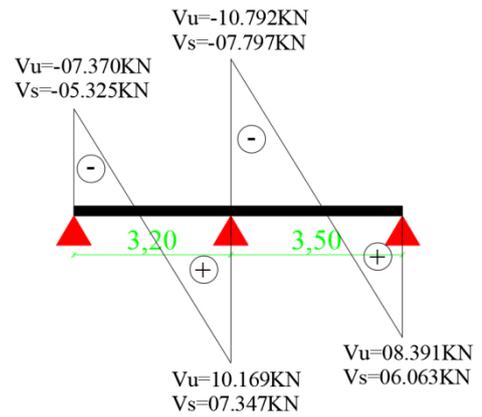
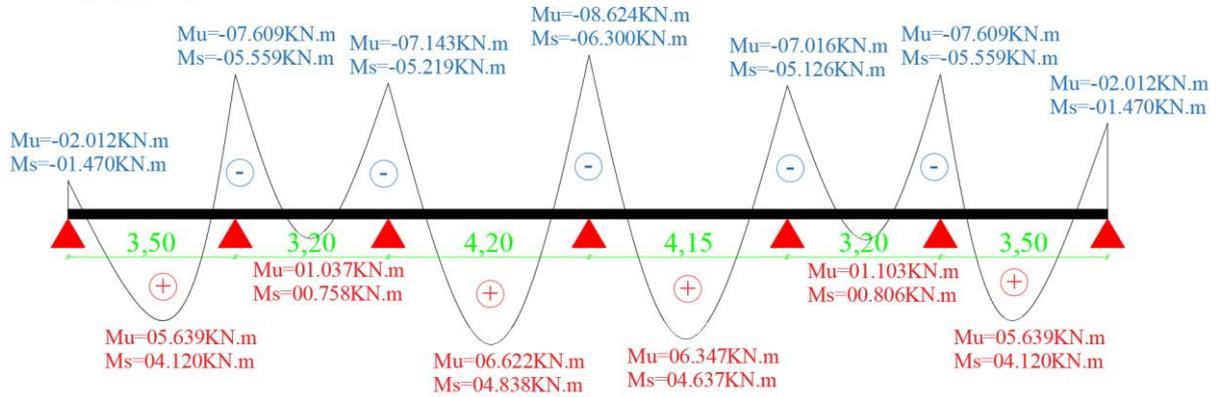


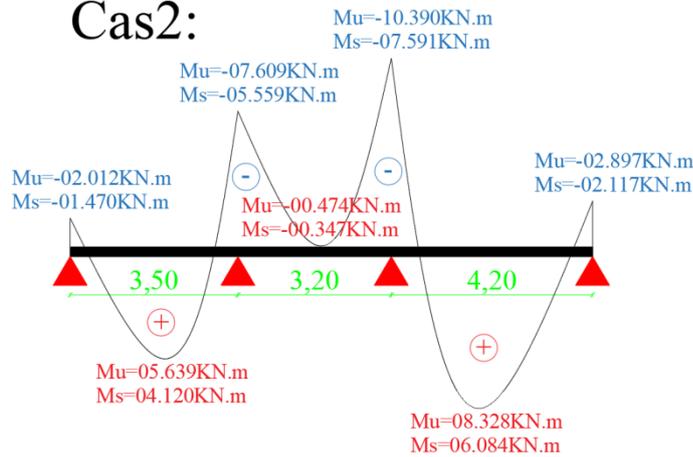
Figure III.14 : Effort tranchant de différents cas d'étage courant

Moments Fléchissant: Terrasse:

Cas1:



Cas2:



Cas3:

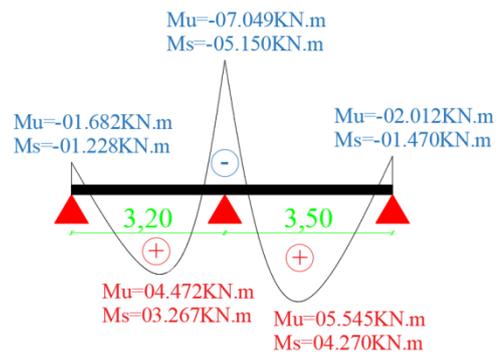
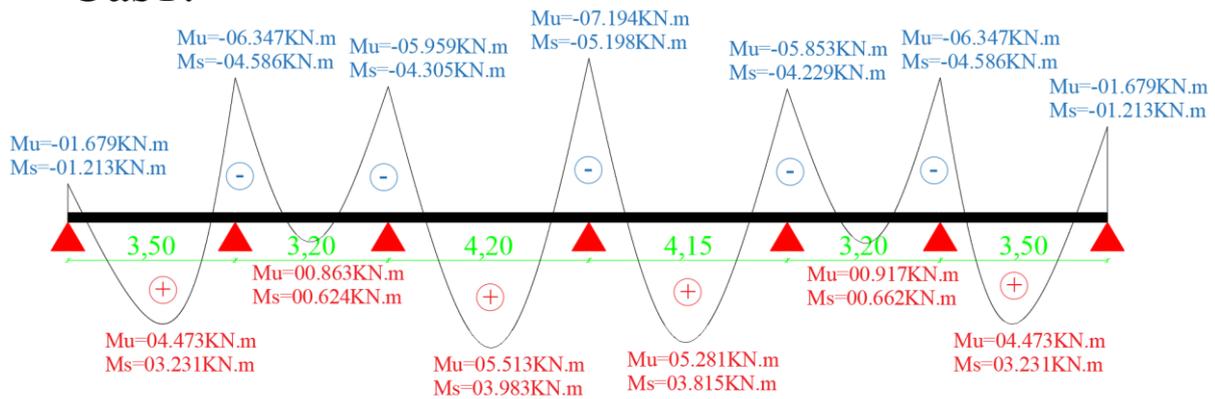


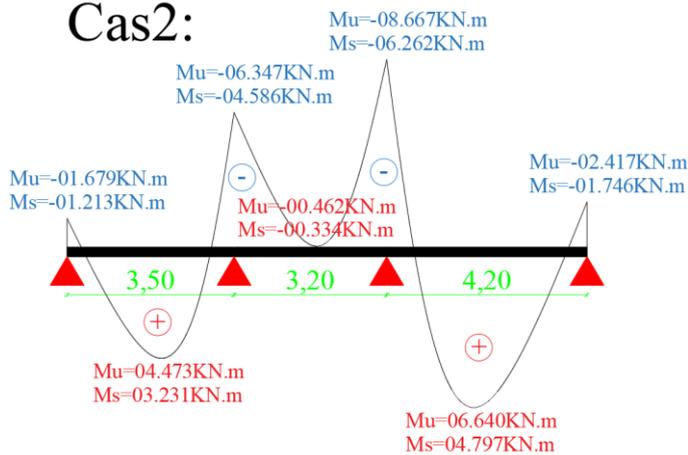
Figure III.15 : Moments fléchissant de différents cas terrasse

Moments Fléchissant: Etage Courante:

Cas1:



Cas2:



Cas3:

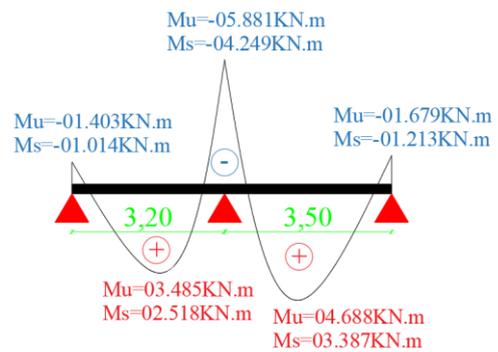


Figure III.16 : Moments fléchissant de différents cas d'étage courante

Cas de charge	Type de poutrelle	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)		Tmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Etage Courante	Cas 1	-7.194	-5.198	5.525	3.992	11.804	8.528
	Cas 2	-8.667	-6.262	6.947	5.019	12.998	9.391
	Cas 3	-5.881	-4.249	4.876	3.523	10.792	7.797
Terrasse	Cas 1	-8.624	-6.300	6.622	4.838	14.149	10.338
	Cas 2	-10.390	-7.591	8.328	6.084	15.581	11.383
	Cas 3	-7.049	-5.150	5.845	4.270	12.937	9.451
	Max	-10.390	-7.591	8.328	6.084	15.581	11.383

Tableau III.13 : Résultats des sollicitations sur les différents cas

7. CALCUL DE FERRAILLAGE :

E.L.U :

la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis. Le calcul de cette section s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_{tab} \leq M_{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en 'Té'

Si $M_{tab} > M_{max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en 'Té' sera calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$.

En travée :

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_{tab} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

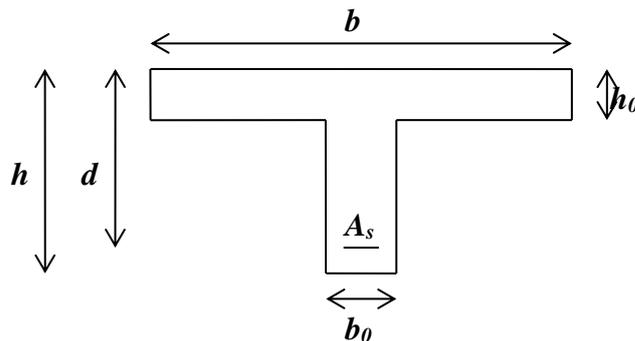


Figure III.17 : Dimensions des poutrelles

Avec :

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_e E500$$

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

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPA}$$

$$b = 60 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tab} = 14,2 \times 60 \times 4 \times (18 - 4/2) = 54528 \text{ N.m} > M_{tmax} = 8328 \text{ N.m}$$

Donc, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension : $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8328}{60 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,030 < \mu_l = 0,372 \text{ (acier FeE500)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,038125$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,98475$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPA.}$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8328}{0,98475 \cdot 18 \cdot 435} = 1,08 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{500} = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1,08 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 \longrightarrow A = 2,36 cm²

En appui :

La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A'):

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10390}{12 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,188 < \mu_l = 0,372 \text{ (acier FeE500)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,263$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,8948$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10390}{0,8948 \cdot 18,435} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{500} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max (A_{cal}; A_{min}) = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 2T10} \longrightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2$$

Vérification :

à E.L.S :

En travée :

$$M_{ser} = 6,084 \text{ Kn.m}$$

Le béton :

$$\text{Calcul de Y : } Y = -D + \sqrt{(D^2 + E)} \quad D = 15A / b \quad E = 2 \times D \times d$$

$$\text{Calcul de I : } I = (bY^3 / 3) + 15A(d - Y)^2$$

$$Y = 3,23 \text{ cm} \quad I = 8845,89 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) Y \leq \sigma_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,22 \leq \sigma_{adm} \longrightarrow \text{CV}$$

l'acier :

$$\sigma_s \leq f_{ed} ; \sigma_s = n \cdot K(d - Y) = 15 \times 68,78(0,18 - 0,0323) = 152,38 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq f_{ed} = 435 \text{ MPA} \longrightarrow \text{CV}$$

En appuis :

$$M_{ser} = 7,591 \text{ KN.m}$$

Béton :

$$Y = 2,68 \text{ cm} \quad I = 6168,87 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 3,30 \leq \sigma_{adm} \longrightarrow \text{CV}$$

Acier :

$$\sigma_s \leq f_{ed} ; \sigma_s = n \times k \times (d - Y) = 15 \times 123,05(0,18 - 0,0268) = 282,769 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq f_{ed} = 435 \text{ MPA} \longrightarrow \text{CV}$$

vis-à-vis l'effort tranchant :

D'après le B.A.E.L 91v99, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \tau_{ad} = \min (0,2f_{c28} / \sigma_b ; 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_{ad} = \min(3,33 ; 4) = 3,33 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0.d} = \frac{15581}{120.180} = 0,72 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = 0,72 \text{ MPA} \leq \tau_{ad} = 3,33 \text{ MPA.} \longrightarrow \text{CV.}$$

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min(h/3 ; \phi_L ; b_0 / 10)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min(0,571 ; 1,2 ; 1,2)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

$$\text{Choix : } 2\phi 8 \longrightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

D'après le B.A.E.L 91v99 :

$$\frac{At}{b_0 \cdot \delta_{t1}} > \frac{\tau_u - 0,3ft_{28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06fc_{28} = 2,1 \text{ MPA.}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } \delta_{f1} \leq \frac{At \cdot 0,9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3ft_{28})} \longrightarrow \delta_{f1} \leq 83,3 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t2} \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{At \cdot f_e}{b_0 \cdot \sin\alpha \cdot 0,4} = \frac{1,01 \cdot 215}{12 \cdot 0,4} \quad \delta_{t3} \leq 45,24 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) \longrightarrow \text{On prend : } \delta_t = 15 \text{ cm}$$

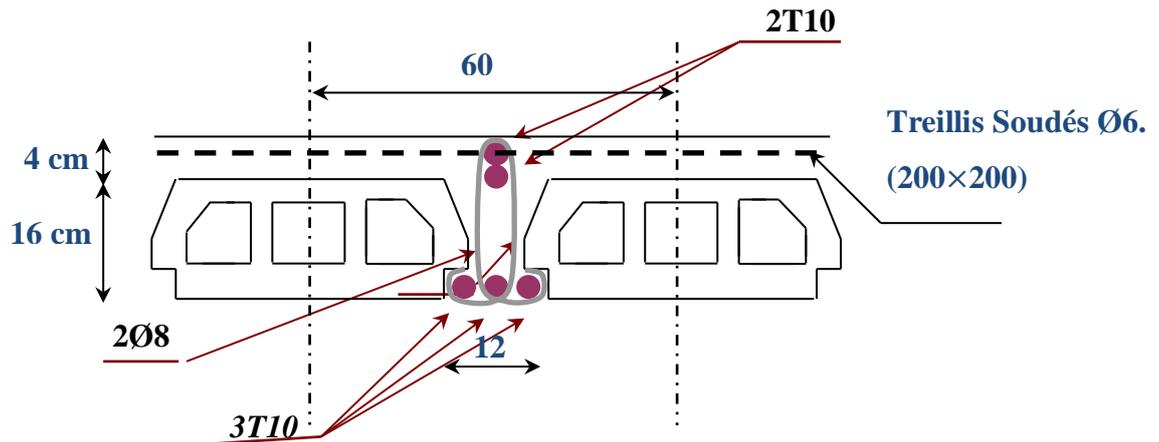


Figure III.18 : Schéma de poutrelle

Ancrage des barres :

Contrainte d'adhérence limite

Pour assurer un ancrage correct d'empêcher le glissement de l'armature dans la gaine du béton, il faut limiter la contrainte d'adhérence à la valeur suivante :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{ff}$$

$$\Psi = \begin{cases} 1 & \text{si RL} \\ 1,5 & \text{si HA} \end{cases}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 1,8 = 2,43 \text{ MPA.}$$

Longueur de scellement droit :

C'est la largeur pour assurer un ancrage droit :

$$L_s = \phi \times \frac{f_e}{4 \times \tau_{su}} = 1. 500 / 4. 2,43 = 51,44 \text{ cm}$$

Ancrage des armatures :

Rayon de courbe minimal :

$$r = 5,5\phi \text{ Pour la barre a haute adhérence feE500}$$

$$L1 = 35 - \frac{\phi}{2} - c - r$$

$$L1 = 35 - 0,5 - 3 - 5,5 = 26 \text{ cm}$$

$$L1 + 2,56L3 > L_s - 3,92 \cdot 5,5$$

$$L3 = \frac{51,44 - 3,82 \times 5,5 - 26}{2,56} = 1,73$$

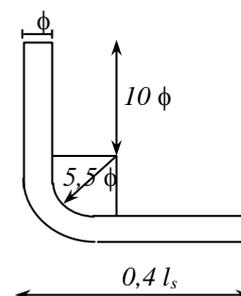


Figure III.19 : Schéma de l'ancrage

Etat limite de déformation :

$$A/b_0 \times d \leq 4,2/f_e \longrightarrow A \leq (4,2 \times b_0 \times d) / f_e \longrightarrow A \leq (4,2 \times 0,6 \times 0,18) / 500 = 9,072 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,36 \text{ cm}^2 \leq 9,072 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$



Chapitre IV

Etude des éléments secondaires



1. ETUDE DES ESCALIERS :

1.1. Nombre des marches et contre marches :

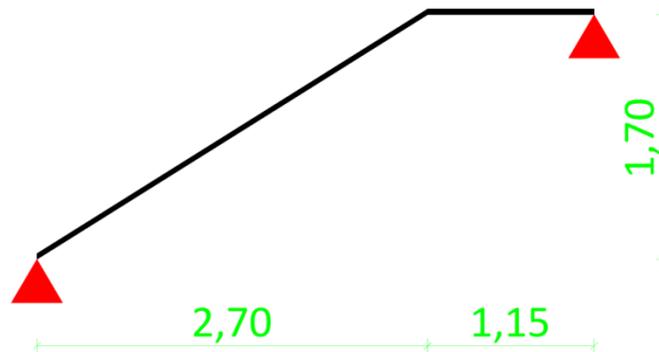


Figure IV.20 : Dimensions d'escalier

h : Hauteur contre marche.

H : Hauteur d'un demi-étage.

g : Largeur du marché.

n : Nombre du contre marche.

$n-1$: Nombre du marché.

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée.

$$H = \frac{3,40}{2} = 170 \text{ cm on prend } h = 17 \text{ cm}$$

- Donc : $n = 170 / 17 \quad n = 10$

$$n-1 = 9$$

Nombre du marché : 9

Nombre du contre marche : 10

$$(n-1) g = L \Rightarrow g = L / (n-1)$$

$$g = 270 / 9$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

- Vérification formule Blondel :

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64$$

$$59 \text{ cm} < 2h + g < 66 \text{ cm C.V}$$

1.2. Epaisseur de paillasse et palier :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

$$L = \sqrt{2.7^2 + 1.7^2} + 1.15$$

$$L = 434 \text{ cm}$$

$$\frac{434}{30} \leq ep \leq \frac{434}{20}$$

$$14.47 \leq ep \leq 21.70$$

$$e_p = 15 \text{ cm}$$

1.3. Calcul des charges :

Paillasse :

Charges sur la paillasse			
	ep(cm)	poids.V	KN/m ²
Dalle Plein	17,8	0,25	4,45
Beton marche contre marche	17	0,125	2,125
Marche en marbre	1,5	0,27	0,405
contre Marche	0,05	0,27	0,0135
Enduit de la paillasse	1	0,22	0,22
		Total	7,2135
		Q (KN/m ²)	2,5

Tableau IV.14 : Descente de charge de paillasse

Palier :

Charge sur le palier			
	ep(cm)	poids.V	KN/m ²
Dalle Plein	15	0,25	3,75
Marbre	1,5	0,27	0,405
Mortier de pose	1	0,22	0,22
Enduit	1	0,22	0,22
		Total	4,595
		Q (KN/m ²)	2,5

Tableau IV.15 : Descente de charge de palier

La paillasse :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 7.21 + 1.5 \times 2.5$$

$$q_u = 1.35 \times 7.21 + 1.5 \times 2.5$$

$$q_u = 13.48 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q$$

Etude R+12+Sous-sol

$$q_s = 7.21 + 2.5$$

$$q_s = 9.71 \text{ KN/m}^2$$

Le palier :

$$q_u = 9.96 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

1.4. Détermination des sollicitations :

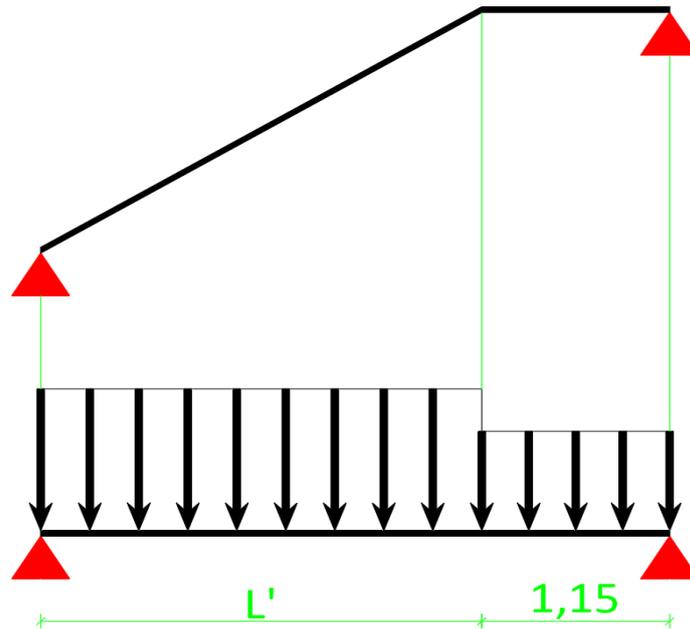


Figure IV.21 : Charges agissant sur les escaliers

$$L' = \sqrt{2.7^2 + 1.7^2}$$

$$L' = 319\text{cm}$$

Calcul a ELU :

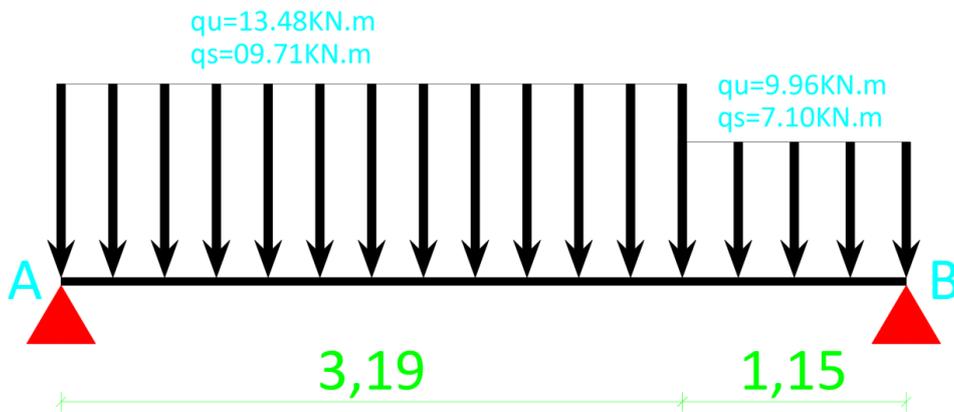


Figure IV.22 : Schéma de charges a ELU

Réaction en Appuis :

$$\sum F_v = 0$$

$$R_A + R_B = 3.19 \times 13.48 + 1.15 \times 9.96$$

$$R_A + R_B = 54.46\text{KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$-R_B \times 4.34 + 13.48 \times 3.19 \times \frac{3.19}{2} + 9.96 \times 1.15 \times \left(\frac{1.15}{2} + 3.19\right) = 0$$

$$R_B = \frac{(13.48 \times 3.19^2/2 + 9.96 \times 1.15 \times (1.15/2 + 3.19))}{4.34}$$

$$R_B = 25.74 \text{KN}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$+R_A \times 4.34 - 13.48 \times 3.19 \times \left(\frac{3.19}{2} + 1.15\right) - 9.96 \times 1.15 \times \frac{1.15}{2} = 0$$

$$R_A = \frac{(13.48 \times 3.19 \times (\frac{3.19}{2} + 1.15) + 9.96 \times \frac{1.15^2}{2})}{4.34}$$

$$R_A = 28.72 \text{KN}$$

Effort Tranchant et moment fléchissant :

$0 < x < 3.19$:

$$\sum F_v = 0$$

$$R_A - q_u \times x - T(x) = 0$$

$$T(x) = R_A - q_u \times x$$

$$T(x) = 28.72 - 13.48 \times x$$

$$T(0) = 28.72 \text{KN}$$

$$T(3.19) = -14.28 \text{KN}$$

$$T(x) = 0$$

$$28.72 - 13.48 \times x = 0$$

$$x = 28.72/13.48$$

$$x = 2.13 \text{m}$$

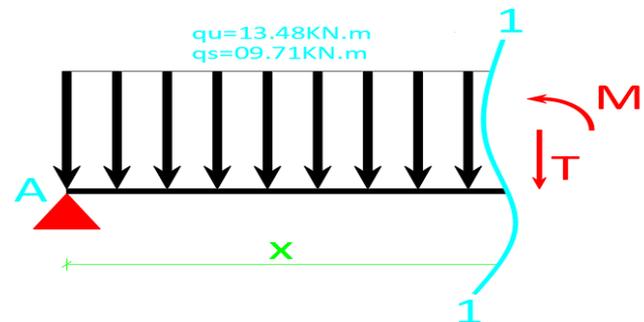


Figure IV.23 : Coupe section 1

$$\sum M_{1-1} = 0$$

$$R_A \times x - q_u \times x \times x/2 - M(x) = 0$$

$$M(x) = R_A \times x - q_u \times x^2/2$$

$$M(x) = 28.72 \times x - 13.48 \times x^2/2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(3.19) = 23.03 \text{KN.m}$$

$$M(2.13) = 30.59 \text{KN.m}$$

1.15 > x > 0 à droite :

$$T(x) = q_u \times x - R_B$$

$$T(x) = 9.96 \times x - 25.74$$

$$T(0) = -25.74 \text{KN}$$

$$T(1.15) = -14.28 \text{KN}$$

$$\sum M_{2-2} = 0$$

$$-R_B \times x + q_u \times x \times x/2 + M(x) = 0$$

$$M(x) = R_B \times x - q_u \times x^2/2$$

$$M(x) = 25.74 \times x - 9.96 \times x^2/2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.15) = 23.03 \text{KN.m}$$

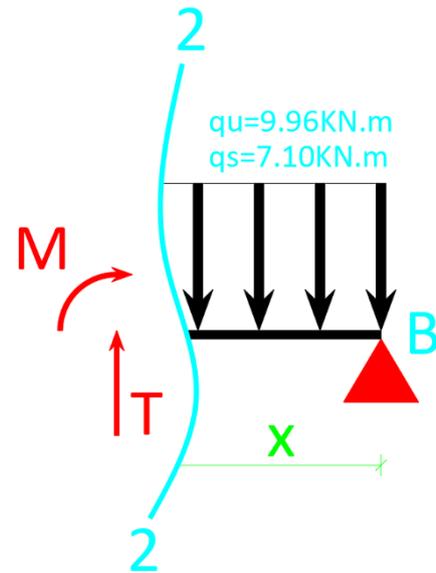


Figure IV.24 : Coupe section 2

Calcul à ELS :

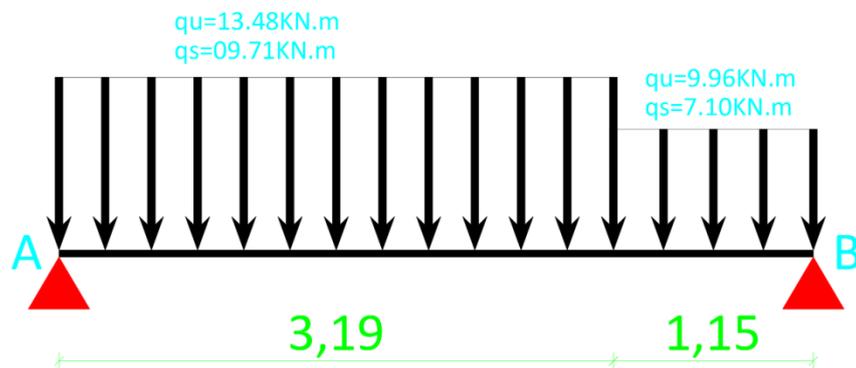


Figure IV.25 : Schéma de charges à ELS

Réaction en Appuis :

$$\sum F_v = 0$$

$$R_A + R_B = 3.19 \times 9.71 + 1.15 \times 7.10$$

$$R_A + R_B = 39.14 \text{KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$-R_B \times 4.34 + 9.71 \times 3.19 \times 3.19/2 + 7.10 \times 1.15 \times (1.15/2 + 3.19) = 0$$

$$R_B = (9.71 \times 3.19^2/2 + 7.10 \times 1.15 \times (1.15/2 + 3.19))/4.34$$

$$R_B = 18.47 \text{KN}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$+R_A \times 4.34 - 9.71 \times 3.19 \times (3.19/2 + 1.15) - 7.10 \times 1.15 \times 1.15/2 = 0$$

$$R_A = (9.71 \times 319 \times (3.19/2 + 1.15) + 7.10 \times 1.15^2/2)/4.34$$

$$R_A = 20.67 \text{KN}$$

Effort Tranchant et moment fléchissant :

$0 < x < 3.19$:

$$\sum F_v = 0$$

$$R_A - q_s \times x - T(x) = 0$$

$$T(x) = R_A - q_s \times x$$

$$T(x) = 20.67 - 9.71 \times x$$

$$T(0) = 20.67 \text{KN}$$

$$T(3.19) = -10.31 \text{KN}$$

$$T(x) = 0$$

$$20.67 - 9.71 \times x = 0$$

$$x = 20.67/9.71$$

$$x = 2.13 \text{m}$$

$$\sum M_{1-1} = 0$$

$$R_A \times x - q_s \times x \times x/2 - M(x) = 0$$

$$M(x) = R_A \times x - q_s \times x^2/2$$

$$M(x) = 20.67 \times x - 9.71 \times x^2/2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(3.19) = 16.53 \text{KN.m}$$

$$M(2.13) = 22.00 \text{KN.m}$$

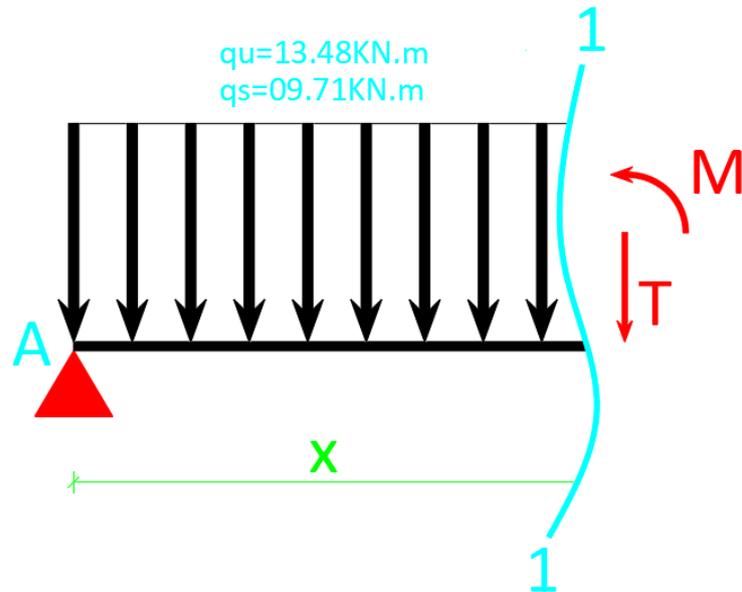


Figure IV.26 : Coupe section 1

1.15 > x > 0 à droite :

$$T(x) = q_s \times x - R_B$$

$$T(x) = 7.10 \times x - 18.47$$

$$T(0) = -18.47 \text{KN}$$

$$T(1.15) = -10.31 \text{KN}$$

$$\sum M_{2-2} = 0$$

$$-R_B \times x + q_u \times x \times x/2 + M(x) = 0$$

$$M(x) = R_B \times x - q_u \times x^2/2$$

$$M(x) = 18.47 \times x - 7.10 \times x^2/2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.15) = 16.55 \text{KN.m}$$

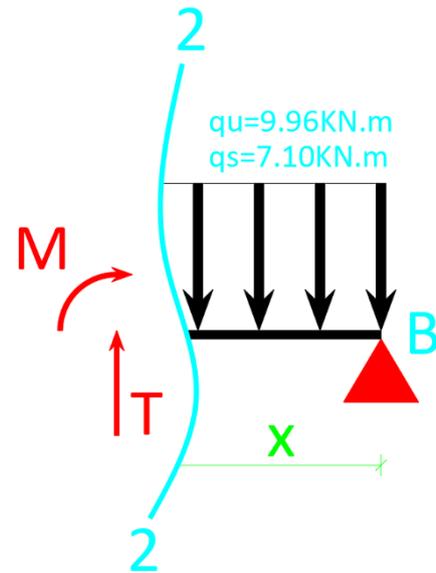


Figure IV.27 : Coupe section 2

Schéma des résultats :

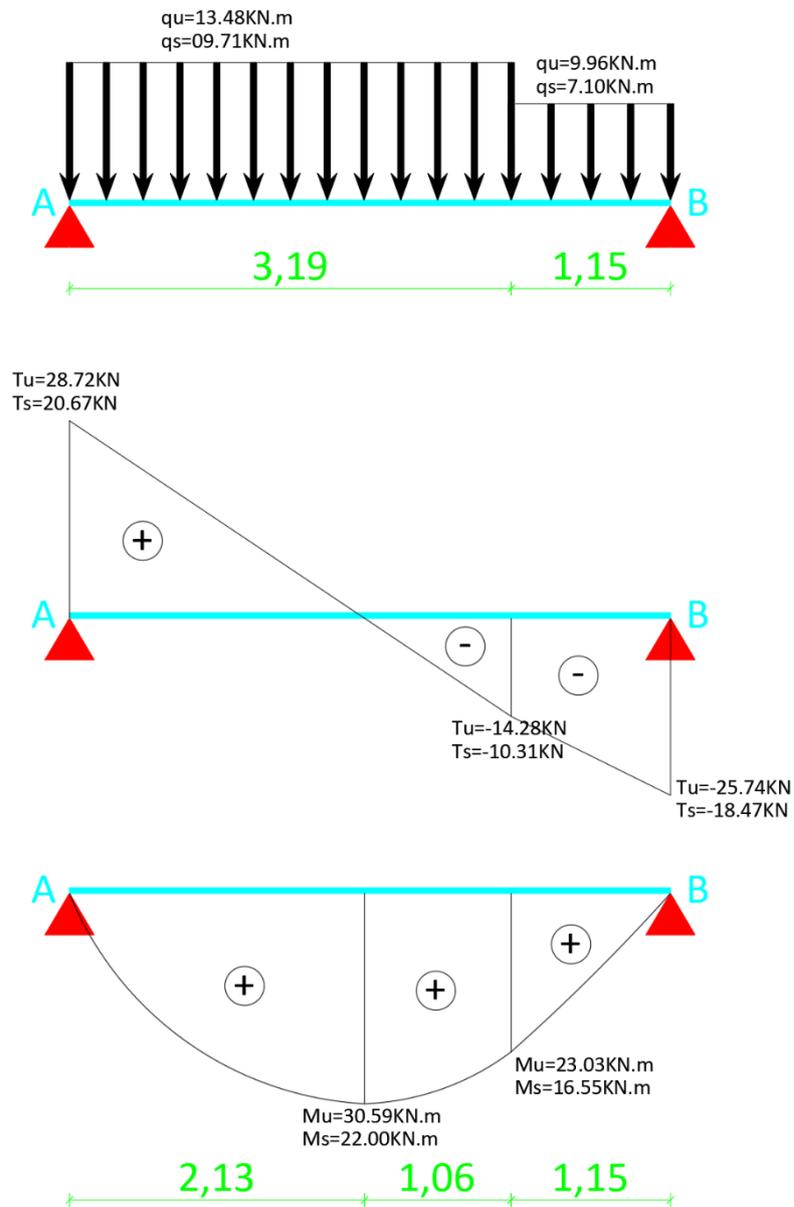


Figure IV.28 : Schéma effort tranchant et moment fléchissant

Tableaux des résultats :

A ELU						
x (m)	Effort Tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Moment sur appuis (KN.m)	Moment sur Travée (KN.m)
0.00	28.72	0.00	28.72	30.59	9.18	24.47
2.13	0.00	30.59				
3.19	-14.28	23.03				
4.34	-25.74	0.00				

Tableau IV.16 : Résultats des sollicitations à ELU

A ELS						
x (m)	Effort Tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Moment sur appuis (KN.m)	Moment sur Travée (KN.m)
0.00	20.67	0.00	20.67	22.00	6.60	17.60
2.13	0.00	22.00				
3.19	-10.31	16.55				
4.34	-18.47	0.00				

Tableau IV.17 : Résultats des sollicitations à ELS

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_a = 0.8M_t$

1.5. Calcul de ferrailage :

a. ELU

$$M_u = 24.47 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_c}$$

$$\sigma_c = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_c = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{24.47}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} \times 10^3$$

$$\mu = 0.095$$

$$\mu < \mu_l \quad \mu_l = 0.371 \text{ (feE500)}$$

Donc A' n'existe pas

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.095})$$

$$\alpha = 0.125$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.40 \times 0.125$$

$$\beta = 0.95$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{500}{1.15}$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A = \frac{24.47 \times 10^3}{0.95 \times 13.5 \times 435}$$

$$A = 4.39 \text{ cm}^2$$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{500}$$

$$A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{choix} = \max(A_{min}; A_{cal})$$

$$A_{choix} = \max(1.30; 4.39)$$

$$A_{choix} = 4.39 \text{ cm}^2$$

$$e \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33)$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

Choit des armatures : **6T10** \longrightarrow **4.71cm²** **e=20cm**

Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$e \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60; 45)$$

$$e \leq 45 \text{ cm}$$

Choit des armatures : **6T08** \longrightarrow **3.02cm²** **e=20cm**

$$T_{max} = 28.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{28.72}{100 \times 13.5} \times 10$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$0.21 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \tau_l$ **Condition vérifiée**

Les marches seront ferrillées avec **T10** et **T08**.

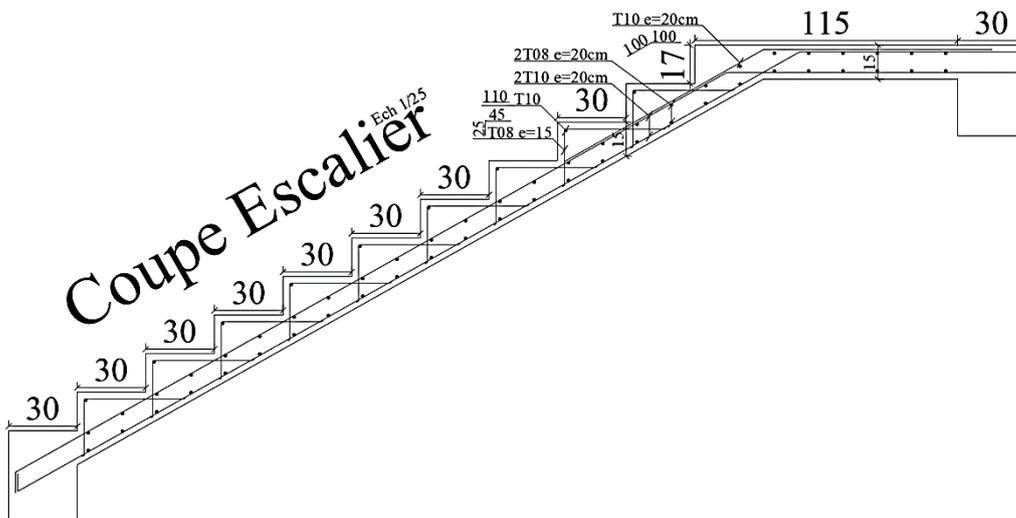


Figure IV.29 : Schéma ferrillage d'escalier

1.6 Vérification à ELS :

HA fe E 500		fissuration non préjudiciable							(pas de condition sur l'acier)
μ	Résistance à la compression simple du béton en MPa								
ELU	16	18	20	25	30	40	50	60	
0,02	0,0308	0,0324	0,0340	0,0376	0,0407	0,0462	0,0508	0,0548	
0,04	0,0421	0,0443	0,0464	0,0510	0,0550	0,0619	0,0676	0,0726	
0,06	0,0503	0,0529	0,0553	0,0605	0,0651	0,0729	0,0792	0,0847	
0,08	0,0570	0,0598	0,0624	0,0682	0,0732	0,0815	0,0882	0,0940	
0,10	0,0627	0,0657	0,0685	0,0746	0,0799	0,0886	0,0957	0,102	
0,12	0,0677	0,0709	0,0738	0,0802	0,0857	0,0947	0,102	0,108	
0,14	0,0723	0,0756	0,0786	0,0852	0,0909	0,100	0,107	0,114	
0,16	0,0764	0,0798	0,0829	0,0898	0,0955	0,105	0,112	0,118	
0,18	0,0802	0,0837	0,0869	0,0939	0,0998	0,109	0,117	0,123	
0,20	0,0838	0,0874	0,0906	0,0978	0,104	0,113	0,121	0,127	
0,22	0,0871	0,0908	0,0941	0,101	0,107	0,117	0,124	0,131	
0,24	0,0903	0,0940	0,0974	0,105	0,111	0,120	0,128	0,134	
0,26	0,0934	0,0971	0,101	0,108	0,114	0,124	0,131	0,137	
0,28	0,0963	0,100	0,104	0,111	0,117	0,127	0,134	0,140	
0,30	0,0991	0,103	0,106	0,114	0,120	0,130	0,137	0,143	
0,32	0,102	0,106	0,109	0,117	0,123	0,132	0,140	0,145	
0,34	0,105	0,109	0,112	0,120	0,126	0,135	0,142	0,148	
0,36	0,107	0,111	0,115	0,122	0,128	0,138	0,145	0,150	
0,38	0,110	0,114	0,117	0,125	0,131	0,140	0,147	0,153	
0,40	0,114	0,118	0,122	0,131	0,138	0,150	0,159	0,167	
0,42	0,117	0,122	0,126	0,136	0,144	0,157	0,168	0,178	
0,44	0,121	0,125	0,130	0,141	0,149	0,165	0,178	0,189	
0,46	0,124	0,129	0,134	0,145	0,155	0,172	0,187	0,200	
0,48	0,127	0,133	0,138	0,150	0,161	0,180	0,196	0,211	
0,50	0,131	0,137	0,142	0,155	0,167	0,187	0,205	0,222	
0,52	0,134	0,140	0,146	0,160	0,172	0,194	0,215	0,234	
0,54	0,137	0,144	0,150	0,165	0,178	0,202	0,224	0,245	
0,56	0,141	0,148	0,154	0,170	0,184	0,209	0,233	0,256	
0,58	0,144	0,151	0,158	0,174	0,189	0,217	0,243	0,267	
0,60	0,147	0,155	0,162	0,179	0,195	0,224	0,252	0,278	
0,62	0,150	0,159	0,166	0,184	0,201	0,232	0,261	0,289	
0,64	0,154	0,162	0,170	0,189	0,206	0,239	0,270	0,300	
0,66	0,157	0,166	0,174	0,194	0,212	0,247	0,280	0,312	

Figure IV.30 : Vérification à E.L.S feE500 FNP

$\mu_u = 0.095 \Rightarrow \mu_s = 0.073$ Par interpolation linéaire

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_c} \Rightarrow M_s = \mu_s \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_c$$

$$M_s = 0.073 \times 100 \times 13,5^2 \times 14.2 \times 10^{-3}$$

$$M_s = 18.89 \text{KN.m}$$

$$M_{s\text{-réel}} \leq M_{s\text{-tab}} \text{ Condition Vérifier.}$$

2. POUTRE PALIERE :

2.1. Dimensionnements :

Selon BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.4 \times h_t \leq b \leq 0.8 \times h_t \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{255}{15} \leq h_t \leq \frac{255}{10} \\ 0.4 \times h_t \leq b \leq 0.8 \times h_t \end{array} \right.$$

Condition RPA99 (version 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{cm} \\ h_t \geq 30 \text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

On prend coffrage minimal 30x30

2.2. Charge supportée par la poutre :

$$\text{Poids propre : } 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{KN/ml}$$

$$\text{Poids mur : } 1,675 \text{KN/ml}$$

$$\text{Charge linéaire de l'escalier : } q_u' = 25,74 \text{KN/ml} \quad q_s' = 18,47 \text{KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times 2,25 + 1,35 \times 1,675 + 25,74$$

$$q_u = 31,04 \text{KN/ml}$$

$$q_s = 2,25 + 1,675 + 18,47$$

$$q_s = 22,40 \text{KN/ml}$$

2.3 Calcul des sollicitations :

À E.L.U :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{31.04 \times 2,55^2}{8}$$

$$M_0 = 25,23KN.m$$

$$M_a = 0,3 \times M_0$$

$$M_a = 0,3 \times 25,23$$

$$M_a = 7,57KN.m$$

$$M_t = 0,8 \times M_0$$

$$M_t = 0,8 \times 25,23$$

$$M_t = 20,18KN.m$$

$$T = \frac{q \times l}{2}$$

$$T = \frac{31,04 \times 2,55}{2}$$

$$T = 39,58KN$$

À E.L.S :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{22,40 \times 2,55^2}{8}$$

$$M_0 = 18,21KN.m$$

$$M_a = 0,3 \times M_0$$

$$M_a = 0,3 \times 18,21$$

$$M_a = 5,46KN.m$$

$$M_t = 0,8 \times M_0$$

$$M_t = 0,8 \times 18,21$$

$$M_t = 14,57KN.m$$

$$T = \frac{q \times l}{2}$$

$$T = \frac{22,40 \times 2,55}{2}$$

$$T = 28,56KN$$

2.4 Calcul de Ferrailage :

Travée (ELU) :

$$M_u = 20,18 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_c}$$

$$\sigma_c = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_c = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{20,18}{30 \times 27^2 \times 14,2} \times 10^3$$

$$\mu = 0,065$$

$$\mu < \mu_l \quad \mu_l = 0.371 \text{ (feE500)}$$

Donc A' n'existe pas

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,065})$$

$$\alpha = 0,084$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.40 \times 0,084$$

$$\beta = 0.966$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{500}{1.15}$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A = \frac{20,18 \times 10^3}{0.966 \times 27 \times 435}$$

$$A = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{500}$$

$$A_{min} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{choix} = \max(A_{min}; A_{cal})$$

$$A_{choix} = \max(0,78; 1,78)$$

$$A_{choix} = 1,78 \text{ cm}^2$$

En prend : **3T12** → **3,39cm²** en Travée

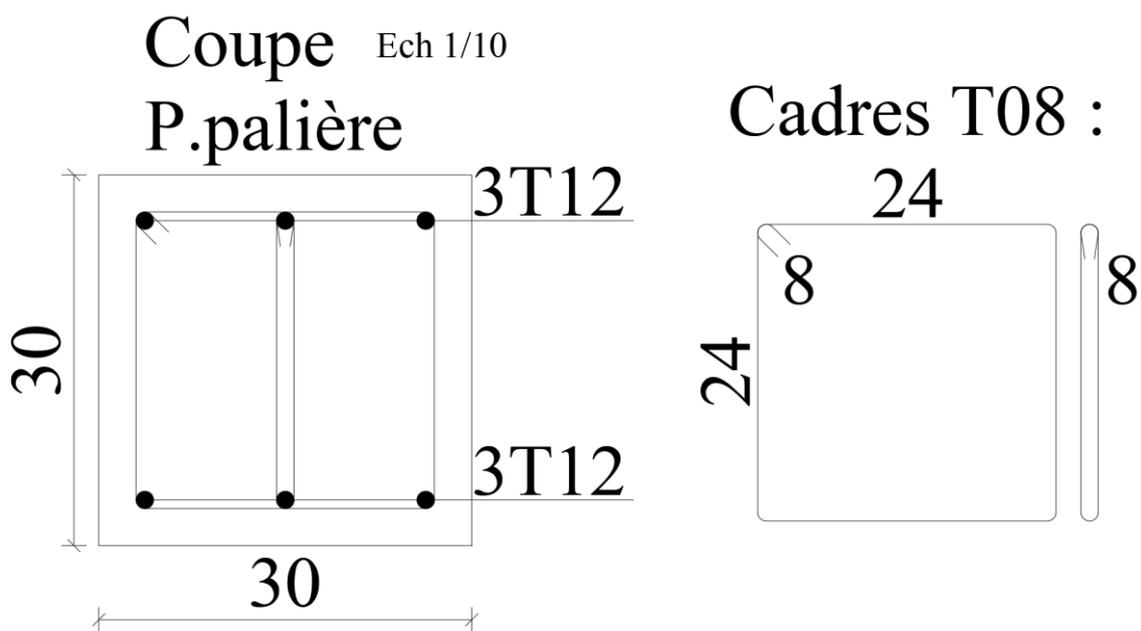


Figure IV.31 : Schéma de poutre palier

Vérification à ELS :
Travée (ELS) :

HA fe E 500		fissuration non préjudiciable							(pas de condition sur l'acier)
μ	Résistance à la compression simple du béton en MPa								
ELU	16	18	20	25	30	40	50	60	
0,02	0,0308	0,0324	0,0340	0,0376	0,0407	0,0462	0,0508	0,0548	
0,04	0,0421	0,0443	0,0464	0,0510	0,0550	0,0619	0,0676	0,0726	
0,06	0,0503	0,0529	0,0553	0,0605	0,0651	0,0729	0,0792	0,0847	
0,08	0,0570	0,0598	0,0624	0,0682	0,0732	0,0815	0,0882	0,0940	
0,10	0,0627	0,0657	0,0685	0,0746	0,0799	0,0886	0,0957	0,102	
0,12	0,0677	0,0709	0,0738	0,0802	0,0857	0,0947	0,102	0,108	
0,14	0,0723	0,0756	0,0786	0,0852	0,0909	0,100	0,107	0,114	
0,16	0,0764	0,0798	0,0829	0,0898	0,0955	0,105	0,112	0,118	
0,18	0,0802	0,0837	0,0869	0,0939	0,0998	0,109	0,117	0,123	
0,20	0,0838	0,0874	0,0906	0,0978	0,104	0,113	0,121	0,127	
0,22	0,0871	0,0908	0,0941	0,101	0,107	0,117	0,124	0,131	
0,24	0,0903	0,0940	0,0974	0,105	0,111	0,120	0,128	0,134	
0,26	0,0934	0,0971	0,101	0,108	0,114	0,124	0,131	0,137	
0,28	0,0963	0,100	0,104	0,111	0,117	0,127	0,134	0,140	
0,30	0,0991	0,103	0,106	0,114	0,120	0,130	0,137	0,143	
0,32	0,102	0,106	0,109	0,117	0,123	0,132	0,140	0,145	
0,34	0,105	0,109	0,112	0,120	0,126	0,135	0,142	0,148	
0,36	0,107	0,111	0,115	0,122	0,128	0,138	0,145	0,150	
0,38	0,110	0,114	0,117	0,125	0,131	0,140	0,147	0,153	
0,40	0,114	0,118	0,122	0,131	0,138	0,150	0,159	0,167	
0,42	0,117	0,122	0,126	0,136	0,144	0,157	0,166	0,178	
0,44	0,121	0,125	0,130	0,141	0,149	0,165	0,178	0,189	
0,46	0,124	0,129	0,134	0,145	0,155	0,172	0,187	0,200	
0,48	0,127	0,133	0,138	0,150	0,161	0,180	0,196	0,211	
0,50	0,131	0,137	0,142	0,155	0,167	0,187	0,205	0,222	
0,52	0,134	0,140	0,146	0,160	0,172	0,194	0,215	0,234	
0,54	0,137	0,144	0,150	0,165	0,178	0,202	0,224	0,245	
0,56	0,141	0,148	0,154	0,170	0,184	0,209	0,233	0,256	
0,58	0,144	0,151	0,158	0,174	0,189	0,217	0,243	0,267	
0,60	0,147	0,155	0,162	0,179	0,195	0,224	0,252	0,278	
0,62	0,150	0,159	0,166	0,184	0,201	0,232	0,261	0,289	
0,64	0,154	0,162	0,170	0,189	0,206	0,239	0,270	0,300	
0,66	0,157	0,166	0,174	0,194	0,212	0,247	0,280	0,312	

Figure IV.32 : Vérification à E.L.S feE500 FNP

$\mu_u = 0.065 \Rightarrow \mu_s = 0.0625$ Par interpolation linière.

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_c} \Rightarrow M_s = \mu_s \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_c$$

$$M_s = 0.0625 \times 30 \times 27^2 \times 14.2 \times 10^{-3}$$

$$M_s = 19,71 \text{KN.m}$$

$M_{s\text{-réel}} \leq M_{s\text{-tab}}$ **Condition Vérifier.**

En Appuis :

Remarquent que la travée a des sollicitations supérieures est passée avec armature minimal le calcul en appuis n'est pas nécessaire.

En prend : **3T12** \longrightarrow **3,39cm²** Pour l'Appuis.

Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

$$T_{max} = 28.72 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{29,58}{30 \times 27} \times 10$$

$$\tau_u = 0.37 \text{MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$0.37 \text{MPa} \leq 3.33 \text{MPa}$$

$\tau_u \leq \tau_l$ **Condition vérifiée.**

Armatures Transversales :

$$\emptyset \geq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = 8 \text{mm} \\ \frac{b}{10} = 30 \text{mm} \\ \emptyset_l = 14 \text{mm} \end{cases}$$

Choit 4T08 (2.01cm²)

$$\delta_t = \min \begin{cases} 0,9 \times d \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0,4} \\ \frac{A_t \times 0,3 \times f_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \end{cases}$$

$$\delta_t = 10 \text{cm} \text{ Zone nodale}$$

$$\delta_t = 15 \text{cm} \text{ Zone Courante}$$

3. ACROTÈRE :

3.1 Détermination des sollicitations :

$$w_p = S \times \gamma_b$$

$$w_p = 0.1 \times 0.6 \times 25$$

$$w_p = 1.5 \text{ KN}$$

D'après RPA article (6-2-3) l'acrotère doit résister à la force horizontale due au séisme indiqué

comme suit : $F_p = 4 \times C_p \times A \times w_p$

C_p : facteur de force horizontal $C_p = 0.8$

w_p : Poids propre de l'acrotère.

A : Coefficient d'accélération de zone. ($A = 0,15$, en zone IIa, groupe d'usage 2).

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.5$$

$$F_p = 0.72 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \text{ KN}$$

$F_p < Q$ On utilise la charge d'exploitation Q pour le calcul.

A E.L.U :

$$N_u = 1.35 \times w_p$$

$$N_u = 1.35 \times 1.5$$

$$N_u = 2.025 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h$$

$$M_u = 1.5 \times 1 \times 0.5$$

$$M_u = 0.75 \text{ KN.m}$$

A E.L.S :

$$N_s = 1 \times w_p$$

$$N_s = 1 \times 1.5$$

$$N_s = 1.5 \text{ KN}$$

$$M_s = 1 \times Q \times h$$

$$M_s = 1 \times 1 \times 0.5$$

$$M_s = 0.5 \text{ KN.m}$$

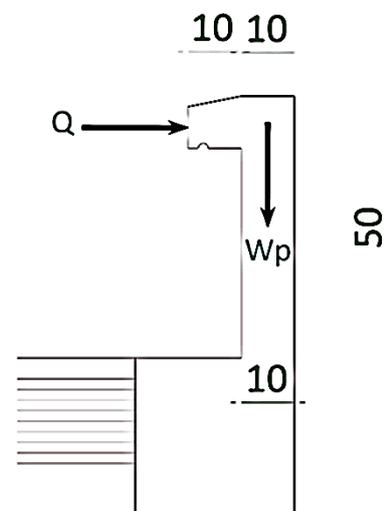


Figure IV.33 : Charges sur acrotère

3.2 Calcul à l'état-limite ultime :

Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire en flexion composée à l'état-limite ultime

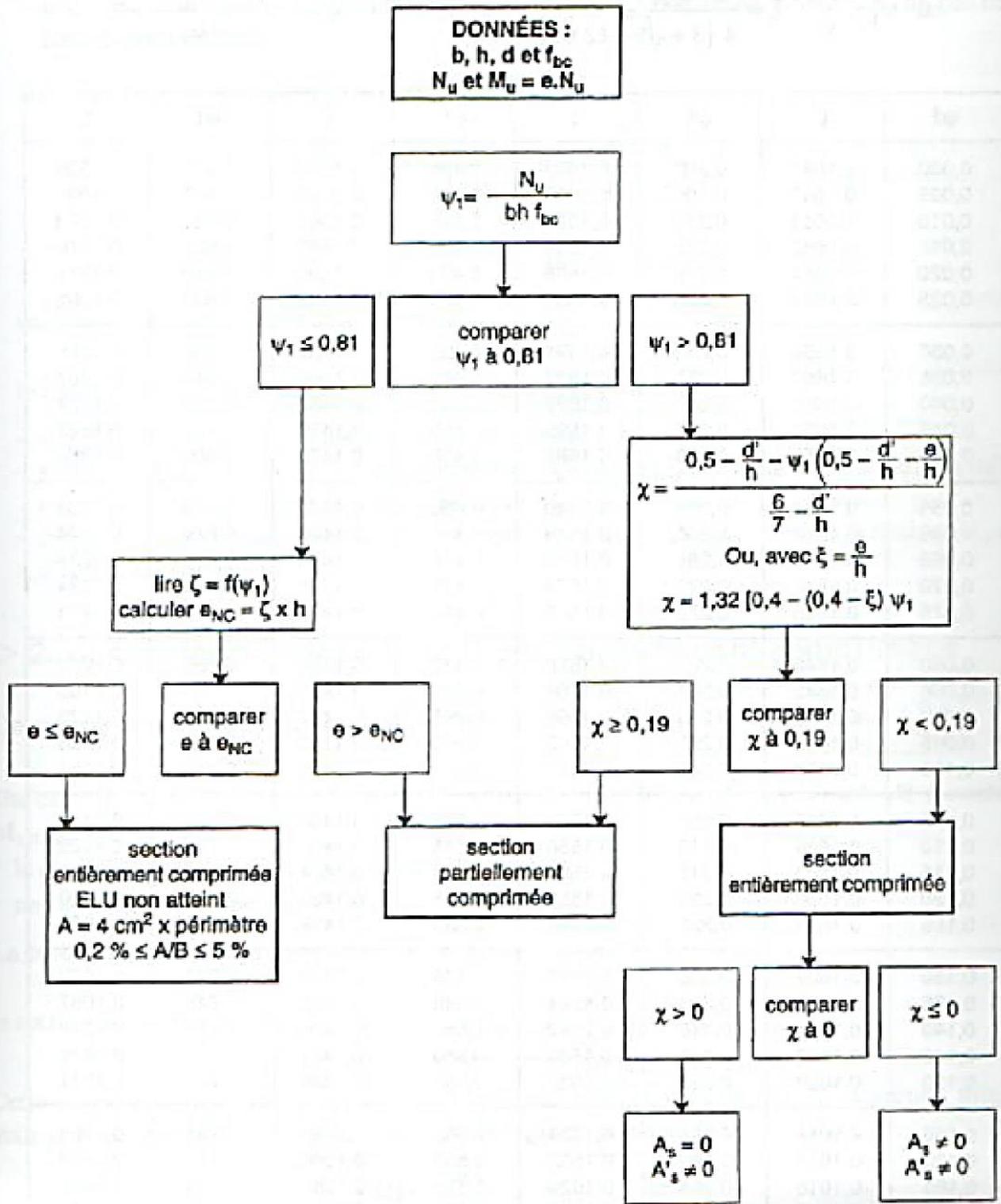


Figure IV.34 : Organigramme pour le calcul d'une section en flexion composée

- 1. On calcul l'effort de compression centré maximal supportable par le béton :

$$N_{b\ max} = b \times h \times \sigma_b$$

$$N_{b\ max} = 1 \times 0.1 \times 14.2$$

$$N_{b\ max} = 1.42MN$$

- 2. On calcule le coefficient de remplissage Ψ_1 égal au rapport entre l'effort normal réel et la valeur ci-dessus :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{N_{b\ max}}$$

$$\Psi_1 = 2.025/1420$$

$$\Psi_1 = 1.426 \times 10^{-3} \approx 0$$

$$\Psi_1 < 0.81$$

Excentricité critique relative : $\zeta = f(\Psi_1)$

$$\text{si } \Psi_1 \leq \frac{2}{3} : \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} \quad \text{si } \Psi_1 \geq \frac{2}{3} : \zeta = \frac{(3\Psi_1 - 1)(1 - \Psi_1)}{4\Psi_1}$$

Ψ_1	ζ	Ψ_1	ζ	Ψ_1	ζ	Ψ_1	ζ
0,000	0,1667	0,200	0,1602	0,405	0,1507	0,610	0,1336
0,005	0,1665	0,205	0,1600	0,410	0,1504	0,615	0,1330
0,010	0,1664	0,210	0,1598	0,415	0,1501	0,620	0,1323
0,015	0,1662	0,215	0,1596	0,420	0,1498	0,625	0,1316
0,020	0,1661	0,220	0,1595	0,425	0,1495	0,630	0,1310
0,025	0,1660	0,225	0,1593	0,430	0,1492	0,635	0,1302
0,030	0,1658	0,230	0,1591	0,435	0,1489	0,640	0,1295
0,035	0,1657	0,235	0,1589	0,440	0,1486	0,645	0,1287
0,040	0,1655	0,240	0,1587	0,445	0,1482	0,650	0,1279
0,045	0,1654	0,245	0,1585	0,450	0,1479	0,655	0,1271
0,050	0,1652	0,250	0,1582	0,455	0,1476	0,660	0,1262
0,055	0,1651	0,255	0,1580	0,460	0,1472	0,665	0,1253
0,060	0,1649	0,260	0,1578	0,465	0,1469	0,670	0,1244
0,065	0,1648	0,265	0,1576	0,470	0,1465	0,675	0,1234
0,070	0,1646	0,270	0,1574	0,475	0,1462	0,680	0,1224
0,075	0,1645	0,275	0,1572	0,480	0,1458	0,685	0,1213
0,080	0,1643	0,280	0,1570	0,485	0,1455	0,690	0,1202
0,085	0,1642	0,285	0,1568	0,490	0,1451	0,695	0,1190
0,090	0,1640	0,290	0,1565	0,495	0,1447	0,700	0,1179
0,095	0,1638	0,295	0,1563	0,500	0,1443	0,705	0,1166
0,100	0,1637	0,300	0,1561	0,505	0,1439	0,710	0,1154
0,105	0,1635	0,305	0,1559	0,510	0,1436	0,715	0,1141
0,110	0,1634	0,310	0,1556	0,515	0,1431	0,720	0,1128
0,115	0,1632	0,315	0,1554	0,520	0,1427	0,725	0,1114
0,120	0,1630	0,320	0,1552	0,525	0,1423	0,730	0,1100
0,125	0,1629	0,325	0,1549	0,530	0,1419	0,735	0,1086
0,130	0,1627	0,330	0,1547	0,535	0,1415	0,740	0,1072
0,135	0,1625	0,335	0,1544	0,540	0,1410	0,745	0,1057
0,140	0,1624	0,340	0,1542	0,545	0,1406	0,750	0,1042
0,145	0,1622	0,345	0,1539	0,550	0,1401	0,755	0,1028
0,150	0,1620	0,350	0,1537	0,555	0,1396	0,760	0,1011
0,155	0,1618	0,355	0,1534	0,560	0,1391	0,765	0,0995
0,160	0,1617	0,360	0,1532	0,565	0,1386	0,770	0,0978
0,165	0,1615	0,365	0,1529	0,570	0,1381	0,775	0,0962
0,170	0,1613	0,370	0,1526	0,575	0,1376	0,780	0,0945
0,175	0,1611	0,375	0,1524	0,580	0,1371	0,785	0,0928
0,180	0,1610	0,380	0,1521	0,585	0,1365	0,790	0,0910
0,185	0,1608	0,385	0,1518	0,590	0,1360	0,795	0,0893
0,190	0,1606	0,390	0,1515	0,595	0,1354	0,800	0,0875
0,195	0,1604	0,395	0,1513	0,600	0,1348	0,805	0,0857
		0,400	0,1510	0,605	0,1342	0,810	0,0839

Tableau IV.18 : Tableaux d'excentricité critique relative

$$\zeta = 0.1667 \approx 1/6$$

$$e_{NC} = \zeta \times h$$

$$e_{NC} = \frac{1}{6} \times 0.1$$

$$e_{NC} = 0.0167m$$

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_1 = \frac{0.75}{2.025}$$

$$e_1 = 0.37m$$

$$e_a = \max\{2cm; l/250\}$$

$$e_a = \max\{2cm; 50/250\}$$

$$e_a = \max\{2cm; 50/250\}$$

$$e_a = \max\{2cm; 0.2cm\}$$

$$e_a = 0.02m$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha\phi)$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_s}\right)$$

$$\alpha = 0$$

$l_f = 2 \times l_0$ Car le poteau est libre à une extrémité et encastré à l'autre.

$$l_f = 1m$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1^2}{10000 \times 0.5} \times 2$$

$$e_2 = 0.0012m$$

$$e = 0.37 + 0.02 + 0.0012$$

$$e = 0.39m$$

$e > e_{NC}$ Section Partiellement Comprimé "SPC".

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{u \text{ fictif}} = 2.025 \left(0.39 + 0.05 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_{u \text{ fictif}} = 0.790 \text{ KN.m}$$

- On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$.

$$M_{u \text{ fictif}} = 0.790 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_c}$$

$$\sigma_c = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_c = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0.79}{100 \times 5^2 \times 14.2} \times 10^3$$

$$\mu = 0.022$$

$$\mu < \mu_l \quad \mu_l = 0.371 \text{ (feE500)}$$

Donc : A' n'existe pas

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022})$$

$$\alpha = 0.028$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.40 \times 0.022$$

$$\beta = 0.989$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{500}{1.15}$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0.79 \times 10^3}{0.989 \times 5 \times 435}$$

$$A_{s \text{ fictif}} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0.37 - \frac{2.025}{435} \times 10$$

$$A_s = 0.32 \text{ cm}^2$$

Condition non-fragilité :

$$A_{s \text{ min}} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s \text{ min}} \geq \max \left\{ \frac{100 \times 10}{1000}; 0.23 \times 100 \times 5 \times \frac{2.1}{500} \right\}$$

$$A_{s \text{ min}} \geq \max\{1; 0.483\}$$

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

$$A_{\text{choix}} = \max(A_{\text{min}}; A_s)$$

$$A_{\text{choix}} = \max(1; 0.32)$$

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

$$e \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(30; 33)$$

$$e \leq 30 \text{ cm}$$

Choix des armatures : **6T08** → **3.02cm²** **e=20cm**

Armature de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{3.02}{4} = 0.76 \text{ cm}^2$$

$$e \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(40; 45)$$

$$e \leq 40\text{cm}$$

Choit des armatures : **6T08** \longrightarrow **3.02cm²** **e=20cm**

3.3 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

$$T_{max} = 2.025\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{2.025}{100 \times 5} \times 10$$

$$\tau_u = 0.041\text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$0.041\text{MPa} \leq 3.33\text{MPa}$$

$\tau_u \leq \tau_l$ **Condition vérifiée.**

3.4. Schéma de ferrailage :

détail acrotère

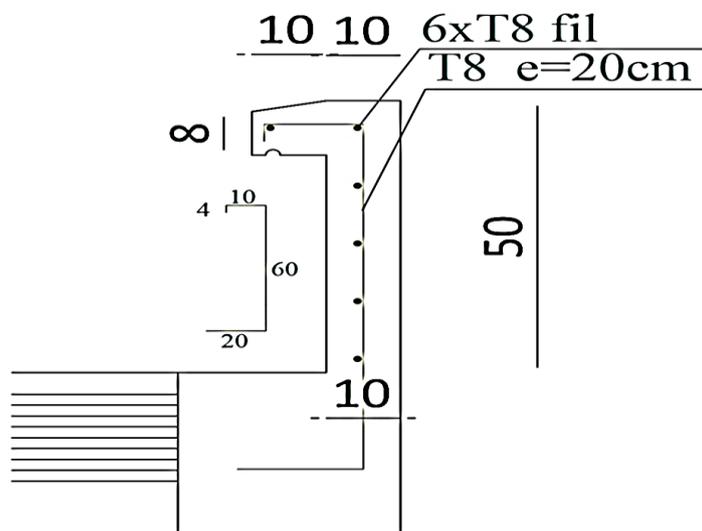


Figure IV.35 : Schéma de ferrailage d'acrotère

4. ETUDE DE BALCON :

4.1. Introduction :

La dalle pleine est une plaque mince horizontale, repose sur un ou plusieurs appuis. dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs.

Dans notre cas comporte une dalle sur trois appuis des balcons en porte à faux. Leur calcul se fait comme pour une console en dalle pleine ayant une extrémité encastree dans les planchers et l'autre libre.

Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m, et de longueur à 1,35m.

4.2. Calcul de chargement :

Mur garde-corps :

mur garde corps			
	h(cm)	poids.S	KN/m ²
Brique 10	120	0.9	1.08
mortier	120	0.44	0.528
		Total	1.608

Tableau IV.19 : Descente de charge de mur garde-corps

Balcon :

Dalle Balcon			
	ep(cm)	poids.V	KN/m ²
Dalle Plain	15	0.25	3.75
enduit en platre	1	0.1	0.1
mortier de pose	2	0.2	0.4
Dallage céramique	1	0.8	0.8
		Total	4.95
		Q (KN/m ²)	3.5

Tableau IV.20 : Descente de charge de balcon

$G = 4.95 \text{ KN/m}^2$

$G_2 = 2.8 \text{ KN/m (garde-corps)}$

$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

ELU :

$q_u = (1,35x G + 1,5x Q) \times 1\text{ml} = 11,93 \text{ KN/ml}$

Charge concentrée : $C_u = 1.35 G_2 = 1.35 (2.8) = 3.78 \text{ KN /ml}$

ELS :

$q_{ser} = G + Q = 8.45 \text{ KN/ml}$

$$C_{ser} = 2.8 \text{ KN/ml}$$

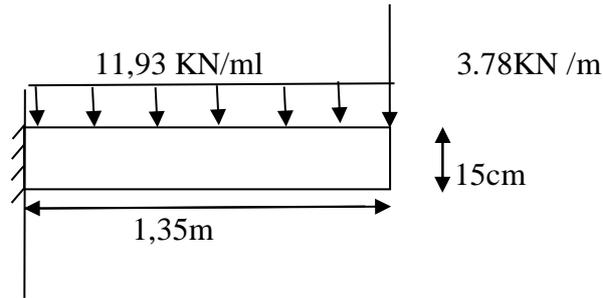


Figure IV.36 : Schéma statique de balcon

4.3. Calcul des sollicitations :

Moment d'encastrement :

ELU :

$$Mu = (qu l^2 / 2) + Cu \cdot l = 10,87 + 5.103 = 15,973 \text{ kN. m}$$

ELS :

$$M_{ser} = (q_{ser} l^2 / 2) + C_{ser} \cdot l = 11.48 \text{ kN. m}$$

4.4. Calcul de ferrailage :

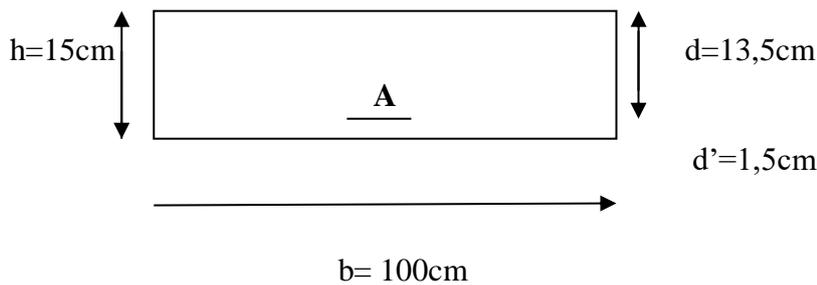


Figure IV.37 : Section a calculé

$$b = 1.00 \text{ m} ; h = 0.15 \text{ m} ; d = 0.9h = 0.135 \text{ m} ; d' = C' = 1.5 \text{ cm.}$$

ELU :

$$Mu = 15973 \text{ kN. m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu u = Mu / bd^2 f_{bc} = 15973 / (100 \times 13,5^2 \times 14,17) = 0.062 < \mu l = 0.372$$

(acier fE500) A' n'existe pas et $1000\xi_s > 1000\xi_L$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) = 0.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.025 = 0.968$$

Détermination des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15973}{0.968 \times 13.5 \times 435} = 2,81 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e = 1.30 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4\text{Ha}10 \longrightarrow A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec espacement de } 25 \text{ cm.}$$

Armatures de répartition :

Dans notre cas et d'après la vérification à ELU les armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq A_s / 4 = 3,14 / 4 = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$4\text{Ha}8 \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec espacement de } 25 \text{ cm.}$$

4.5. Vérifications à l'ELS :

$$M_x^t \text{ ser} = 11480 \text{ N.m}$$

$$\text{Calcul de } Y : Y = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad D = 15A / b \quad E = 2 \times D \times d$$

$$\text{Calcul de } I : I = (bY^3 / 3) + 15A(d - Y)^2$$

$$Y = 3,13 \text{ cm} \quad I = 6087,13 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = (M_x^t \text{ ser} / I) Y \leq \sigma_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \sigma_{bc} = 5,90 \text{ Mpa} \leq \sigma_{adm} \longrightarrow \text{C.V}$$

la flèche :

On doit vérifier que :

$$1) h/l = 15/135 = 0.11 > 1/16 = 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$2) A/bd = 3,14/100 \times 13.5 = 2,33 \times 10^{-3} \leq 4.2/f_e = 0.0105 \text{ MPA} \dots \dots \text{CV.}$$

$$3) h/l = 15/135 = 0.11 > 1/10 \times M_t/M_0 = 0.1 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

vis-à-vis l'effort tranchant :

a) Contrainte de cisaillement :

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

le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} (0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Et : $\tau_u = Vu/bd$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$V_u = qul + C_u = 19,89 \text{ KN.m}$

Donc : $\tau_u = 19890/1000 \times 135 = 0.147 \text{ MPa}$ D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ **condition vérifié**

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

vis-à-vis contrainte d'adhérence :

$\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

On a : $\bar{\tau}_{su} = \Psi_s^- f_{t28}$

$\Psi_s^- \geq 1.5$ on prend $\Psi_s^- = 1.5$

D'où $\bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

et on a $\tau_{su} = Vu/0.9d \sum U_i$ $\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues.

Donc :

$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varnothing = 4 \times 3.14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$

$\tau_{su} = 19890/0.9 \times 135 \times 125,6 = 1,30 \text{ MPa}$

$\tau_{su} = 1,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow$ **C.V**

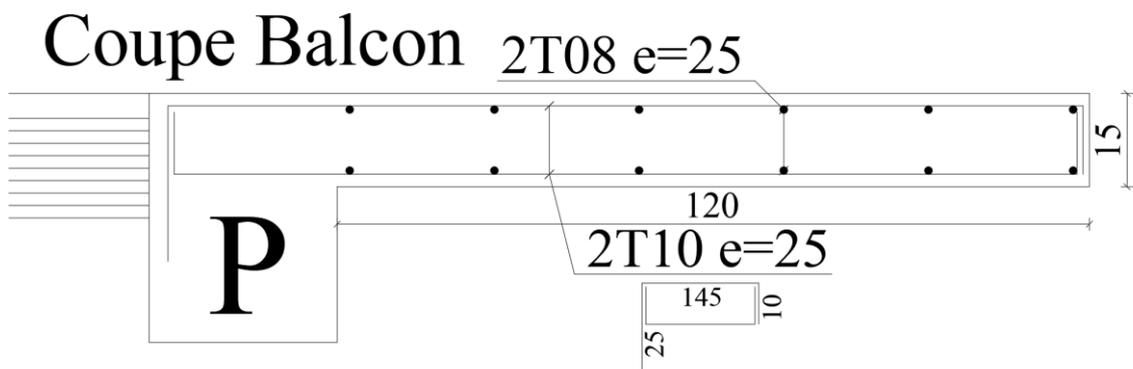
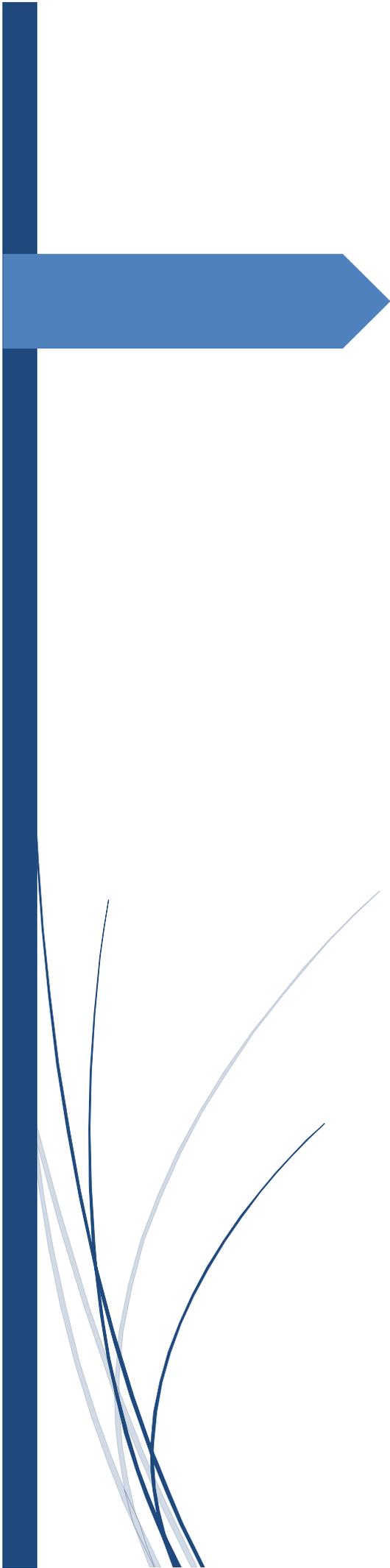


Figure IV.38 : Schéma de balcon



Chapitre V

Etude sismique

1. INTRODUCTION :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure. Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003.

2. METHODE DE CALCUL :

Selon l'article (4.1.1 de RPA99), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- méthode statique équivalente ;
- méthode dynamique modale spectrale.

2.1. Méthode statique équivalente :

a. Principe de la méthode : [RPA99/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

b. conditions d'application : [RPA99/4.1.2]

- Régularité en plan : [RPA99/3.5.1. A]
- Régularité en élévation : [RPA99/3.5.1. B]

c. vérification des conditions d'application :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2 ; d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

d. Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable. Dans ce cas-là, on va appliquer la méthode dynamique. [RPA99/4.1.3]

2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extremums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

2.2.1 Modélisation :

Nous utiliserons les étapes suivantes dans la modélisation de notre structure :

-Détermination des propriétés des matériaux utilisés :

Les propriétés du béton (voir chapitre I).

-Détermination des caractéristiques géométriques des elles utilisées:(voir chapitre II).

-Détermination les conditions aux limites :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et, une rotation d'axe verticale). [RPA99/4.3.2]

-Détermination de la descente des charges :

-Détermination des forces sismiques E :

Ils sont distribués horizontalement verticalement sur les éléments proportionnels à leurs rigidités par l'introduction d'un spectre de réponse dans deux directions orthogonale (XetY)

-Détermination des combinaisons des charges :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $0.8G + E$
- 4) $0.8G - E$
- 5) $G + Q + 1.2 E$

3. Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

3.1 Calcul du poids total de chaque plancher :

Poids totaux = charge permanente + β × surcharge

Coefficient donné par le tableau 4-5-RPA99 :

- Pour les locaux d'habitation $\beta = 0.2$

3.2 Poids total de la structure :

Pour obtenir le poids dynamique dans logiciel ETABS on ajoute une combinaison POIDS qui égale à $G+0.2Q$

Story	Load	Par Étage (Ton)
STORY14-1	POIDS	13.04
STORY14	POIDS	382.02
STORY13	POIDS	370.52
STORY12	POIDS	370.53
STORY11	POIDS	370.52
STORY10	POIDS	370.52
STORY9	POIDS	370.52
STORY8	POIDS	370.52
STORY7	POIDS	370.52
STORY6	POIDS	370.53
STORY5	POIDS	370.52
STORY4	POIDS	370.52
STORY3	POIDS	370.53
STORY2	POIDS	370.52
STORY1	POIDS	402.03
	Total	5243.36

Tableau V.21 : Poids total de structure

$$w = \sum w_i$$

3.3 Évaluation de la force sismique :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

R : coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

W : poids totaux de la structure.

3.3.1 Résultante de la force sismique :

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

A la base v_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.

3.3.2. Définitions de la valeur des coefficients :

1. coefficient d'accélération de zone (A)

Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivent la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Notre bâtiment est implanté dans la région de Mostaganem (zone IIa) et appartient au groupe 2, pour notre cas on a : $A= 0,15$.

2. coefficient de comportement globale de structure(R)

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3. RPA99 en fonction du système de contreventement.

Charge total supporté par les poteaux 25840KN

Charge total supporté par les Voiles 53941KN

Charge total 79781KN

Pourcentage de charge supporté par voile 67%

coefficient de comportement $R= 4$

3. facteur de qualité (Q)

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_Q$

Critère Q	sens X	sens Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00	0.00
2. Redondance en plan	0.00	0.00
3. Régularité en plan	0.00	0.00
4. Régularité en élévation	0.00	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
	Total	
	0.15	0.15

Tableau V.22 : Facteur de qualité

4. le pourcentage d'amortissement critique

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages $\xi = 7$ (tableau 4.2 RPA99)

5. la période fondamentale T

La période T peut être estimée à partir de la formule empirique suivante : $C_t H_n^{3/4}$

H_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau 4.6. RPA99.

$$C_t = 0.05$$

$$T = C_t H_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times 44.71^{3/4}$$

$$T = 0.865$$

Suivant X-X :

$$T_x = \frac{0.09 \times H_n}{\sqrt{D_x}}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 44.71}{\sqrt{19.3}}$$

$$T_x = 0.916$$

Suivant Y-Y :

$$T_y = \frac{0.09 \times H_n}{\sqrt{D_x}}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 44.71}{\sqrt{21.75}}$$

$$T_y = 0.863$$

$$T_x = \min(0.865; 0.916)$$

$$T_x = 0.865$$

$$T_y = \min(0.865; 0.863)$$

$$T_y = 0.863$$

6. période caractéristique associée à la catégorie de cite pour un sol ferme.

$$T_1 = 0,15$$

$$T_2 = 0,40$$

7. facteur de correction d'amortissement donné par la formule

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

$$\eta = 0.88$$

8. facteur d'amplification dynamique :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$T_x \approx T_y$$

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$D = 2.5 \times 0.88 \times (0.4/0.863)^{2/3}$$

$$D = 1.318$$

$$V_x = V_y$$

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

$$V = \frac{(0.15 \times 1.318 \times 1.15)}{4} \times 5243.36$$

$$V = 298.03 \text{ Ton}$$

3.3.3. Distribution verticale de la force sismique :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \Sigma F_i$$

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0.7s \\ F_t = 0,07.T.V & \text{si } T > 0.7s \end{cases}$$

$$F_t = 0,07 \times 0.863 \times 298.03$$

$$F_t = 18 \text{ Ton}$$

$$F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{(\sum_1^n W_i h_i)}$$

$$V - F_t = 298.03 - 18 = 280.03 \text{ Ton}$$

4.

Story	Mass (T)	Élévation	$W_i h_i$	F_i
STORY14-1	13.04	46.71	609.0984	1.440293
STORY14	382.02	44.71	17080.11	40.38818
STORY13	370.52	41.31	15306.18	36.19348
STORY12	370.53	37.91	14046.79	33.21549
STORY11	370.52	34.51	12786.65	30.23571
STORY10	370.52	31.11	11526.88	27.25682
STORY9	370.52	27.71	10267.11	24.27793
STORY8	370.52	24.31	9007.341	21.29904
STORY7	370.52	20.91	7747.573	18.32016
STORY6	370.53	17.51	6487.98	15.34168
STORY5	370.52	14.11	5228.037	12.36238
STORY4	370.52	10.71	3968.269	9.383495
STORY3	370.53	7.31	2708.574	6.404781
STORY2	370.52	3.91	1448.733	3.42572
STORY1	402.03	0.51	205.0353	0.484833
ΣW_i	5243.36	$\Sigma W_i h_i$	118424.4	

Tableau V.23 : Distribution vertical de force sismique

VERIFICATION DES DEPLACEMENTS :

Selon la RPA99v2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R \cdot \Delta_K < 0.01 \cdot h_e$$

Avec:

Δ_K : Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "k - 1" avec:

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

R: Coefficient de comportement $R = 4$

h_e : hauteur de l'étage

δ_K : déplacement horizontale à chaque niveau K.

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques

F_i (y comparis l'effet de torsion). D'après les résultat donnés par le ETABS.

Les déplacements relatifs des nœuds maitres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant

STORY	$\delta_x \text{ Max (cm)}$	$\delta_y \text{ Max (cm)}$	$H_e/(100*R) \text{ (cm)}$	Vérification	Vérification
STORY14-1	0.0826	0.0951	0.5	CV	CV
STORY14	0.2149	0.2286	0.85	CV	CV
STORY13	0.2227	0.2319	0.85	CV	CV
STORY12	0.2318	0.2363	0.85	CV	CV
STORY11	0.2401	0.2402	0.85	CV	CV
STORY10	0.2466	0.2421	0.85	CV	CV
STORY9	0.25	0.2412	0.85	CV	CV
STORY8	0.2493	0.2359	0.85	CV	CV
STORY7	0.244	0.2272	0.85	CV	CV
STORY6	0.2323	0.2126	0.85	CV	CV
STORY5	0.2136	0.1928	0.85	CV	CV
STORY4	0.185	0.1653	0.85	CV	CV
STORY3	0.1468	0.1301	0.85	CV	CV
STORY2	0.0862	0.0822	0.85	CV	CV
STORY1	0.0159	0.0275	0.85	CV	CV

Tableau V.24 : Vérification de déplacement

4.1. Vérification des modes :

Mode 1 :

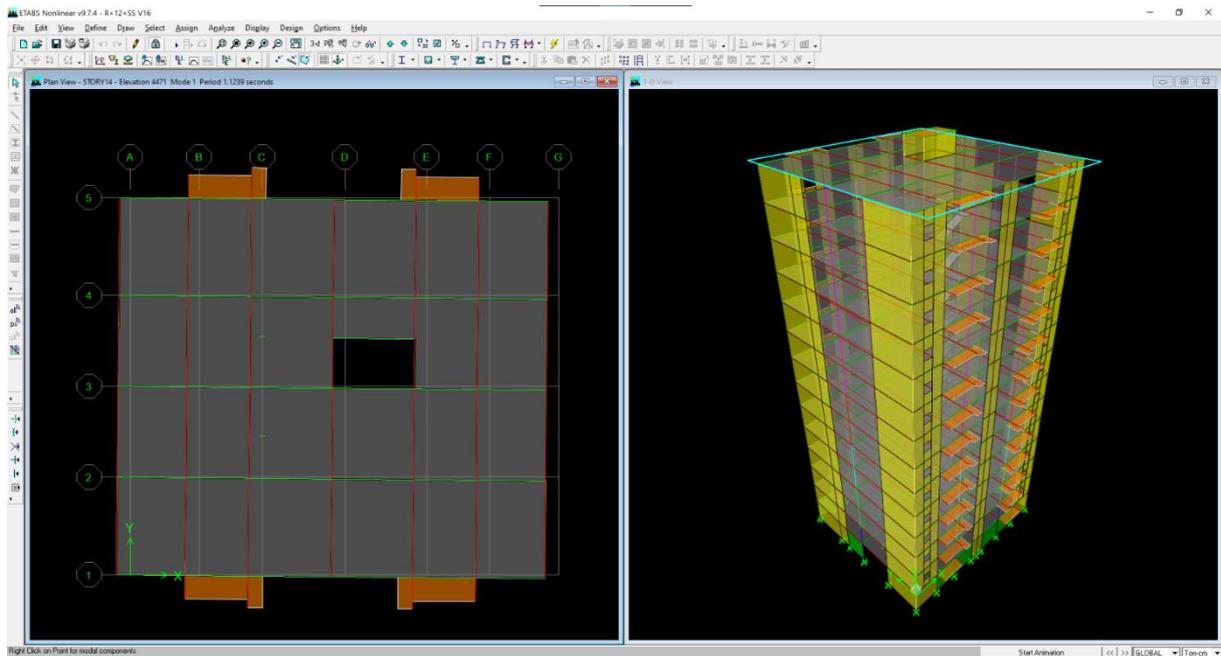


Figure V.39 : ETABS mode 1

Mode2 :

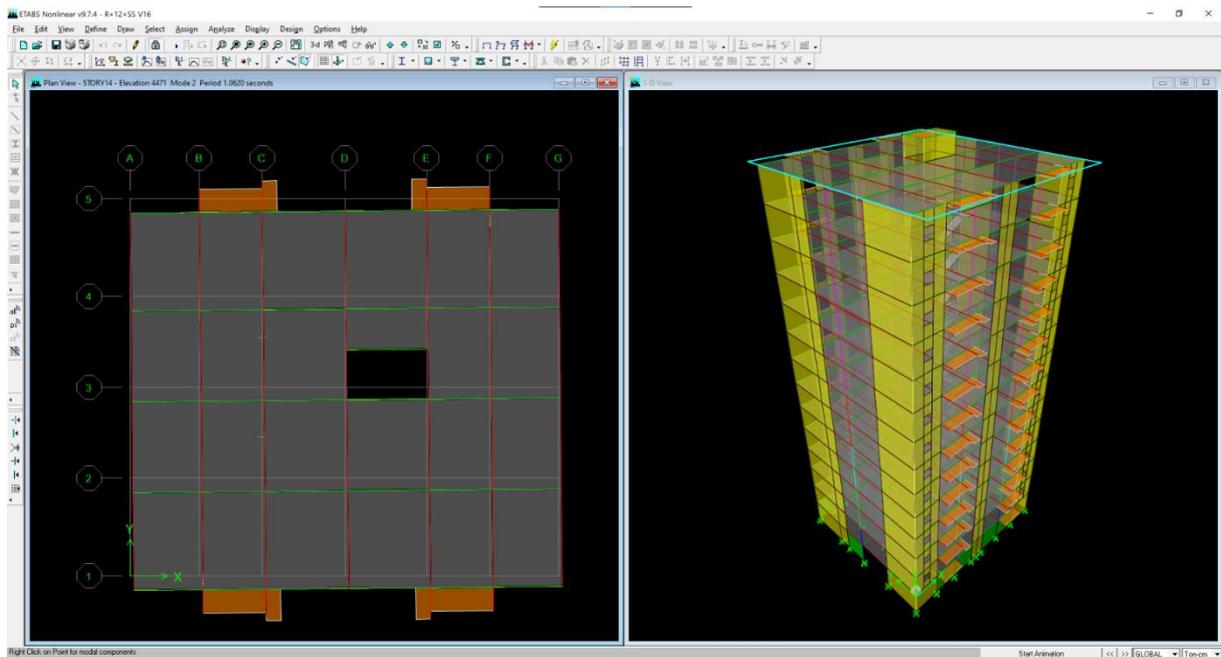


Figure V.40 : ETABS mode 2

Mode3 :

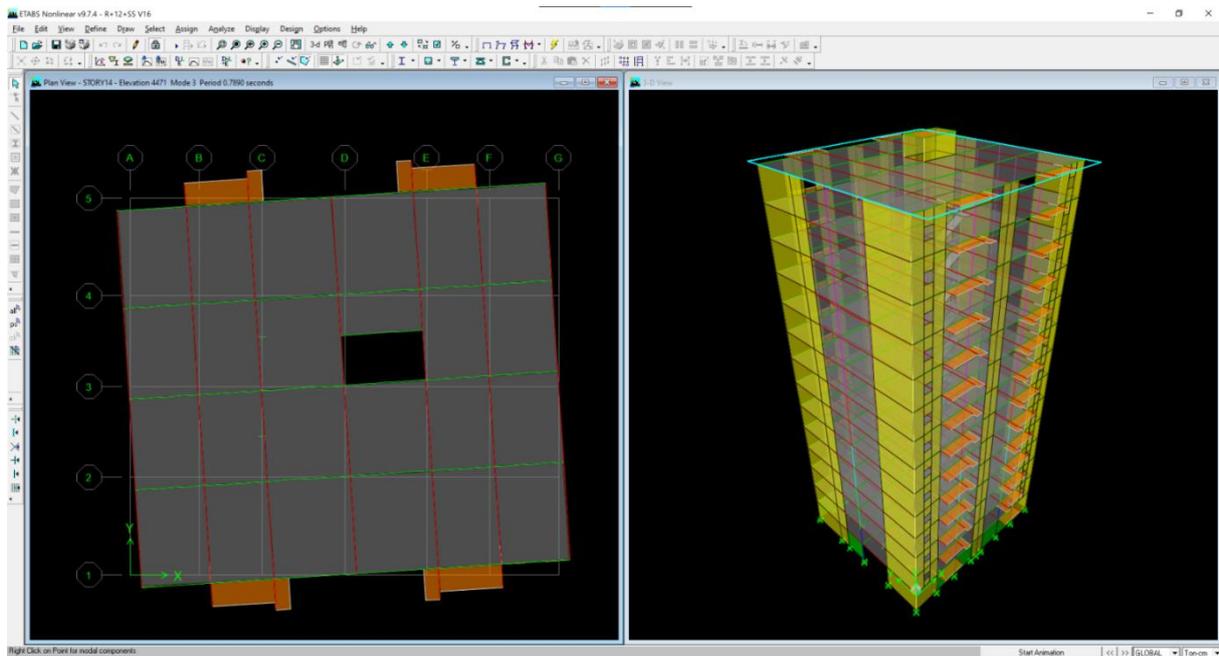


Figure V.41 : ETABS mode 3

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1.123918	63.4319	1.706	63.4319	1.706	0.6975
2	1.062033	1.4146	63.0091	64.8465	64.7151	1.1738
3	0.788999	1.513	0.9347	66.3595	65.6498	63.2902
4	0.279875	14.5556	0.3644	80.9151	66.0142	0.0066
5	0.254509	0.3138	16.9812	81.2289	82.9954	0.1138
6	0.188009	0.2181	0.1136	81.447	83.109	16.6301
7	0.124203	5.7719	0.0524	87.2189	83.1614	0.1097
8	0.11126	0.0499	6.8713	87.2687	90.0327	0.021
9	0.081772	0.2713	0.0307	87.54	90.0634	6.3129
10	0.072239	3.1834	0.0207	90.7233	90.0841	0.1486
11	0.066466	0.0232	3.7468	90.7466	93.8309	0.0093
12	0.049158	1.2835	0.0362	92.0301	93.8671	1.8707

Tableau V.25 : Modes propres

$$T_{max}(1.3 \times T_x; 1.3 \times T_y; 1.3 \times T) > T_{amperique}$$

$T_x = T_y$	T	$1.3 \times T_x$	$1.3 \times T$	T_{max}	$T_{amperique}$	Vérification
0.863	0.916	1.1219	1.1908	1.1908	1.12	C.V

Tableau V.26 : Vérification de la période

5. JUSTIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET PΔ :

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des Étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnelle. Ce Phénomène est appelé « effet P ».

D'après l'article du RPA (5.9)

Les effets du 2° ordre (ou effet PΔ.) Peuvent Être négligés dans le cas des bâtiments

Si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Charge appliques sur l'étage.

Δk : Déplacement relative du niv « k » par rapport au niv « k-1 ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k »

Pour le sens X-X :

STORY	$P_k(T)$	Δk	$V_k(T)$	$h_k(cm)$	Vérif
STORY14-1	20.03	0.08	64.06	200	0.00013
STORY14	467.09	0.21	48.68	340	0.00606
STORY13	530.35	0.22	35.89	340	0.00968
STORY12	534.30	0.23	28.46	340	0.01280
STORY11	534.30	0.24	23.79	340	0.01586
STORY10	534.30	0.25	20.96	340	0.01849
STORY9	534.30	0.25	19.64	340	0.02000
STORY8	536.31	0.25	19.10	340	0.02059
STORY7	538.70	0.24	18.66	340	0.02072
STORY6	541.00	0.23	17.78	340	0.02079
STORY5	543.67	0.21	16.17	340	0.02112
STORY4	546.25	0.19	13.83	340	0.02149
STORY3	549.20	0.15	10.66	340	0.02224
STORY2	553.38	0.09	6.89	340	0.02036
STORY1	610.67	0.02	348.93	340	0.00008
				Maximum	0.02224

Tableau V.27 : L'effet $p\Delta$ par rapport à sens X-X

Pour le sens Y-Y :

STORY	$P_k(T)$	Δk	$V_k(T)$	$h_k(cm)$	Vérif
STORY14-1	20.03	0.10	64.06	200	0.00015
STORY14	467.09	0.23	48.68	340	0.00645
STORY13	530.35	0.23	35.89	340	0.01008
STORY12	534.30	0.24	28.46	340	0.01305
STORY11	534.30	0.24	23.79	340	0.01587
STORY10	534.30	0.24	20.96	340	0.01815
STORY9	534.30	0.24	19.64	340	0.01930
STORY8	536.31	0.24	19.10	340	0.01948
STORY7	538.70	0.23	18.66	340	0.01929
STORY6	541.00	0.21	17.78	340	0.01903
STORY5	543.67	0.19	16.17	340	0.01907
STORY4	546.25	0.17	13.83	340	0.01920
STORY3	549.20	0.13	10.66	340	0.01971
STORY2	553.38	0.08	6.89	340	0.01942
STORY1	610.67	0.03	348.93	340	0.00014
			Maximum		0.01971

Tableau V.28 : L'effet $p\Delta$ par rapport à sens Y-Y

6. L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE :

La résultante des forces à la base 'F' obtenue par combinaison des valeurs Modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques Déterminées par la méthode statique équivalente 'V (RPA99 ; 2003 Article. 4.3.6)

- Le ratio $\frac{V_{dyn}}{V_{sta}}$ doit être supérieure de 0,8.

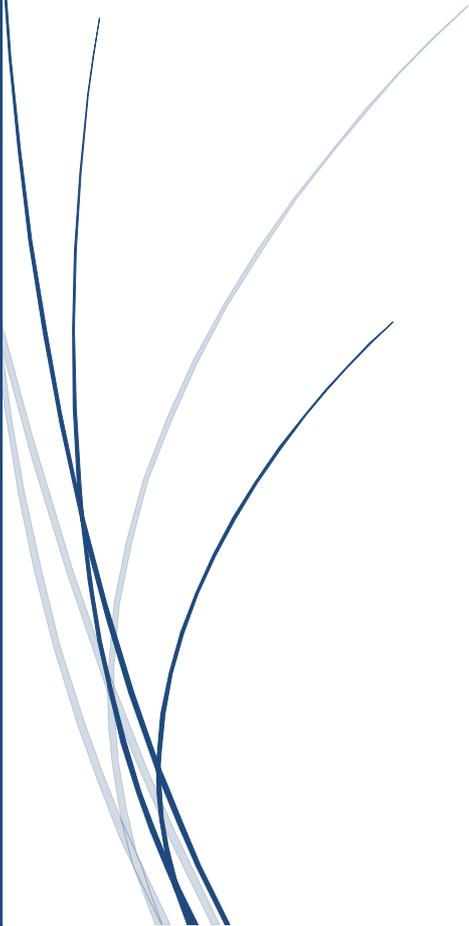
Sens	$V_{dynamique}$	$V_{statique}$	Ratio	Verif
X-X	328.01	298.03	1,10	C.V
Y-Y	348.93	298.03	1,17	C.V

Tableau V.29 : Effort tranchant de la base



Chapitre VI

Etude des éléments principaux



1. INTRODUCTION :

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

L'étude des portiques (poteaux, poutres) sous charges verticales et horizontales, nous permet de les ferrailer sous les différentes sollicitations, ce calcul est fait par le programme (ETABS).

2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

2.1 Dimensionnements des poteaux :

Après la modélisation de la structure on doit vérifier les trois conditions imposées par le R.P.A démontré au chapitre II :

1 Critère de résistance :

$$a \geq \sqrt{0.64 \times N_u} + 2$$

2 Condition RPA :

$$a \geq \sqrt{\frac{N_u}{0.3 \times f_{c28}}}$$

3 Condition au flambement :

$$a \geq 23.56 \text{ cm}$$

Poteaux Type 1 :

Story	Nu (KN)	a (résistance)	a (R.P.A)	Choix
Story 14	205.62	13.47	16.56	40
Story 13	383.23	17.66	22.60	40
Story 12	564.30	21.00	27.43	40
Story 11	747.17	23.87	31.56	40
Story 10	932.80	26.43	35.27	40
Story 9	1122.16	28.80	38.68	40
Story 8	1318.23	31.05	41.92	45
Story 7	1516.65	33.16	44.97	45
Story 6	1723.53	35.21	47.94	50
Story 5	1836.45	36.28	49.48	50
Story 4	2151.82	39.11	53.56	55
Story 3	2254.47	40.97	54.83	55
Story 2	2603.95	42.82	58.92	60
Story 1	2694.91	43.53	59.94	60

Tableau VI.30 : Dimensionnement de poteaux type 1

Poteaux Type 2 (relier avec voiles) :

Story	Nu (KN)	a (résistance)	a (R.P.A)	Choix
V40x40	1038.00	27.77	37.20	40

Tableau VI.31 : Dimensionnement de poteaux type 2

2.2 Sollicitation maximum des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est calculé en fonction d'un effort de compression (N) et des moments fléchissant dans les deux directions (M_y , M_z donnés par le 'ETABS').

Le calcul est fait avec les combinaisons suivant :

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$\text{ACC} : \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

Nous devons calculer le ferrailage dans 4 cas différent :

- N_{\max} avec $M_{y \text{ Corr}}$ et $M_{z \text{ Corr}}$
- N_{\min} avec $M_{y \text{ Corr}}$ et $M_{z \text{ Corr}}$
- $M_{y \max}$ avec N_{corr} et $M_{z \text{ Corr}}$

- $M_{z \max}$ avec N_{corr} et $M_{y \text{ Corr}}$

Remarque : on peut calculer seulement le cas défavorable entre les de dernier si la section est carrée.

		P60x60	P55x55	P50x50	P45x45	P40x40	V40x40
ELU	N_{\max} (KN.m)	2694.91	2254.04	1836.43	1517.12	1122.46	1038.78
	$M_{y \text{ Corr}}$ (KN.m)	-1.05	1.39	2.44	3.38	3.94	3.49
	$M_{z \text{ Corr}}$ (KN.m)	0.30	1.70	0.87	-0.77	-2.93	0.04
ELS	N_{\max} (KN.m)	2065.89	1728.13	1407.64	1104.41	817.27	757.92
	$M_{y \text{ Corr}}$ (KN.m)	-0.77	1.00	1.77	2.44	2.84	2.59
	$M_{z \text{ Corr}}$ (KN.m)	0.23	1.24	0.65	-0.56	-2.13	0.03
ACC	N_{\max} (KN.m)	2112.49	1772.18	1445.99	1135.41	840.32	1418.92
	$M_{y \text{ Corr}}$ (KN.m)	18.09	33.57	36.29	35.60	31.44	12.59
	$M_{z \text{ Corr}}$ (KN.m)	0.74	4.91	4.42	3.28	1.52	19.49
ELU	N_{corr} (KN.m)	1682.02	1325.13	1005.72	727.80	123.02	77.20
	M_{\max} (KN.m)	39.91	43.73	49.65	52.74	63.87	51.16
	M_{Corr} (KN.m)	1.33	4.38	7.78	11.07	19.55	3.37
ELS	N_{corr} (KN.m)	1227.82	967.36	734.28	531.41	90.35	56.60
	M_{\max} (KN.m)	28.90	31.66	35.96	38.22	46.39	37.14
	M_{Corr} (KN.m)	0.94	3.15	5.62	8.01	14.19	2.44
ACC	N_{corr} (KN.m)	945.49	749.39	587.62	444.88	59.35	62.10
	M_{\max} (KN.m)	-96.76	-97.74	-111.71	-110.59	-98.37	66.14
	M_{Corr} (KN.m)	1.77	4.40	5.94	7.30	12.23	0.21
Tmax	ELU	4.22	6.28	8.44	10.20	30.02	0.20
	ACC	1.86	2.75	3.63	4.51	11.48	0.20

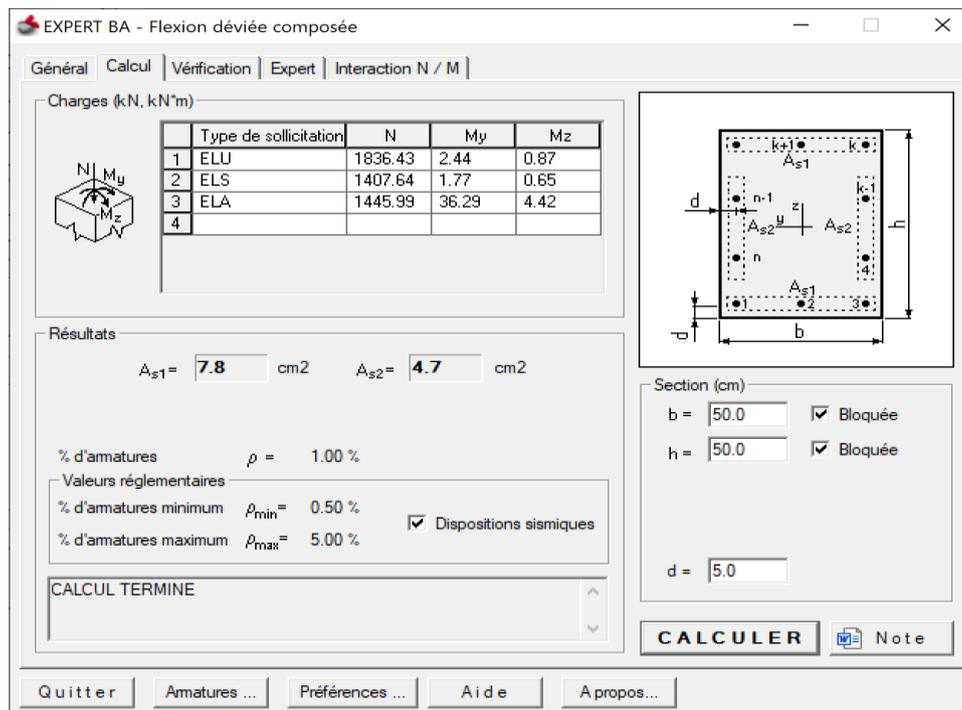
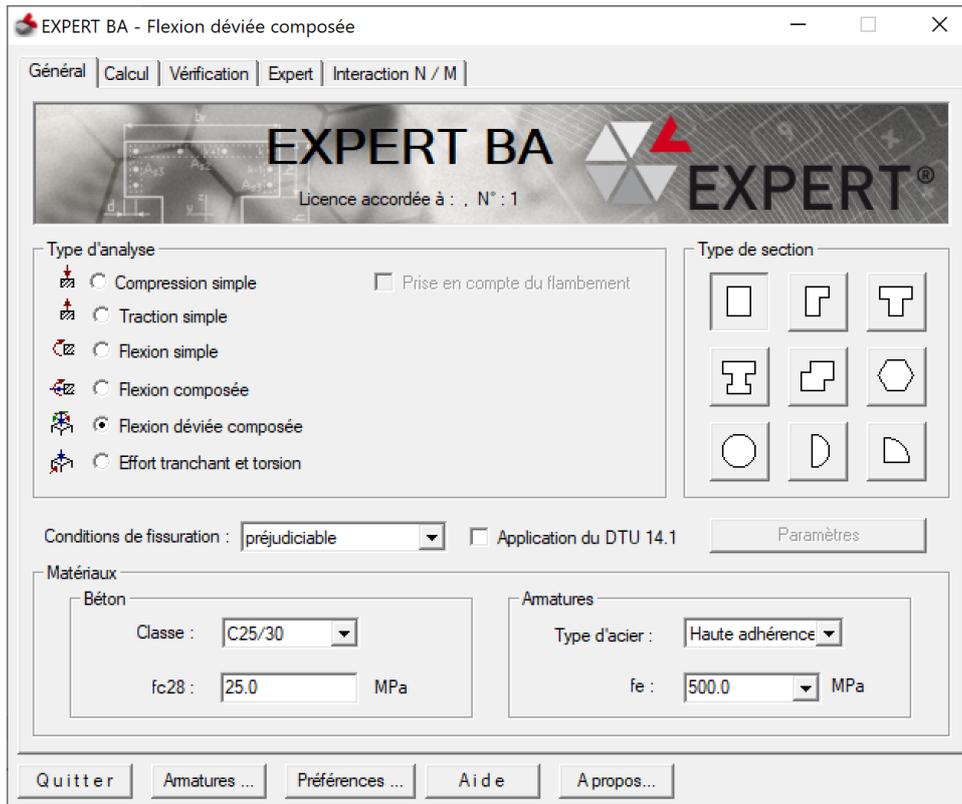
Tableau VI.32 : Sollicitation des poteaux

➤ **Remarque :** le cas de N_{\min} et négliger car toutes les valeurs sont positives.

2.3 Armatures longitudinaux :

Exemple P50x50 :

Cas 1 (N_{max} avec M_{yCorr} et M_{zCorr}) :



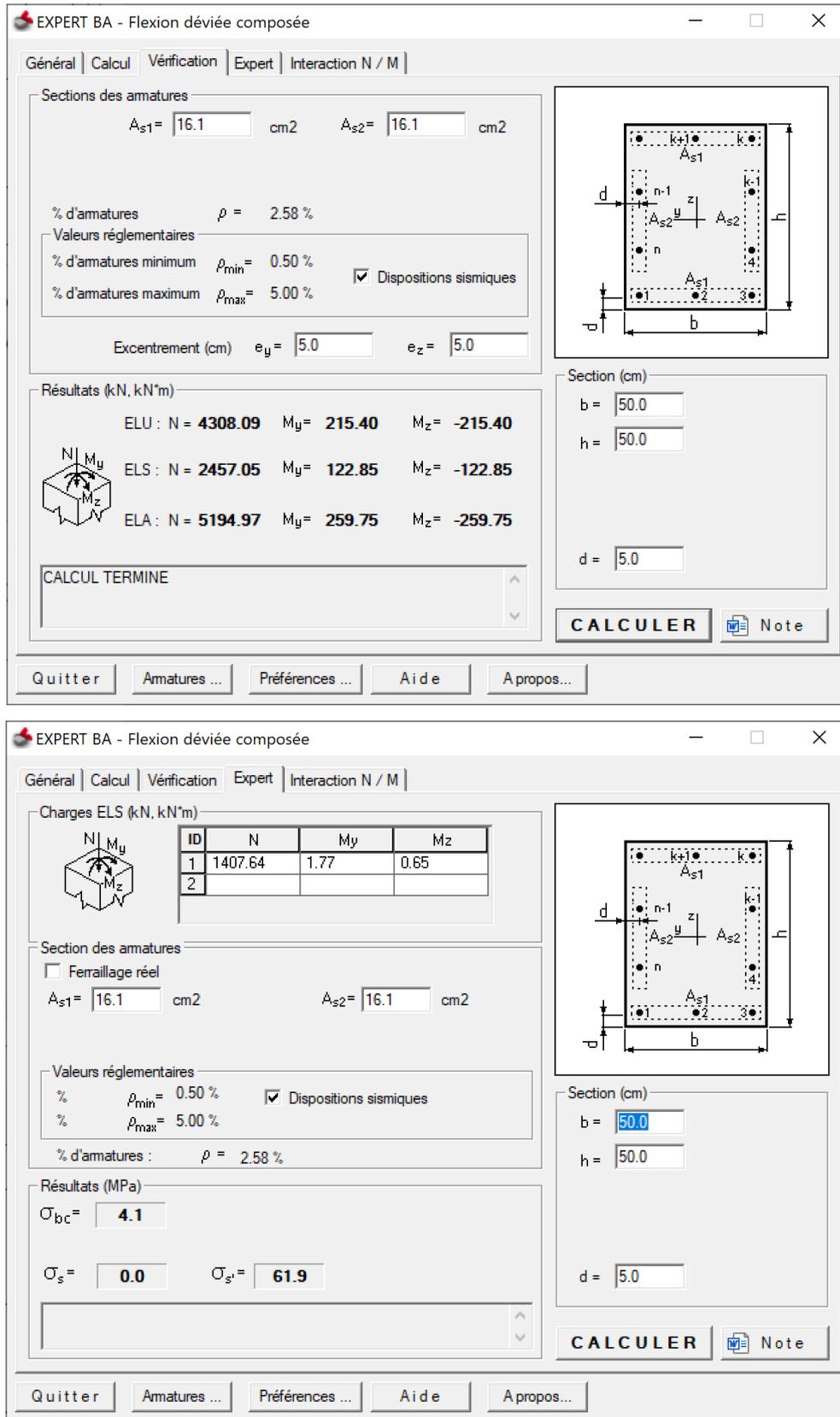
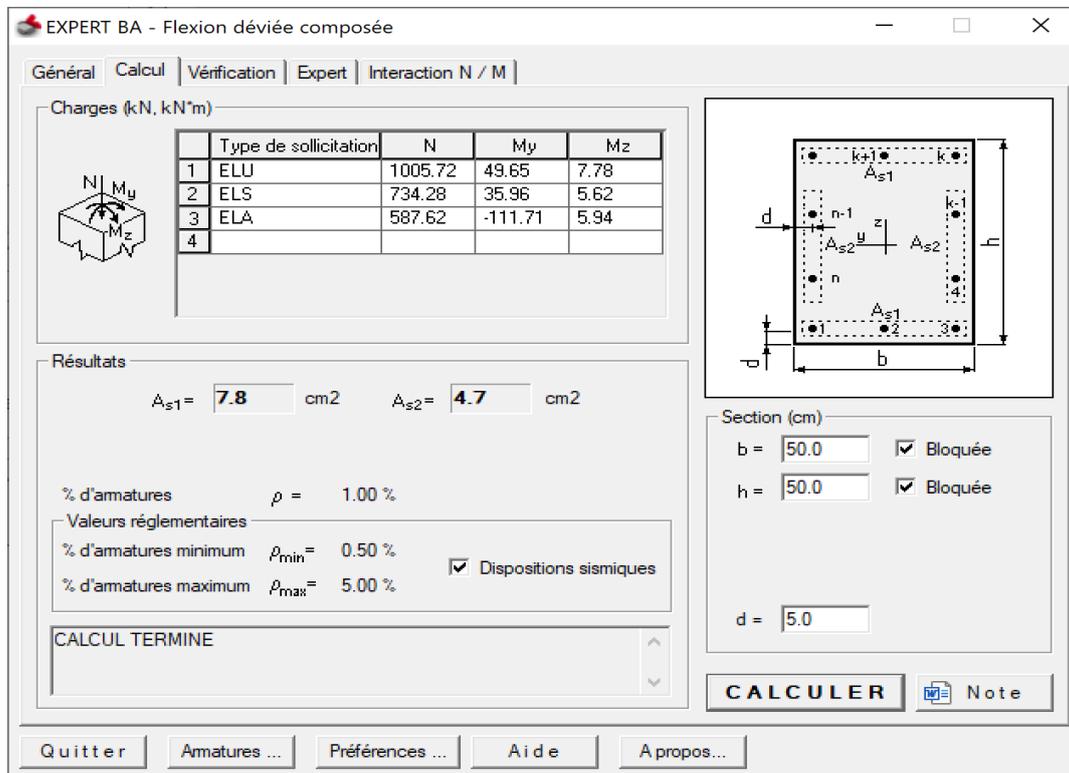
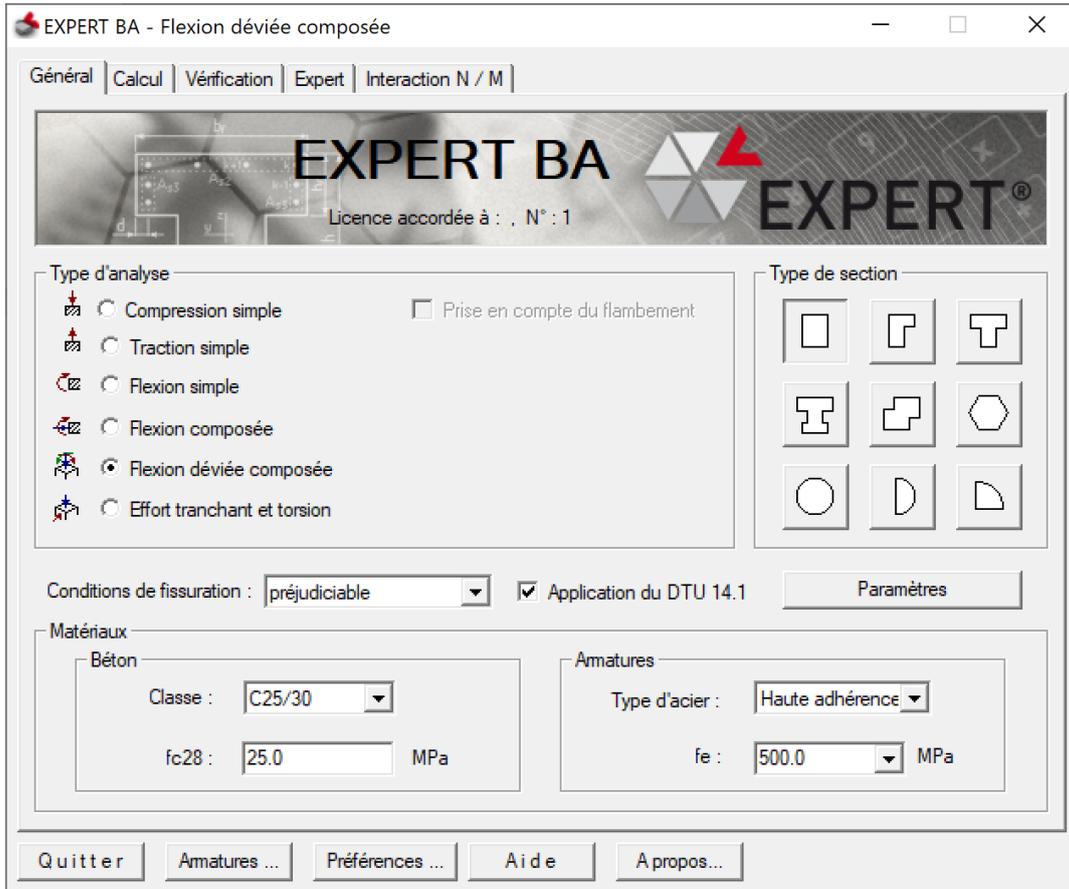


Figure VI.42 : Calcul ROBOT EXPERT P50x50 cas 1

Cas 2 ($M_{y\max}$ avec N_{corr} et $M_{z\text{Corr}}$) :



EXPERT BA - Flexion déviée composée

Général | Calcul | Vérification | Expert | Interaction N / M

Sections des armatures

$A_{s1} = 16.1$ cm² $A_{s2} = 16.1$ cm²

% d'armatures $\rho = 2.58$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.50$ % Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = 5.00$ %

Excentrement (cm) $e_y = 5.0$ $e_z = 5.0$

Résultats (kN, kN*m)

ELU : N = **4308.09** $M_y = 215.40$ $M_z = -215.40$

ELS : N = **2457.05** $M_y = 122.85$ $M_z = -122.85$

ELA : N = **5194.99** $M_y = 259.75$ $M_z = -259.75$

Section (cm)

b = 50.0

h = 50.0

d = 5.0

CALCULER Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

EXPERT BA - Flexion déviée composée

Général | Calcul | Vérification | Expert | Interaction N / M

Charges ELS (kN, kN*m)

ID	N	M_y	M_z
1	734.28	35.96	5.62
2			

Section des armatures

Ferrailage réel

$A_{s1} = 16.1$ cm² $A_{s2} = 16.1$ cm²

Valeurs réglementaires

% $\rho_{min} = 0.50$ % Dispositions sismiques

% $\rho_{max} = 5.00$ %

% d'armatures : $\rho = 2.58$ %

Résultats (MPa)

$\sigma_{bc} = 3.5$ $\sigma_{bt} = 0.7$

$\sigma_s = 0.0$ $\sigma_{s'} = 48.3$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 50.0

h = 50.0

d = 5.0

CALCULER Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure VI.43 : Calcul ROBOT EXPERT P50x50 cas 2

$$A_{cal} = 7.8 + 4.7$$

$$A_{cal} = 12.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.8\% \text{ zone IIa}$$

$$A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50$$

$$A_{min} = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_{choix} = 20.36 \text{ cm}^2 \text{ (4T16+8T14)}$$

2.4 Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient en compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2.50 si élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieure ou égal à 5 et à 3.75 dans le cas contraire

t : est l'espacement d'armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédent ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

-dans la zone nodale :

$$t \leq 10 \text{ cm zone 'IIa'}$$

-dans la zone courante :

$$t' \leq \min(b_1/2; h_1/2; 10\phi_1) \text{ zone 'IIa' ou } \phi_1 \text{ est diamètre minimal des armatures}$$

longitudinal du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimal ' $\frac{A_t}{t} \cdot b_1$ ' en % est donnée comme suit :

- si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%
- si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%
- si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$ avec 'a' et 'b' dimension de la section droit du poteau et l_f longueur du flambement du poteau.

Exemple P50x50 :

$$\lambda_g = \frac{(340 - 45) \times 0.7}{50}$$

$$\lambda_g = 4.13$$

$$\rho_a = 3.75$$

$$\frac{A_t}{t} \cdot b_1 = 0.52\% \text{ par interpolation}$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 (4T08)$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \Rightarrow t = \frac{A_t \times h_1 \times f_e}{\rho_a \times V_u}$$

$$t = \frac{2.01 \times 50 \times 500}{3.75 \times 8.44} \times 10^{-2}$$

$$t = 15.87 \text{ cm}$$

$$t \leq 10 \text{ cm}$$

- on prend $t=10 \text{ cm}$

$$t' \leq \min(b_1/2; h_1/2; 10\phi_1)$$

$$t' \leq \min(25; 25; 16)$$

- on prend $t' = 15 \text{ cm}$

Sec	A_{cal}	A_{min}	A_{choix}	Choix	A_t
P60x60	18.0	28.80	32.17	16T16	T08
P55x55	15.1	24.20	26.52	4T16+12T14	T08
P50x50	12.5	20.00	20.36	4T16+8T14	T08
P45x45	10.1	16.20	18.47	12T14	T08
P40x40	8.0	12.80	13.57	12T12	T08
V40x40	8.4	12.80	14.57	12T12	T08

Tableau VI.33 : Ferrailage des poteaux

2.5 Schéma de ferrailage :

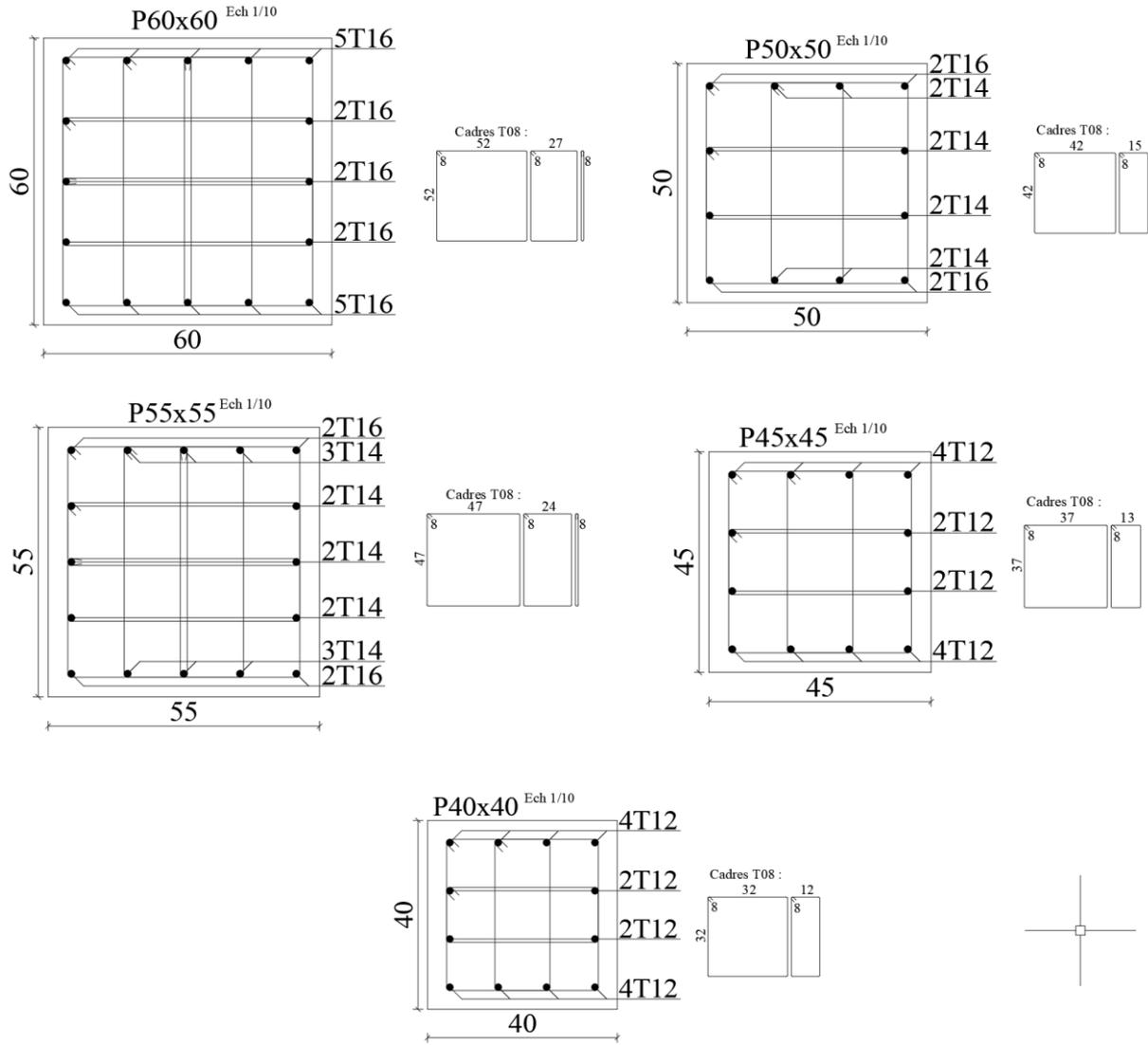


Figure VI.44 : Schéma de ferrailage des poteaux

3. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc faits en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L.91; puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

3.1 Détermination des sollicitations :

Le calcul est fait avec les combinaisons suivant :

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} : G + Q \qquad \text{ACC} : \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

Section :	M Appuis (KN.m)			M Travée (KN.m)			
	ELU	ELS	ACC	ELU	ELS	ACC	T
Poutre principal 30x45	-115.80	-84.60	-168.36	104.50	76.32	125.72	189.43
Poutre secondaire 30x40	-66.07	-47.92	-117.18	52.39	38.03	109.77	180.90

Tableau VI.34 : Moment sur poutre principal et secondaire

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le RPA 99 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% zone courante

6% zone de recouvrement.

3.2 Calcul de ferrailage :

Exemple poutre 30x45 Appuis :

A E.L.U :

$$M_u = 115.80 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence de A' :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_c}$$

$$\sigma_c = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_c = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{115.80}{30 \times 41^2 \times 14.2} \times 10^3$$

$$\mu = 0.162$$

$$\mu < \mu_l \quad \mu_l = 0.371 \text{ (feE500)}$$

A' n'existe pas

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.162})$$

$$\alpha = 0.222$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.40 \times 0.222$$

$$\beta = 0.911$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{500}{1.15}$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A = \frac{115.80 \times 10^3}{0.911 \times 41 \times 435}$$

$$A = 7.13 \text{ cm}^2$$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 41 \times \frac{2.1}{500}$$

$$A_{min} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{su} = \max(A_{min}; A_{cal})$$

$$A_{su} = \max(1.19; 7.13)$$

$$A_{su} = 7.13 \text{ cm}^2$$

A.A.C.C :

$$M_u = 168.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_c}$$

$$\sigma_c = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_c = 18.5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{168.36}{30 \times 41^2 \times 18.5} \times 10^3$$

$$\mu = 0.181$$

$$\mu < \mu_l \quad \mu_l = 0.358 \text{ (feE500)}$$

A' n'existe pas

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.181})$$

$$\alpha = 0.251$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.40 \times 0.251$$

$$\beta = 0.900$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{500}{1}$$

$$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A = \frac{168.36 \times 10^3}{0.900 \times 41 \times 500}$$

$$A = 9.13 \text{ cm}^2$$

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

Etude R+12+Sous-sol

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 41 \times \frac{2.1}{500}$$

$$A_{min} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = \max(A_{min}; A_{cal})$$

$$A_{sa} = \max(1.19; 9.13)$$

$$A_{sa} = 9.13 \text{ cm}^2$$

Vérification A E.L.S :

HA fe E 500 fissuration préjudiciable (diamètre supérieur ou égal à 6 mm – $\eta = 1,6$)								
μ	Résistance à la compression simple du béton en MPa							
	16	18	20	25	30	40	50	60
0,02	0,0064	0,0063	0,0063	0,0063	0,0063	0,0062	0,0065	0,0070
0,04	0,0127	0,0126	0,0126	0,0125	0,0124	0,0123	0,0129	0,0138
0,06	0,0190	0,0189	0,0188	0,0187	0,0186	0,0184	0,0192	0,0206
0,08	0,0254	0,0253	0,0252	0,0250	0,0248	0,0245	0,0256	0,0274
0,10	0,0318	0,0317	0,0315	0,0313	0,0310	0,0306	0,0319	0,0341
0,12	0,0384	0,0382	0,0380	0,0376	0,0373	0,0368	0,0384	0,0410
0,14	0,0450	0,0448	0,0446	0,0441	0,0437	0,0431	0,0449	0,0480
0,16	0,0518	0,0515	0,0513	0,0507	0,0502	0,0494	0,0515	0,0550
0,18	0,0587	0,0584	0,0581	0,0575	0,0569	0,0560	0,0583	0,0622
0,20	0,0658	0,0654	0,0651	0,0643	0,0637	0,0626	0,0652	0,0696
0,22	0,0731	0,0727	0,0723	0,0714	0,0707	0,0694	0,0722	0,0771
0,24	0,0806	0,0801	0,0797	0,0787	0,0778	0,0764	0,0795	0,0848
0,26	0,0883	0,0878	0,0873	0,0861	0,0852	0,0836	0,0870	0,0928
0,28	0,0963	0,0957	0,0951	0,0939	0,0928	0,0911	0,0947	0,101
0,30	0,0991	0,103	0,103	0,102	0,101	0,0989	0,103	0,110
0,32	0,102	0,106	0,109	0,110	0,109	0,107	0,111	0,119
0,34	0,105	0,109	0,112	0,119	0,118	0,115	0,120	0,128
0,36	0,107	0,111	0,115	0,122	0,127	0,125	0,129	0,138
0,38	0,110	0,114	0,117	0,125	0,131	0,134	0,139	0,149
0,40	0,114	0,118	0,122	0,131	0,138	0,139	0,145	0,156
0,42	0,117	0,122	0,126	0,136	0,144	0,146	0,153	0,164
0,44	0,121	0,126	0,130	0,141	0,149	0,153	0,160	0,171
0,46	0,124	0,129	0,134	0,145	0,155	0,159	0,167	0,179
0,48	0,127	0,133	0,138	0,150	0,161	0,166	0,174	0,187
0,50	0,131	0,137	0,142	0,155	0,167	0,172	0,181	0,195
0,52	0,134	0,140	0,146	0,160	0,172	0,179	0,188	0,203
0,54	0,137	0,144	0,150	0,165	0,178	0,186	0,195	0,210
0,56	0,141	0,148	0,154	0,170	0,184	0,192	0,202	0,218
0,58	0,144	0,151	0,158	0,174	0,189	0,199	0,209	0,226
0,60	0,147	0,155	0,162	0,179	0,195	0,205	0,216	0,234
0,62	0,150	0,159	0,166	0,184	0,201	0,212	0,223	0,241
0,64	0,154	0,162	0,170	0,189	0,206	0,218	0,230	0,249
0,66	0,157	0,166	0,174	0,194	0,212	0,225	0,237	0,256

Caractères droits : condition sur le béton la plus défavorable. Caractères italiques : condition sur l'acier la plus défavorable.

Tableau VI.35 : Vérification à E.L.S feE500 FP

$\mu_u = 0.181 \Rightarrow \mu_s = 0.058$ Par interpolation linière

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_c} \Rightarrow M_s = \mu_s \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_c$$

$$M_s = 0.058 \times 30 \times 41^2 \times 14.2 \times 10^{-3}$$

$$M_s = 41.53 \text{KN.m}$$

$M_{s\text{-réel}} > M_{s\text{-tab}}$ Condition non Vérifier.

Donc il faut recalculée à E.L.S.

Calcul à E.L.S :

- Contraintes admissibles :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj28}}\right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times 500; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(333.33; 201.64)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 202 \text{MPa}$$

- Moment résistant du béton :

$$\bar{\alpha} = \frac{n \cdot \overline{\sigma_{bc}}}{n \cdot \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 202}$$

$$\bar{\alpha} = 0.527$$

$$Z = d(1 - \bar{\alpha}/3)$$

$$Z = 41(1 - 0.527/3)$$

$$Z = 33.798 \text{cm}$$

$$Y_1 = \bar{\alpha} \times d$$

$$Y_1 = 0.527 \times 33.798$$

$$Y_1 = 17.812 \text{cm}$$

$$M_{rsb} = 0,5 \times b \times Y_1 \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z$$

$$M_{rsb} = 0,5 \times 30 \times 17.812 \times 15 \times 33.798 \times 10^{-3}$$

$$M_{rsb} = 135.45 \text{KN.m}$$

$$M_s = 84.60 \text{KN.m}$$

$M_s < M_{rsb}$ Armatures simples

- Section acier :

$$A_{ser} = \frac{M_s}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{ser} = \frac{84.60}{33.798 \times 202} \times 10^3$$

$$A_{ser} = 10.54 \text{cm}^2$$

- Donc le choix sera 3T16+3T14 (10.65cm²)

Vérification effort tranchant :

- Armatures droites ($\alpha = \pi/2$)

- Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa}\right)$$

$$\tau_u = V_u / b \cdot d$$

$$\tau_u = \frac{189.43}{0.3 \times 0.41} \times 10^{-3}$$

$$\tau_u = 1.54 \text{Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{Mpa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2.5 \text{Mpa}; 4 \text{Mpa})$$

$$\overline{\tau}_u = 2.5 \text{Mpa}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$ Condition vérifiée.

Dimension des armatures transversales :

Condition B.A.E.L :

$$\phi_t \leq \min(h/35; \phi_{l \min}; b/10)$$

$$\phi_t \leq \min(45/35 ; 1,6 ; 30/10)$$

$$\phi_t \leq \min(1.29; 1.6; 3)$$

$$\phi_t = 8mm$$

- Espacement maximum des cours armatures :

$$St_{max} \leq \min\left(0,9 \times d; 0,40; \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b}\right)$$

$$St_{max} \leq \min\left(0,9 \times 0,41; 0,40; \frac{2,01 \times 500}{0,4 \times 0,3}\right)$$

$$St_{max} \leq \min(0,37; 0,40; 0,84)$$

- Espacement des armatures transversales :

$$St \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{\gamma_s \cdot b \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28} \cdot K)}$$

Avec f_{t28} plafonnée à 3,3Mpa.

$$Et \begin{cases} K = 0 \text{ si fissuration très préjudiciable ou Reprise de bétonnage} \\ K = 1 \text{ cas de flexion simple ou reprise avec indentation} \end{cases}$$

$$St \leq \frac{0,9 \times 2,01 \times 500}{1,15 \times 0,3 \times (1,54 - 0,3 \times 2,1)}$$

$$St \leq 29.81cm$$

Condition R.P.A :

- En zone nodale

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l \min}\right)$$

$$\delta_t \leq \min(11,15; 14,4)$$

$$\delta_t = 10cm$$

- En zone courante :

$$\delta_t \leq \frac{h}{2}$$

$$\delta_t \leq 22.5cm$$

$$\delta_t = 15cm$$

- Section des armatures transversales :

$$A_t = 0,003 \times \delta_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30$$

$$A_t = 0,9cm^2$$

Choix : 4T08 \longrightarrow (2.01 cm²)

3.3 Schéma de ferrailage :

Poutre principale :

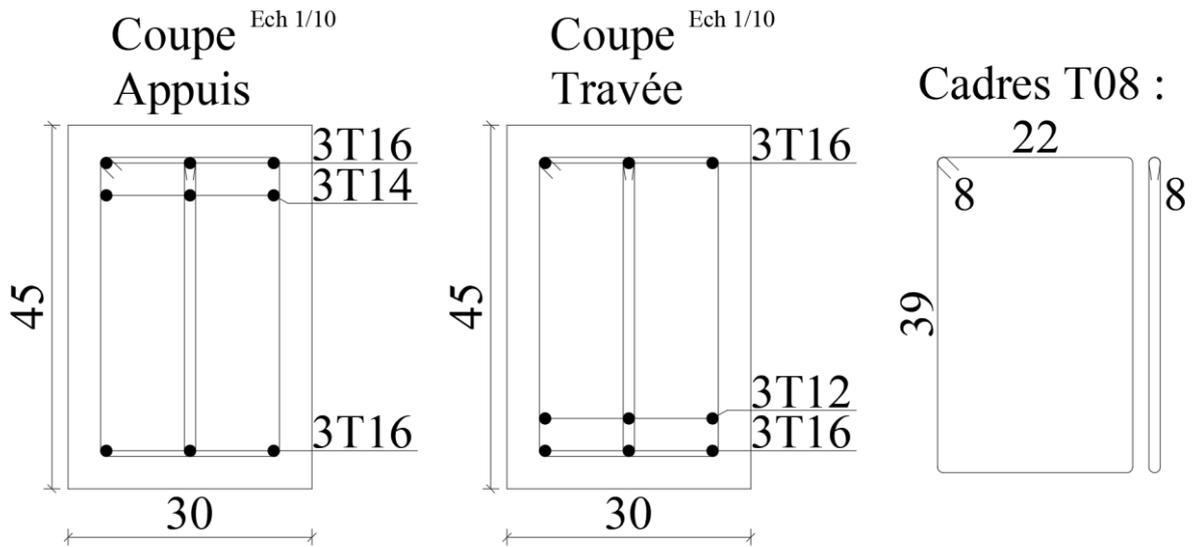


Figure IV.45 : Schéma de ferrailage des poutres principales

Poutre secondaire :

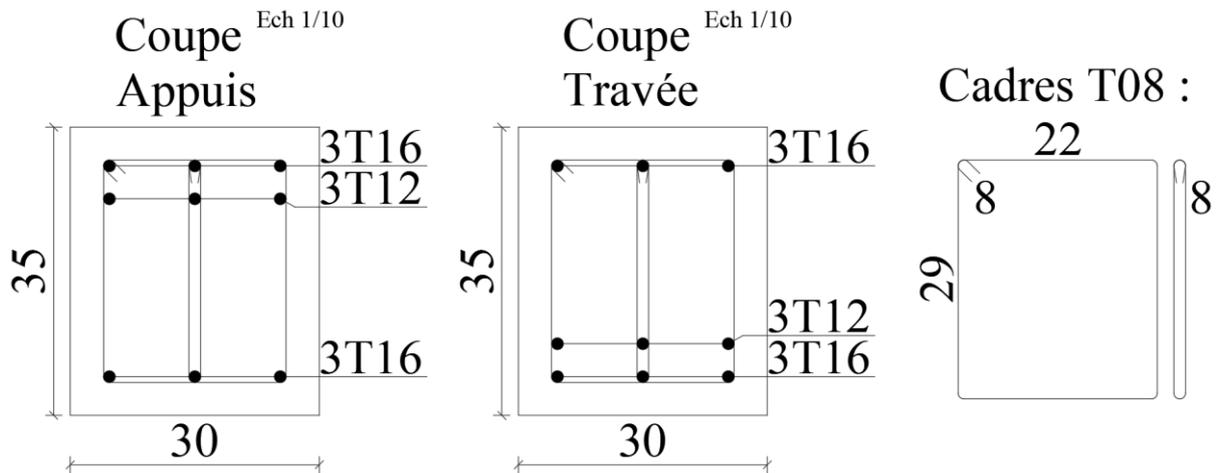


Figure VI.46 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires

4. ETUDE DES VOILES :

4.1 Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique couler dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels).

4.2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique) ; ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait *qu'a* ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

Principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1.15}$$

avec :

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie

On distingue 3 cas :

1^{ère} Cas :

Si σ_1 et $\sigma_2 > 0$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (v2003)

$$A_{min} = 0,15 \times a \times L$$

2^{ème} Cas :

Si σ_1 et $\sigma_2 < 0$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales $A_v = Ft / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{min}$ on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{min}$ on ferraille avec A_v .

3^{ème} Cas :

Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égale à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12mm.

Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

4.3 Ferrailage des voiles :

Exemple de calcul :

On va calcul les voiles par logiciel ETABS et se travaille comme suit :

- 1) sélectionner tous les voiles
- 2) choisissez le ferrailage et l'espacement des armatures
- 3) laisser ETABS faire le calcul
- 4) il va nous donner un tableau des ratios et de ferrailage des armatures transversal et notre ferrailage qu'on a choisi et il faut que la ration des voiles soit inferieur a 1 et si sa vérifier pas on va améliorer le ferrailage

Ratio = Contrainte du voile / la contrainte admissibles du voile

1)

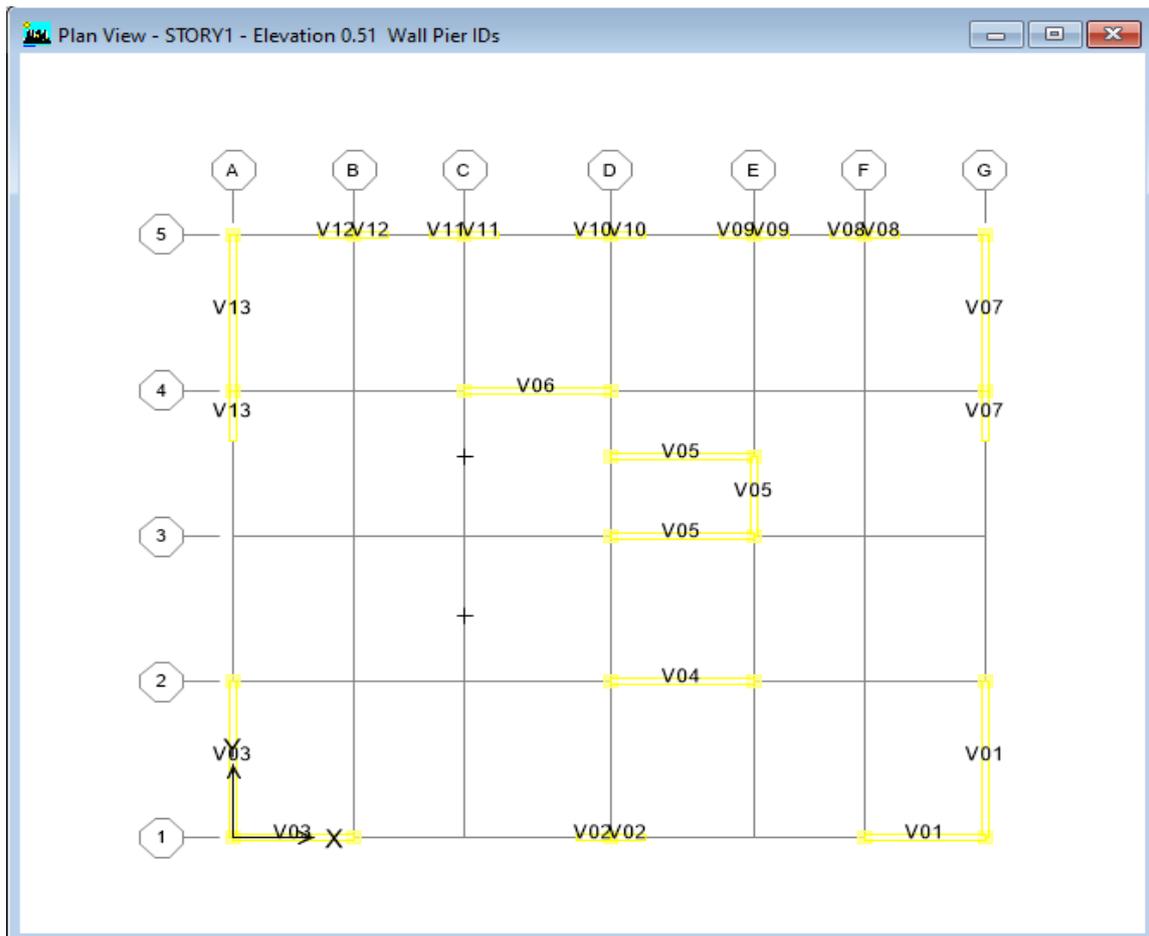


Figure VI.47 : Disposition des voiles

2)

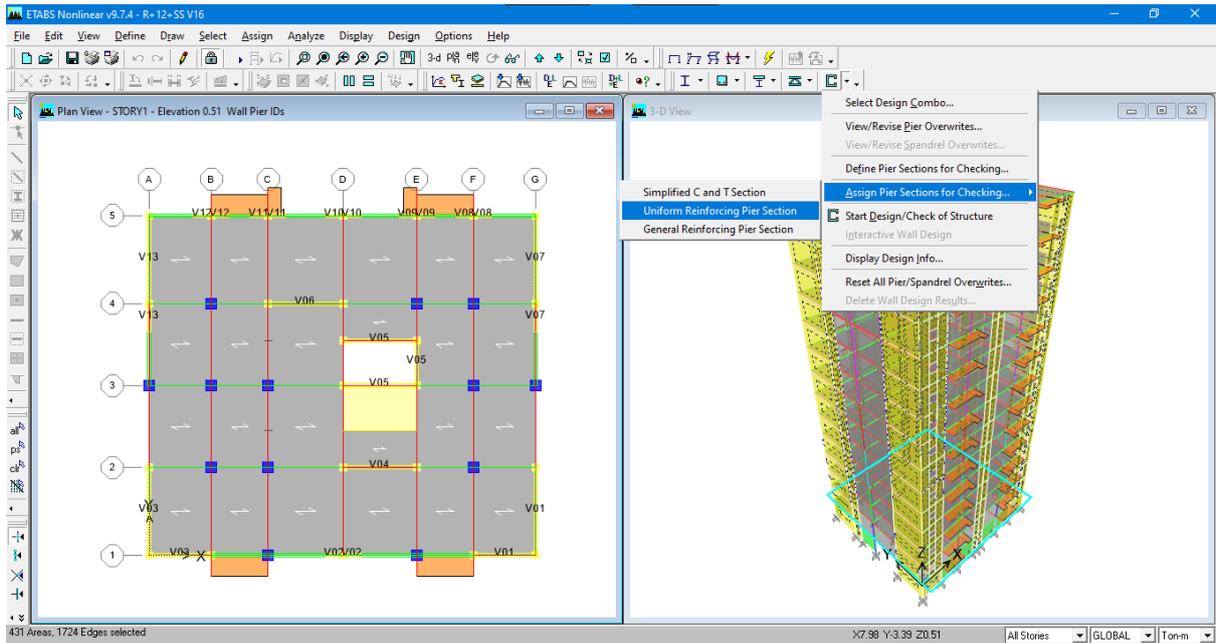


Figure VI.48 : Assign pier section for checking

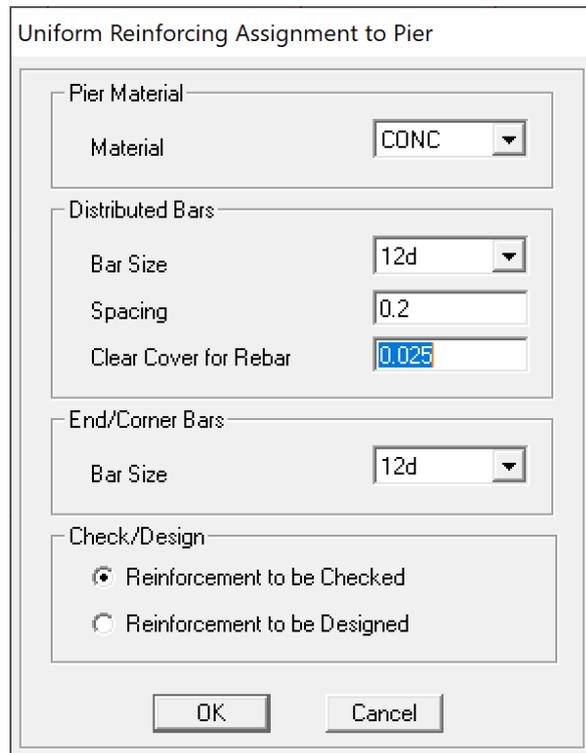


Figure VI.49 : Uniform reinforcing assignment to pier

4)

Story	PierLbl	StnLoc	EdgeBar	EndBar	EndSpcng	D/CRatio	ShearAv
STORY2	V01	Bottom	12d	12d	0.2	0.8002	5
STORY2	V03	Bottom	12d	12d	0.2	0.7744	5
STORY1	V03	Bottom	12d	12d	0.2	0.6282	5
STORY2	V03	Top	12d	12d	0.2	0.6267	5
STORY2	V12	Bottom	12d	12d	0.2	0.6214	5
STORY3	V03	Bottom	12d	12d	0.2	0.6194	5
STORY3	V01	Bottom	12d	12d	0.2	0.6191	5
STORY2	V01	Top	12d	12d	0.2	0.5948	5
STORY1	V03	Top	12d	12d	0.2	0.591	5
STORY1	V04	Bottom	12d	12d	0.2	0.578	5
STORY2	V02	Bottom	12d	12d	0.2	0.5773	5
STORY2	V09	Bottom	12d	12d	0.2	0.575	5
STORY2	V13	Bottom	12d	12d	0.2	0.5703	5
STORY1	V04	Top	12d	12d	0.2	0.5681	5
STORY2	V02	Top	12d	12d	0.2	0.5665	5
STORY2	V06	Bottom	12d	12d	0.2	0.5601	5
STORY2	V11	Bottom	12d	12d	0.2	0.5593	5
STORY1	V01	Top	12d	12d	0.2	0.5512	5
STORY2	V10	Bottom	12d	12d	0.2	0.5486	5
STORY3	V02	Bottom	12d	12d	0.2	0.5371	5
STORY14	V10	Top	12d	12d	0.2	0.5334	5
STORY1	V06	Bottom	12d	12d	0.2	0.5301	5
STORY2	V04	Bottom	12d	12d	0.2	0.528	5
STORY3	V02	Top	12d	12d	0.2	0.5265	5
STORY3	V03	Top	12d	12d	0.2	0.5263	5
STORY2	V06	Top	12d	12d	0.2	0.5214	5
STORY2	V09	Top	12d	12d	0.2	0.5204	5
STORY1	V06	Top	12d	12d	0.2	0.5202	5
STORY3	V06	Bottom	12d	12d	0.2	0.5183	5
STORY2	V04	Top	12d	12d	0.2	0.5181	5

STORY4	V03	Bottom	12d	12d	0.2	0.5158	5
STORY2	V12	Top	12d	12d	0.2	0.5122	5
STORY2	V07	Bottom	12d	12d	0.2	0.5107	5
STORY2	V11	Top	12d	12d	0.2	0.4999	5
STORY1	V01	Bottom	12d	12d	0.2	0.4969	5
STORY4	V02	Bottom	12d	12d	0.2	0.4965	5
STORY2	V10	Top	12d	12d	0.2	0.4962	5
STORY14	V02	Top	12d	12d	0.2	0.4895	5
STORY3	V09	Bottom	12d	12d	0.2	0.4891	5
STORY3	V01	Top	12d	12d	0.2	0.4882	5
STORY4	V02	Top	12d	12d	0.2	0.4858	5
STORY3	V04	Bottom	12d	12d	0.2	0.4838	5
STORY3	V09	Top	12d	12d	0.2	0.4785	5
STORY4	V01	Bottom	12d	12d	0.2	0.4781	5
STORY3	V12	Bottom	12d	12d	0.2	0.4762	5
STORY3	V04	Top	12d	12d	0.2	0.4739	5
STORY3	V13	Bottom	12d	12d	0.2	0.4705	5
STORY3	V11	Bottom	12d	12d	0.2	0.4697	5
STORY14	V12	Top	12d	12d	0.2	0.4697	5
STORY3	V12	Top	12d	12d	0.2	0.4683	5
STORY3	V10	Bottom	12d	12d	0.2	0.4682	5
STORY2	V13	Top	12d	12d	0.2	0.466	5
STORY3	V06	Top	12d	12d	0.2	0.4597	5
STORY3	V11	Top	12d	12d	0.2	0.459	5
STORY3	V10	Top	12d	12d	0.2	0.4575	5
STORY5	V02	Bottom	12d	12d	0.2	0.4554	5
STORY4	V06	Bottom	12d	12d	0.2	0.4525	5
STORY4	V09	Bottom	12d	12d	0.2	0.4475	5
STORY5	V02	Top	12d	12d	0.2	0.4447	5
STORY4	V04	Bottom	12d	12d	0.2	0.4417	5
STORY4	V09	Top	12d	12d	0.2	0.4369	5
STORY4	V12	Bottom	12d	12d	0.2	0.4335	5

STORY5	V03	Bottom	12d	12d	0.2	0.4326	5
STORY4	V04	Top	12d	12d	0.2	0.4318	5
STORY4	V10	Bottom	12d	12d	0.2	0.4295	5
STORY4	V11	Bottom	12d	12d	0.2	0.4291	5
STORY4	V03	Top	12d	12d	0.2	0.4246	5
STORY4	V12	Top	12d	12d	0.2	0.4236	5
STORY14	V04	Top	12d	12d	0.2	0.4231	5
STORY4	V10	Top	12d	12d	0.2	0.4189	5
STORY4	V11	Top	12d	12d	0.2	0.4184	5
STORY6	V02	Bottom	12d	12d	0.2	0.4134	5
STORY14	V06	Top	12d	12d	0.2	0.4084	5
STORY5	V09	Bottom	12d	12d	0.2	0.4063	5
STORY4	V06	Top	12d	12d	0.2	0.4047	5
STORY4	V01	Top	12d	12d	0.2	0.4034	5
STORY5	V01	Bottom	12d	12d	0.2	0.4028	5
STORY6	V02	Top	12d	12d	0.2	0.4027	5
STORY1	V05	Bottom	12d	12d	0.2	0.4009	5
STORY5	V04	Bottom	12d	12d	0.2	0.4008	5
STORY14	V09	Top	12d	12d	0.2	0.4008	5
STORY5	V06	Bottom	12d	12d	0.2	0.3956	5
STORY5	V09	Top	12d	12d	0.2	0.3956	5
STORY1	V05	Top	12d	12d	0.2	0.3917	5
STORY5	V12	Bottom	12d	12d	0.2	0.3914	5
STORY4	V13	Bottom	12d	12d	0.2	0.391	5
STORY5	V04	Top	12d	12d	0.2	0.3909	5
STORY5	V10	Bottom	12d	12d	0.2	0.3907	5
STORY5	V11	Bottom	12d	12d	0.2	0.3889	5
STORY3	V07	Bottom	12d	12d	0.2	0.3886	5
STORY2	V05	Bottom	12d	12d	0.2	0.3882	5
STORY2	V07	Top	12d	12d	0.2	0.3882	5
STORY14	V11	Top	12d	12d	0.2	0.3817	5
STORY1	V13	Bottom	12d	12d	0.2	0.3812	5

STORY5	V12	Top	12d	12d	0.2	0.3808	5
STORY5	V10	Top	12d	12d	0.2	0.3806	5
STORY2	V05	Top	12d	12d	0.2	0.3792	5
STORY5	V11	Top	12d	12d	0.2	0.3783	5
STORY3	V13	Top	12d	12d	0.2	0.3766	5
STORY7	V02	Bottom	12d	12d	0.2	0.3748	5
STORY3	V05	Bottom	12d	12d	0.2	0.3684	5
STORY6	V09	Bottom	12d	12d	0.2	0.3653	5
STORY6	V03	Bottom	12d	12d	0.2	0.3648	5
STORY7	V02	Top	12d	12d	0.2	0.3644	5
STORY1	V09	Bottom	12d	12d	0.2	0.3618	5
STORY6	V04	Bottom	12d	12d	0.2	0.3607	5
STORY6	V10	Bottom	12d	12d	0.2	0.3559	5
STORY3	V05	Top	12d	12d	0.2	0.3556	5
STORY6	V09	Top	12d	12d	0.2	0.3546	5
STORY6	V12	Bottom	12d	12d	0.2	0.3524	5
STORY5	V06	Top	12d	12d	0.2	0.3515	5
STORY1	V09	Top	12d	12d	0.2	0.3512	5
STORY6	V04	Top	12d	12d	0.2	0.3508	5
STORY1	V11	Bottom	12d	12d	0.2	0.3497	5
STORY6	V11	Bottom	12d	12d	0.2	0.3491	5
STORY6	V10	Top	12d	12d	0.2	0.3457	5
STORY1	V07	Bottom	12d	12d	0.2	0.3428	5
STORY1	V12	Bottom	12d	12d	0.2	0.3427	5
STORY6	V12	Top	12d	12d	0.2	0.3417	5
STORY6	V06	Bottom	12d	12d	0.2	0.3415	5
STORY5	V03	Top	12d	12d	0.2	0.3414	5
STORY7	V04	Bottom	12d	12d	0.2	0.34	5
STORY1	V11	Top	12d	12d	0.2	0.3391	5
STORY6	V11	Top	12d	12d	0.2	0.3385	5
STORY4	V05	Bottom	12d	12d	0.2	0.3368	5
STORY8	V02	Bottom	12d	12d	0.2	0.3354	5

STORY6	V01	Bottom	12d	12d	0.2	0.3348	5
STORY7	V04	Top	12d	12d	0.2	0.3343	5
STORY1	V12	Top	12d	12d	0.2	0.3329	5
STORY5	V13	Bottom	12d	12d	0.2	0.3325	5
STORY5	V01	Top	12d	12d	0.2	0.3324	5
STORY14	V04	Bottom	12d	12d	0.2	0.3276	5
STORY8	V02	Top	12d	12d	0.2	0.3251	5
STORY7	V09	Bottom	12d	12d	0.2	0.3244	5
STORY4	V05	Top	12d	12d	0.2	0.3243	5
STORY3	V07	Top	12d	12d	0.2	0.3241	5
STORY4	V07	Bottom	12d	12d	0.2	0.3238	5
STORY8	V04	Bottom	12d	12d	0.2	0.3221	5
STORY4	V13	Top	12d	12d	0.2	0.3213	5
STORY7	V10	Bottom	12d	12d	0.2	0.321	5
STORY8	V04	Top	12d	12d	0.2	0.3175	5
STORY1	V10	Bottom	12d	12d	0.2	0.3168	5
STORY5	V05	Bottom	12d	12d	0.2	0.3166	5
STORY7	V09	Top	12d	12d	0.2	0.3138	5
STORY7	V12	Bottom	12d	12d	0.2	0.3136	5
STORY1	V13	Top	12d	12d	0.2	0.3111	5
STORY7	V10	Top	12d	12d	0.2	0.3107	5
STORY7	V11	Bottom	12d	12d	0.2	0.3096	5
STORY1	V10	Top	12d	12d	0.2	0.3073	5
STORY6	V06	Top	12d	12d	0.2	0.305	5
STORY7	V12	Top	12d	12d	0.2	0.3043	5
STORY5	V05	Top	12d	12d	0.2	0.304	5
STORY14	V12	Bottom	12d	12d	0.2	0.304	5
STORY1	V02	Bottom	12d	12d	0.2	0.3032	5
STORY9	V04	Bottom	12d	12d	0.2	0.3024	5
STORY7	V03	Bottom	12d	12d	0.2	0.301	5
STORY14	V02	Bottom	12d	12d	0.2	0.2989	5
STORY7	V11	Top	12d	12d	0.2	0.2989	5

STORY9	V04	Top	12d	12d	0.2	0.2984	5
STORY14	V10	Bottom	12d	12d	0.2	0.2964	5
STORY9	V02	Bottom	12d	12d	0.2	0.2954	5
STORY12	V04	Top	12d	12d	0.2	0.2954	5
STORY10	V04	Top	12d	12d	0.2	0.2938	5
STORY7	V06	Bottom	12d	12d	0.2	0.2934	5
STORY10	V04	Bottom	12d	12d	0.2	0.2929	5
STORY1	V02	Top	12d	12d	0.2	0.2926	5
STORY14	V06	Bottom	12d	12d	0.2	0.2898	5
STORY4	V07	Top	12d	12d	0.2	0.2873	5
STORY11	V04	Top	12d	12d	0.2	0.2865	5
STORY8	V10	Bottom	12d	12d	0.2	0.286	5
STORY11	V04	Bottom	12d	12d	0.2	0.2852	5
STORY9	V02	Top	12d	12d	0.2	0.285	5
STORY6	V05	Bottom	12d	12d	0.2	0.2847	5
STORY6	V13	Bottom	12d	12d	0.2	0.2845	5
STORY8	V09	Bottom	12d	12d	0.2	0.2836	5
STORY6	V03	Top	12d	12d	0.2	0.2825	5
STORY8	V12	Bottom	12d	12d	0.2	0.2807	5
STORY14	V13	Top	12d	12d	0.2	0.2798	5
STORY5	V07	Bottom	12d	12d	0.2	0.2789	5
STORY5	V13	Top	12d	12d	0.2	0.2789	5
STORY1	V07	Top	12d	12d	0.2	0.2783	5
STORY13	V04	Bottom	12d	12d	0.2	0.2773	5
STORY7	V01	Bottom	12d	12d	0.2	0.2763	5
STORY12	V04	Bottom	12d	12d	0.2	0.2762	5
STORY8	V10	Top	12d	12d	0.2	0.2757	5
STORY6	V01	Top	12d	12d	0.2	0.2751	5
STORY8	V09	Top	12d	12d	0.2	0.273	5
STORY6	V05	Top	12d	12d	0.2	0.2724	5
STORY8	V12	Top	12d	12d	0.2	0.271	5
STORY8	V11	Bottom	12d	12d	0.2	0.2703	5

STORY7	V06	Top	12d	12d	0.2	0.2673	5
STORY7	V05	Bottom	12d	12d	0.2	0.264	5
STORY5	V07	Top	12d	12d	0.2	0.2621	5
STORY13	V04	Top	12d	12d	0.2	0.2606	5
STORY8	V11	Top	12d	12d	0.2	0.2596	5
STORY10	V02	Bottom	12d	12d	0.2	0.2541	5
STORY7	V05	Top	12d	12d	0.2	0.2516	5
STORY8	V06	Bottom	12d	12d	0.2	0.2514	5
STORY9	V10	Bottom	12d	12d	0.2	0.2509	5
STORY7	V13	Bottom	12d	12d	0.2	0.2488	5
STORY14	V07	Top	12d	12d	0.2	0.2485	5
STORY9	V12	Bottom	12d	12d	0.2	0.2474	5
STORY8	V03	Bottom	12d	12d	0.2	0.2471	5
STORY6	V07	Bottom	12d	12d	0.2	0.2463	5
STORY6	V13	Top	12d	12d	0.2	0.2454	5
STORY10	V02	Top	12d	12d	0.2	0.2438	5
STORY9	V09	Bottom	12d	12d	0.2	0.2428	5
STORY9	V10	Top	12d	12d	0.2	0.2407	5
STORY9	V12	Top	12d	12d	0.2	0.238	5
STORY6	V07	Top	12d	12d	0.2	0.2364	5
STORY14	V09	Bottom	12d	12d	0.2	0.2358	5
STORY8	V06	Top	12d	12d	0.2	0.2353	5
STORY7	V01	Top	12d	12d	0.2	0.2343	5
STORY7	V03	Top	12d	12d	0.2	0.2342	5
STORY9	V09	Top	12d	12d	0.2	0.2331	5
STORY9	V11	Bottom	12d	12d	0.2	0.2318	5
STORY8	V05	Bottom	12d	12d	0.2	0.2312	5
STORY8	V01	Bottom	12d	12d	0.2	0.2254	5
STORY9	V11	Top	12d	12d	0.2	0.2252	5
STORY10	V10	Top	12d	12d	0.2	0.2236	5
STORY10	V12	Bottom	12d	12d	0.2	0.2236	5
STORY10	V10	Bottom	12d	12d	0.2	0.2215	5

STORY7	V07	Bottom	12d	12d	0.2	0.2203	5
STORY10	V12	Top	12d	12d	0.2	0.22	5
STORY8	V05	Top	12d	12d	0.2	0.219	5
STORY11	V02	Bottom	12d	12d	0.2	0.2183	5
STORY8	V13	Bottom	12d	12d	0.2	0.2174	5
STORY7	V13	Top	12d	12d	0.2	0.2174	5
STORY12	V02	Top	12d	12d	0.2	0.2148	5
STORY11	V02	Top	12d	12d	0.2	0.2139	5
STORY9	V06	Bottom	12d	12d	0.2	0.2138	5
STORY14	V11	Bottom	12d	12d	0.2	0.2132	5
STORY11	V10	Top	12d	12d	0.2	0.213	5
STORY7	V07	Top	12d	12d	0.2	0.2104	5
STORY11	V12	Top	12d	12d	0.2	0.2088	5
STORY12	V02	Bottom	12d	12d	0.2	0.2087	5
STORY12	V10	Top	12d	12d	0.2	0.2084	5
STORY12	V12	Top	12d	12d	0.2	0.2083	5
STORY11	V12	Bottom	12d	12d	0.2	0.2078	5
STORY10	V11	Top	12d	12d	0.2	0.2077	5
STORY10	V09	Bottom	12d	12d	0.2	0.2073	5
STORY11	V10	Bottom	12d	12d	0.2	0.2064	5
STORY9	V05	Bottom	12d	12d	0.2	0.2058	5
STORY10	V11	Bottom	12d	12d	0.2	0.2048	5
STORY9	V03	Bottom	12d	12d	0.2	0.2045	5
STORY12	V12	Bottom	12d	12d	0.2	0.2037	5
STORY10	V09	Top	12d	12d	0.2	0.2028	5
STORY9	V06	Top	12d	12d	0.2	0.2024	5
STORY12	V10	Bottom	12d	12d	0.2	0.2016	5
STORY8	V03	Top	12d	12d	0.2	0.2002	5
STORY8	V01	Top	12d	12d	0.2	0.1974	5
STORY8	V13	Top	12d	12d	0.2	0.195	5
STORY8	V07	Bottom	12d	12d	0.2	0.1938	5
STORY9	V05	Top	12d	12d	0.2	0.1936	5

STORY13	V12	Bottom	12d	12d	0.2	0.193	5
STORY9	V13	Bottom	12d	12d	0.2	0.191	5
STORY11	V11	Top	12d	12d	0.2	0.1892	5
STORY13	V12	Top	12d	12d	0.2	0.1883	5
STORY13	V02	Bottom	12d	12d	0.2	0.1873	5
STORY8	V07	Top	12d	12d	0.2	0.1859	5
STORY9	V01	Bottom	12d	12d	0.2	0.1842	5
STORY11	V09	Top	12d	12d	0.2	0.1842	5
STORY11	V11	Bottom	12d	12d	0.2	0.1827	5
STORY12	V11	Top	12d	12d	0.2	0.1823	5
STORY11	V09	Bottom	12d	12d	0.2	0.182	5
STORY13	V10	Bottom	12d	12d	0.2	0.1794	5
STORY10	V06	Bottom	12d	12d	0.2	0.1785	5
STORY12	V09	Top	12d	12d	0.2	0.1778	5
STORY9	V13	Top	12d	12d	0.2	0.1768	5
STORY10	V05	Bottom	12d	12d	0.2	0.1723	5
STORY9	V07	Bottom	12d	12d	0.2	0.1712	5
STORY9	V03	Top	12d	12d	0.2	0.1704	5
STORY12	V09	Bottom	12d	12d	0.2	0.1699	5
STORY13	V02	Top	12d	12d	0.2	0.1698	5
STORY10	V13	Bottom	12d	12d	0.2	0.1697	5
STORY10	V06	Top	12d	12d	0.2	0.1687	5
STORY9	V07	Top	12d	12d	0.2	0.1685	5
STORY10	V03	Bottom	12d	12d	0.2	0.1683	5
STORY14	V13	Bottom	12d	12d	0.2	0.1683	5
STORY13	V10	Top	12d	12d	0.2	0.1671	5
STORY9	V01	Top	12d	12d	0.2	0.166	5
STORY12	V11	Bottom	12d	12d	0.2	0.1657	5
STORY10	V13	Top	12d	12d	0.2	0.1635	5
STORY10	V05	Top	12d	12d	0.2	0.1604	5
STORY13	V09	Bottom	12d	12d	0.2	0.1545	5
STORY11	V13	Top	12d	12d	0.2	0.1529	5

STORY13	V11	Top	12d	12d	0.2	0.1525	5
STORY11	V13	Bottom	12d	12d	0.2	0.1516	5
STORY10	V07	Bottom	12d	12d	0.2	0.1514	5
STORY10	V07	Top	12d	12d	0.2	0.1508	5
STORY13	V11	Bottom	12d	12d	0.2	0.1475	5
STORY10	V01	Bottom	12d	12d	0.2	0.1465	5
STORY14	V07	Bottom	12d	12d	0.2	0.1463	5
STORY11	V06	Bottom	12d	12d	0.2	0.1449	5
STORY10	V03	Top	12d	12d	0.2	0.1424	5
STORY13	V09	Top	12d	12d	0.2	0.1413	5
STORY12	V13	Top	12d	12d	0.2	0.1408	5
STORY11	V05	Bottom	12d	12d	0.2	0.1388	5
STORY11	V03	Bottom	12d	12d	0.2	0.1387	5
STORY12	V13	Bottom	12d	12d	0.2	0.1367	5
STORY10	V01	Top	12d	12d	0.2	0.1362	5
STORY11	V06	Top	12d	12d	0.2	0.1347	5
STORY11	V07	Top	12d	12d	0.2	0.1333	5
STORY11	V07	Bottom	12d	12d	0.2	0.1319	5
STORY11	V05	Top	12d	12d	0.2	0.1271	5
STORY12	V07	Top	12d	12d	0.2	0.1264	5
STORY13	V13	Top	12d	12d	0.2	0.1219	5
STORY11	V03	Top	12d	12d	0.2	0.1206	5
STORY12	V07	Bottom	12d	12d	0.2	0.1195	5
STORY11	V01	Bottom	12d	12d	0.2	0.1169	5
STORY13	V13	Bottom	12d	12d	0.2	0.1169	5
STORY12	V06	Bottom	12d	12d	0.2	0.112	5
STORY12	V03	Bottom	12d	12d	0.2	0.1118	5
STORY11	V01	Top	12d	12d	0.2	0.1069	5
STORY13	V07	Bottom	12d	12d	0.2	0.1066	5
STORY13	V07	Top	12d	12d	0.2	0.1058	5
STORY12	V05	Bottom	12d	12d	0.2	0.1054	5
STORY12	V06	Top	12d	12d	0.2	0.1051	5

STORY13	V06	Top	12d	12d	0.2	0.1019	5
STORY12	V03	Top	12d	12d	0.2	0.0976	5
STORY12	V05	Top	12d	12d	0.2	0.0938	5
STORY12	V01	Bottom	12d	12d	0.2	0.0925	5
STORY13	V03	Bottom	12d	12d	0.2	0.0835	5
STORY12	V01	Top	12d	12d	0.2	0.0817	5
STORY13	V06	Bottom	12d	12d	0.2	0.0789	5
STORY13	V03	Top	12d	12d	0.2	0.0741	5
STORY13	V05	Bottom	12d	12d	0.2	0.072	5
STORY13	V01	Bottom	12d	12d	0.2	0.0671	5
STORY13	V01	Top	12d	12d	0.2	0.0635	5
STORY13	V05	Top	12d	12d	0.2	0.061	5
STORY14	V03	Top	12d	12d	0.2	0.0505	5
STORY14	V01	Top	12d	12d	0.2	0.0475	5
STORY14	V03	Bottom	12d	12d	0.2	0.0458	5
STORY14	V01	Bottom	12d	12d	0.2	0.0396	5
STORY14	V05	Bottom	12d	12d	0.2	0.0393	5
STORY14	V05	Top	12d	12d	0.2	0.0295	5
STORY14-1	V05	Bottom	12d	12d	0.2	0.0121	5
STORY14-1	V05	Top	12d	12d	0.2	0.0062	5

Tableau VI.36 : Vérification de la contrainte du voile

Tous les voiles :

Armatures verticales : 2 files armatures T12 e=20cm avec des extrémités 3T12 e=10 pour chaque file.

Armatures horizontales : 2T10 e=15cm

Remarque :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

4.4 Schéma de coupe sur voile :

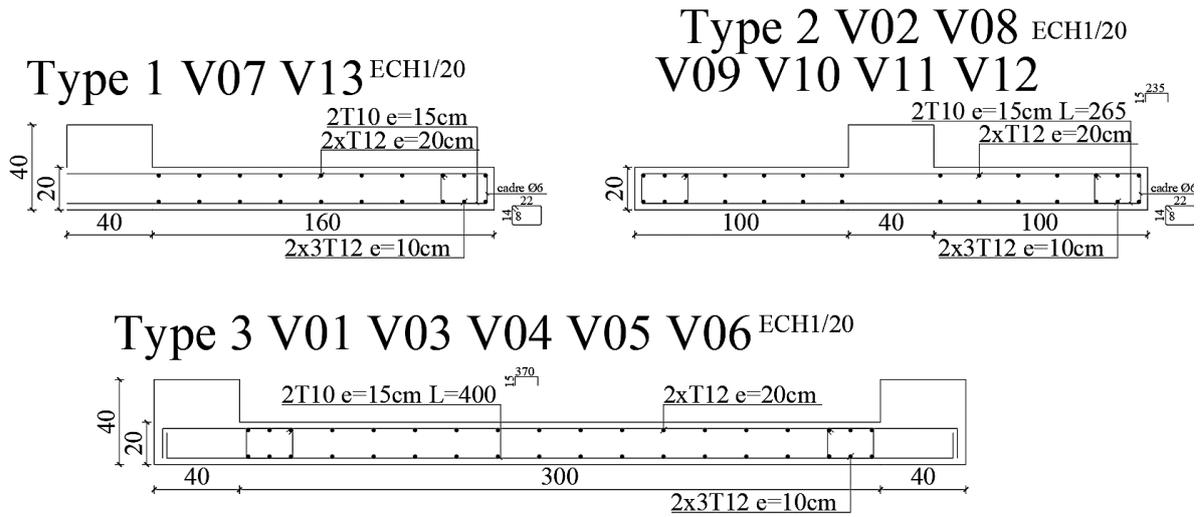


Tableau VI.37 : Schéma de ferrailage des voiles



Chapitre VII

Etude de d'infrastructure



1.CALCUL DE FONDATION :

1.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2 bars à ELS et un ancrage de 1.80m.

Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l'E.L.S. : $N_{ser} = G + Q$

2- Ferrailage à l'E.L.U. : $N_{ELU} = 1.35G + 1.5Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondations donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- Transmettre au sol la totalité des efforts
- Éviter les tassements différentiels.

1.2 Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

2. CALCUL DE RADIER :

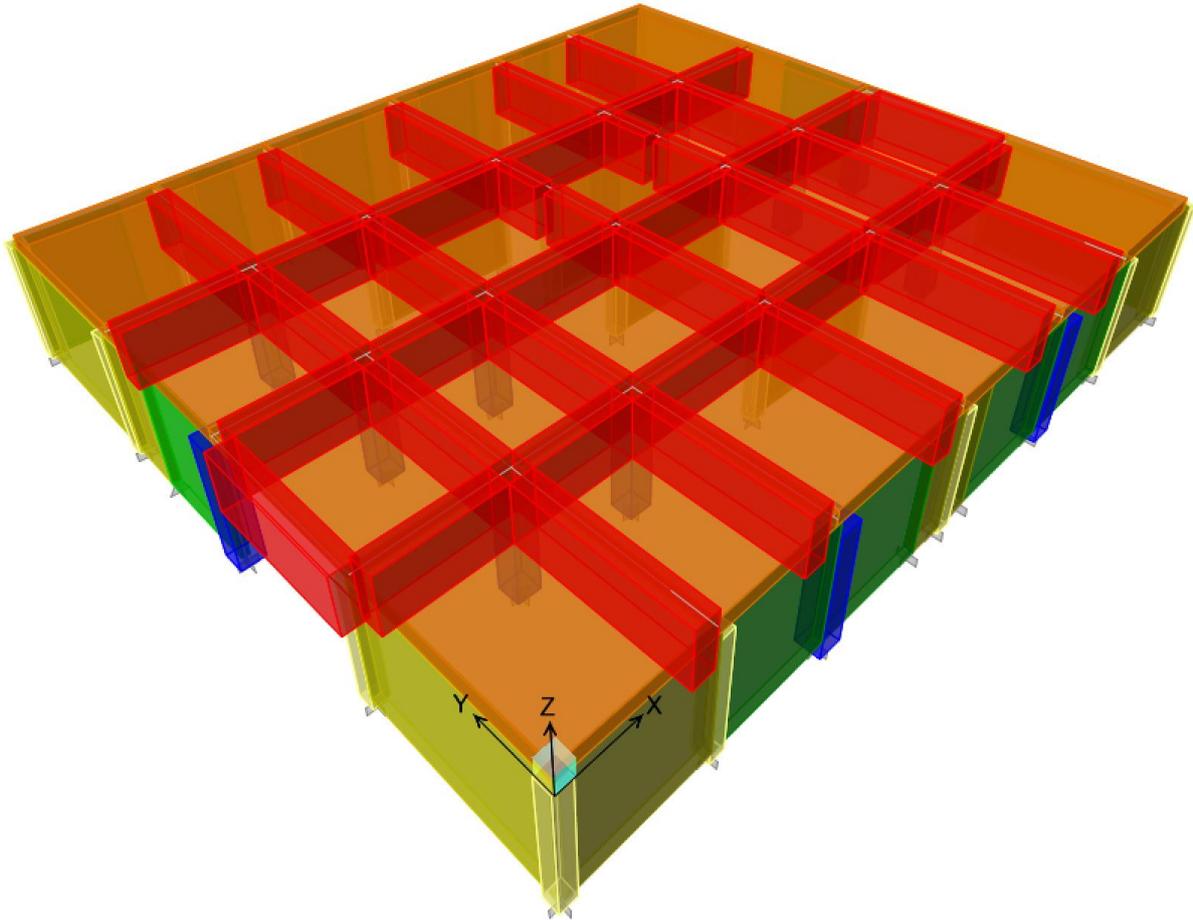


Figure VII.50 : Modélisation Radier sur ETABS

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.
 Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité
 (Réaction de sol \approx poids total de la structure).

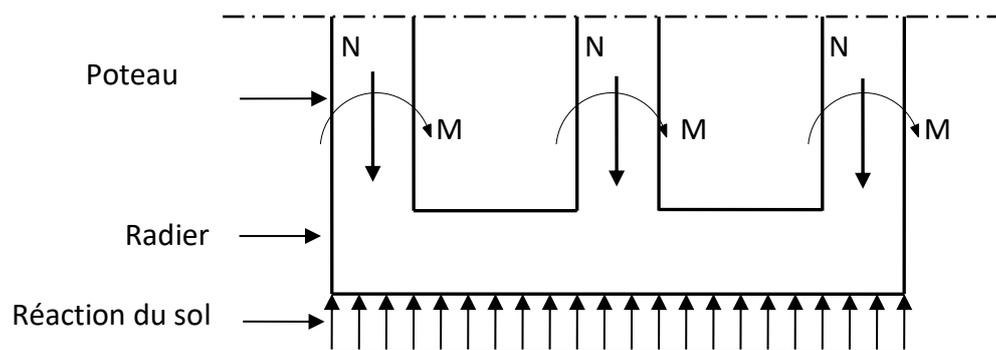


Figure VII.51 : Schéma de charge sur radier

2.1 Prédimensionnement de radier :

Poids supporté par le radier :

$$G_T = \sum_{i=1}^{15} G_i = 73595.90KN$$

$$Q_T = Q_R \times S = 4673.52KN$$

G_T : La charge permanente total

G_i : Poids d'étage individuel.

Q_T : La charge d'exploitation total.

Q_R : Charge d'exploitation cumuler sur le radier.

S : Surface de radier.

Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U} : N_u = 1,35G_T + 1,5Q_T = 106364,75KN$$

$$\text{E.L.S} : N_s = G_T + Q_T = 78269,42KN$$

2.2 Surface de radier :

La surface du radier et donner par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_s$$

$$S_{cal} \geq \frac{N_s}{\sigma_s}$$

$$S_{cal} \geq \frac{78269,42}{2,5 \times 10^3}$$

$$S_{cal} \geq 31.31m^2$$

$$S_{réel} = 21,35 \times 19,9$$

$$S_{réel} = 424,87m^2$$

$$S_{réel} \geq S_{cal} \text{ C.V}$$

2.3 Calcul d'épaisseur de radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1ere condition :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06f_{c28}$$

$$V_u: \text{Effort tranchant ultime} : V_u = \frac{Q \times L}{2}$$

L : Longueur maximal d'une band 1m ; $L=5m$.

$$Q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{106364,75}{424,87} = 250.35KN/m^2$$

Par ml $Q_u = 250.35KN/ml$

$$V_u = \frac{250,35 \times 5}{2} = 625,88KN$$

$$\frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{b \times 0,06f_{c28}}$$

$$d \geq \frac{625,88}{100 \times 0,06 \times 25}$$

$$d \geq 41,73cm$$

2eme condition :

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

$$\frac{500}{25} \leq d \leq \frac{500}{20}$$

$$20 \leq d \leq 25$$

On prend $d=45$ et $h=50cm$ ($h= d + c$)

2.4 Hauteur poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 55,56cm \leq h \leq 83,33cm$$

On prend $h=70cm$ et $b=40cm$

2.5 Vérification des constraint :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{radier} = \gamma_b \left[h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i \right]$$

$$G_{radier} = 25[0,50 \times 424,87 + 0,70 \times 0,40 \times 161,75]$$

$$G_{radier} = 6443,13KN$$

$$E.L.S : N_s = 6443,13 + 78269,42$$

$$N_s = 84.710.55KN$$

$$E.L.U N_u = 1,35 \times 6443,13 + 106364,75$$

$$N_u = 115062.98KN$$

$$\sigma_s = \sigma_{sol}$$

$$\sigma_s = 2,5Mpa$$

$$\sigma_u = 1,33 \times \sigma_{sol}$$

$$\sigma_u = 3.325Mpa$$

$$\frac{N_s}{S} = \frac{84.710.55}{424,87} = 199,38Kpa \leq 2500Kpa C.V$$

$$\frac{N_u}{S} = \frac{115062.98}{424,87} = 270.82 \text{Kpa} \leq 3325 \text{Kpa C.V}$$

2.6 Charge appliquer sur le radier :

$$Q_u = \frac{G_T}{S} - \gamma_b \times h_r \times S_r = \frac{73595.90}{424,87} - 25 \times 0,6 \times 1 = 158,22 \text{KN/m}^2$$

$$Q_s = \frac{Q_T}{S} = \frac{4673.52}{424,87} = 11 \text{KN/m}^2$$

3. FERRAILLAGE RADIER :

3.1 METHODE DE CALCUL :

Pour obtenir le choix final des armatures on a tout d'abord supposé un ferrailage 7T12 par ml de et à l'aide du logiciel SOCOTEC on a obtenu le moment de la section d'armature, ce dernier a été introduit dans l'ETABS en optant pour la dalle la plus chargée, ce qui va valider ou rejeter le choix selon les résultats obtiendraient.

La méthode est expliquée sur les figures suivantes :

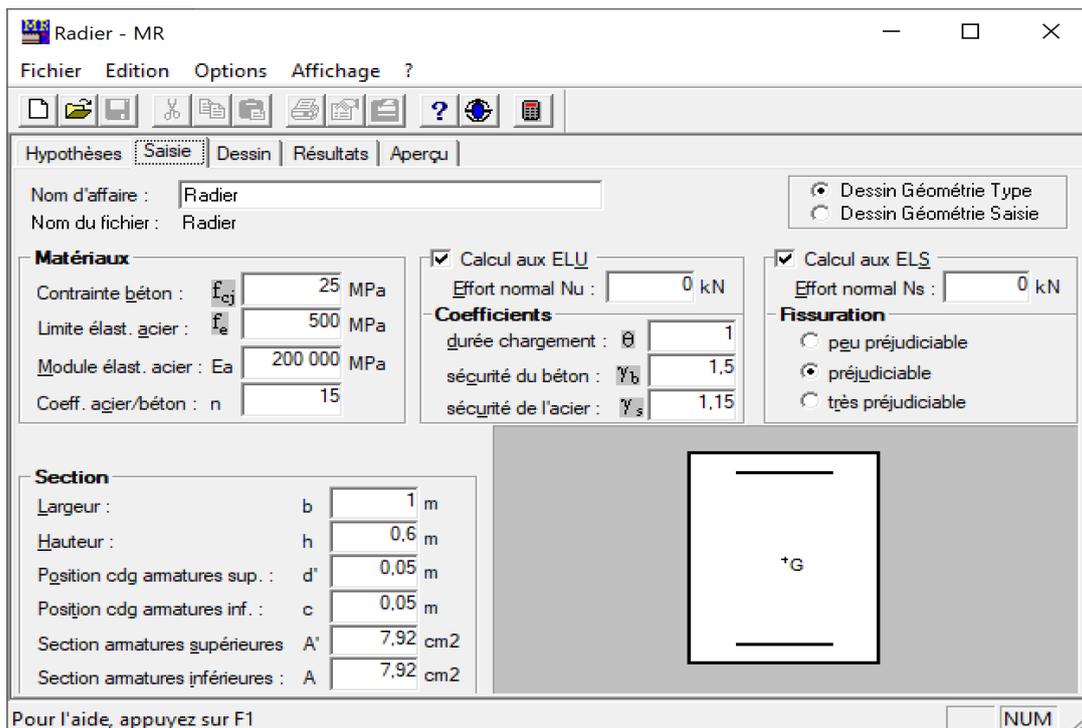


Figure VII.52 : Donner saisie au programme SOCOTEC

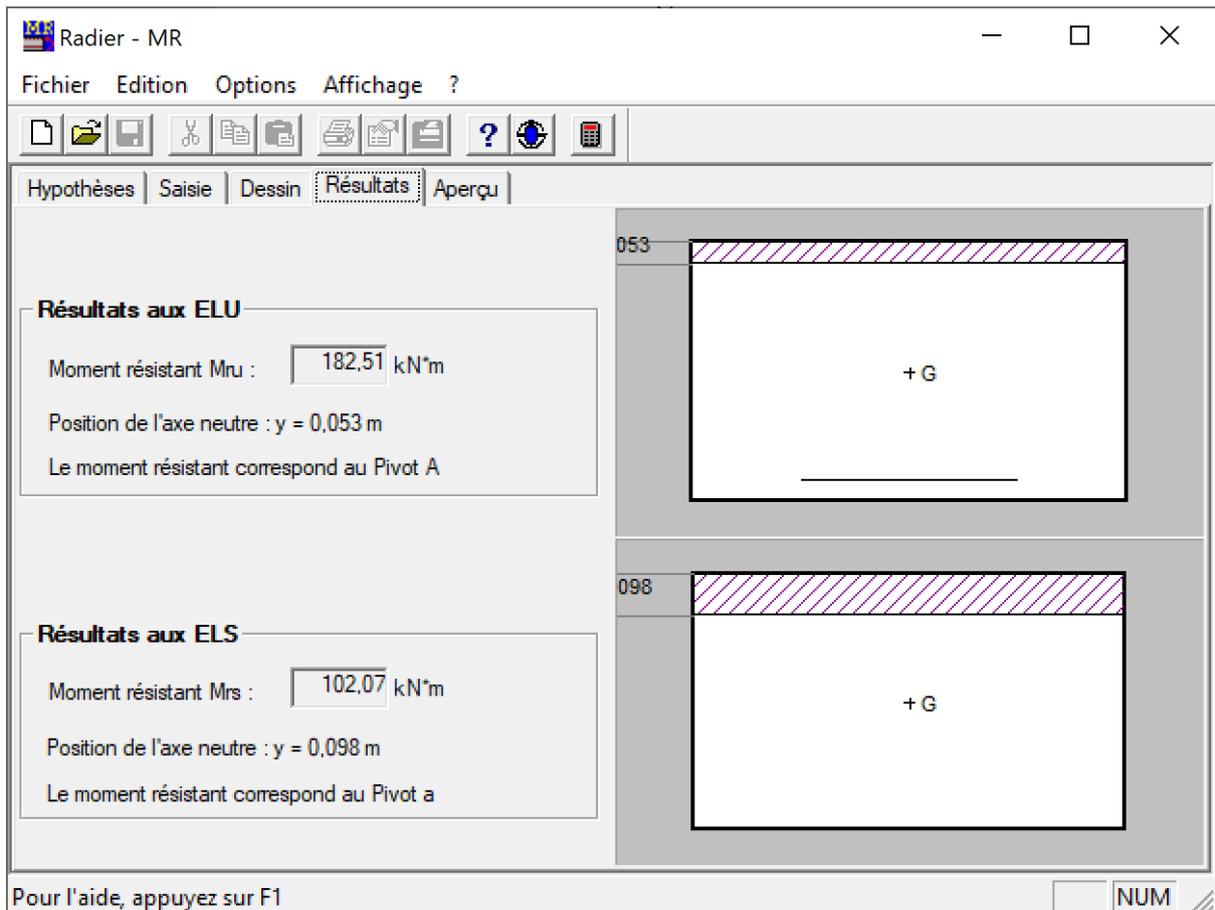


Figure VII.53 : Moment résistant donner par SOCOTEC 1

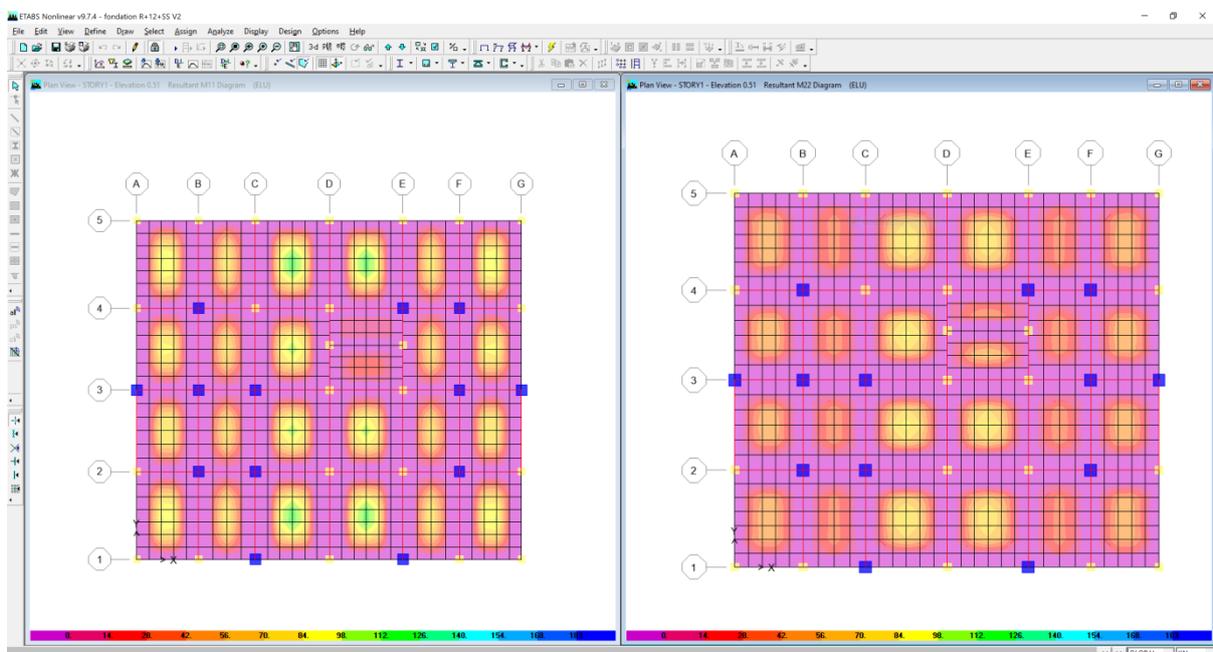


Figure VII.54 : Exemple de diagramme de sollicitation donner par ETABS

M11 : sens X-X.

M22 : sens Y-Y.

Après l'introduction du moment résultant dans l'ETABS l'analyse a donné les schémas de des déformations du ferrailage choisi dans les deux directions comme la montre les figures suivantes :

- Les zones mauves indiquant l'absent des sollicitations.
- Les zones Blues indiquant que le ferrailage est insuffisant.

3.2 Ferrailage de nappe supérieure :

T12 e=15 :

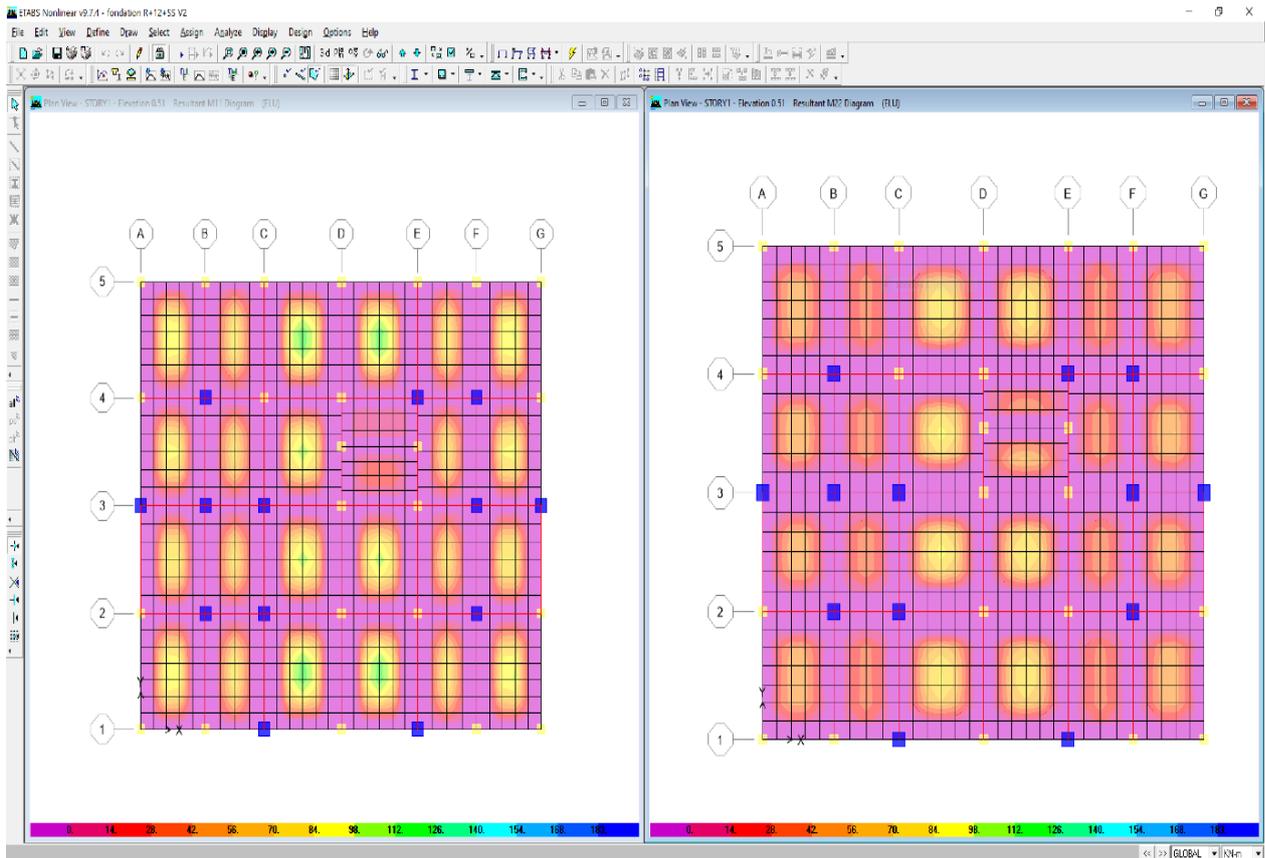


Figure VII.55 : Sollicitation T12e=15 nappe supérieure

- Les zones bleues sont absentes donc le ferrailage est suffisant.
- Choit de ferrailage T12 e=15cm.

3.3 Ferrailage de nappe inferieure : T12 e=15

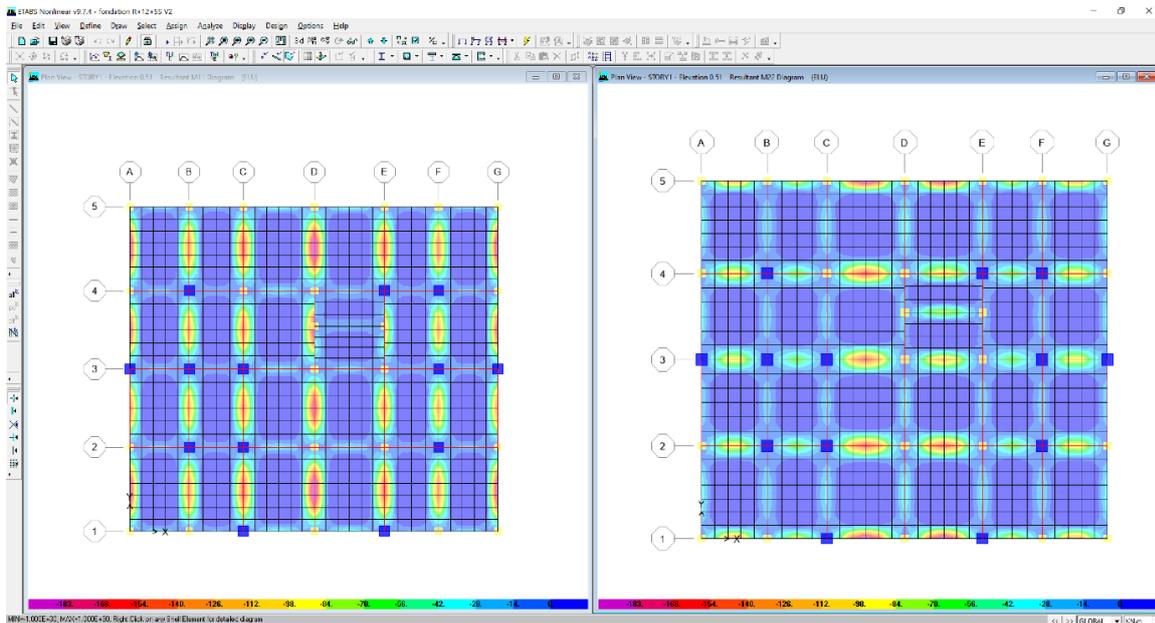


Figure VII.56 : Sollicitation T12e=15 nappes inferieure

- Zones mauves observais ferrailage insuffisant.

T14 e=15 :

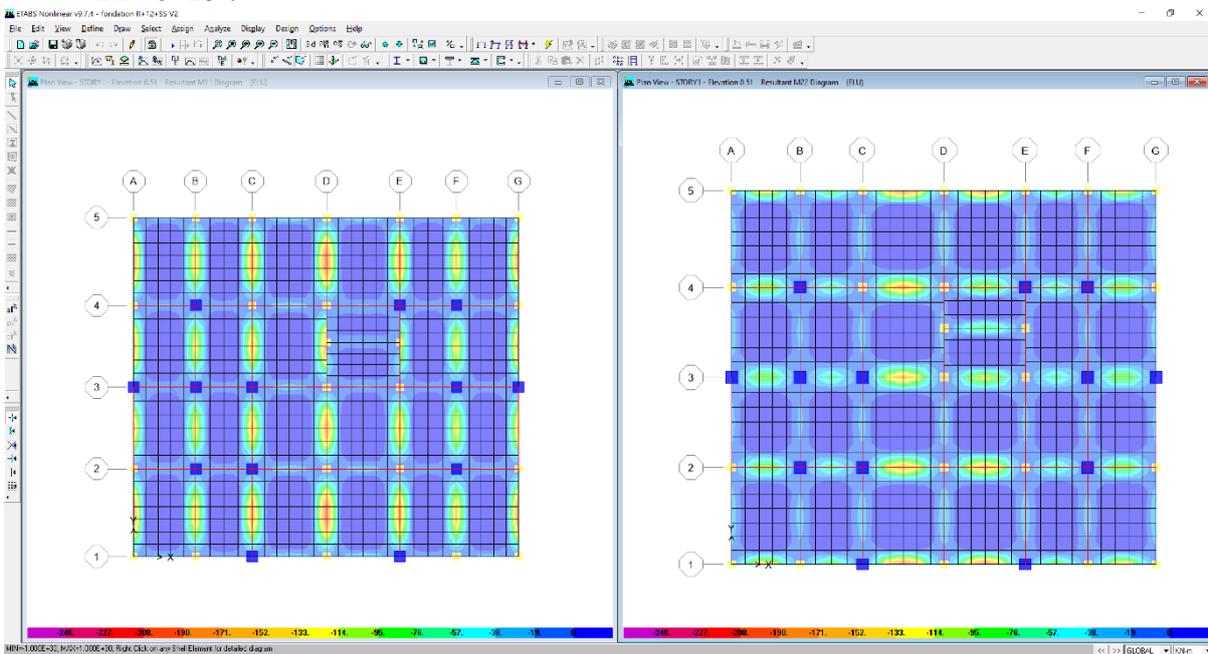


Figure VII.57 : Sollicitation T14e=15 nappes inferieure

- Les zones mauves sont absentes donc le ferrailage est suffisant.
- Choit de ferrailage T14 e=15cm.

4. FERRAILLAGE DE LIBAGE :

4.1 Vérification effort tranchant :

On va utiliser un programme Excel qui vérifie l'effort tranchant et calcule le ferrailage :

1	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	O	P	Q	R	S	T	U	DB
2	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3		vé	st	st noc	st couri	v	A ap	A' at	A tra	A' t /	
3	STORY1	B21	ELU	0.2	0	-133	0	-5.83	0	22.6	OK	1	3.45	14.40	16.76	0	0.00	0.00	8.41	0.00	OK
4	STORY1	B21	ELU	0.457	0	-123	0	-5.83	0	55.49	OK	1	3.69	14.40	16.76	0	0.00	0.00	22.67	0.00	OK
5	STORY1	B21	ELU	0.714	0	-116	0	-5.83	0	86.17	OK	1	3.90	14.40	16.76	0	0.00	0.00	39.87	0.00	OK
6	STORY1	B21	ELU	0.714	0	-109	0	-4.9	0	86.31	OK	1	4.17	14.40	16.76	0	0.00	0.00	39.97	0.00	OK
7	STORY1	B21	ELU	1	0	-98.4	0	-4.9	0	116.1	OK	1	4.60	14.40	16.76	0	0.00	0.00	41.81	10.39	OK
8	STORY1	B21	ELU	1	0	-98.4	0	-4.9	0	116.1	OK	1	4.60	14.40	16.76	0	0.00	0.00	41.81	10.39	OK
9	STORY1	B21	ELU	1.429	0	-80.5	0	-4.9	0	154.2	OK	1	5.54	14.40	16.76	1	0.00	0.00	41.81	24.98	OK
10	STORY1	B21	ELU	1.429	0	-53.9	0	-2.57	0	154.2	OK	0	8.43	14.40	16.76	1	0.00	0.00	41.81	24.99	OK
11	STORY1	B21	ELU	1.786	0	-39.4	0	-2.57	0	171	OK	0	11.25	14.40	16.76	1	0.00	0.00	41.81	31.45	OK
12	STORY1	B21	ELU	2.143	0	-25	0	-2.57	0	182.3	OK	0	16.91	14.40	16.76	1	0.00	0.00	41.81	35.78	OK
13	STORY1	B21	ELU	2.143	0	9.29	0	0.682	0	182.3	OK	0	47.24	14.40	16.76	1	0.00	0.00	41.81	35.78	OK
14	STORY1	B21	ELU	2.5	0	23.74	0	0.682	0	176.6	OK	0	19.64	14.40	16.76	1	0.00	0.00	41.81	33.59	OK
15	STORY1	B21	ELU	2.857	0	38.19	0	0.682	0	165.4	OK	0	12.40	14.40	16.76	1	0.00	0.00	41.81	29.28	OK
16	STORY1	B21	ELU	2.857	0	71.7	0	3.898	0	165.4	OK	1	6.28	14.40	16.76	1	0.00	0.00	41.81	29.28	OK
17	STORY1	B21	ELU	3.214	0	86.15	0	3.898	0	137.4	OK	1	5.29	14.40	16.76	0	0.00	0.00	41.81	18.55	OK
18	STORY1	B21	ELU	3.571	0	100.6	0	3.898	0	103.8	OK	1	4.57	14.40	16.76	0	0.00	0.00	41.81	5.69	OK
19	STORY1	B21	ELU	3.571	0	124.5	0	6.123	0	103.8	OK	1	3.64	14.40	16.76	0	0.00	0.00	41.81	5.68	OK

Tableau VII.38 : Calcul de Libage avec EXCEL 1

- Le numéro 1 dans la colonne « L » indique que l'effort tranchant n'est pas vérifié, la section doit d'être redimensionnée.

1	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	O	P	Q	R	S	T	U	DB
2	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3		ve	st	st noc	st couri	v	A ap	A' aj	A tra	A' t	
3	STORY1	B21	ELU	0.2	0	-133	0	-5.83	0	22.6	OK	0	18.87	14.40	26.18	0	0.00	0.00	3.37	0.00	OK
4	STORY1	B21	ELU	0.457	0	-123	0	-5.83	0	55.49	OK	0	20.23	14.40	26.18	0	0.00	0.00	8.35	0.00	OK
5	STORY1	B21	ELU	0.714	0	-116	0	-5.83	0	86.17	OK	0	21.44	14.40	26.18	0	0.00	0.00	13.07	0.00	OK
6	STORY1	B21	ELU	0.714	0	-109	0	-4.9	0	86.31	OK	0	22.83	14.40	26.18	0	0.00	0.00	13.09	0.00	OK
7	STORY1	B21	ELU	1	0	-98.4	0	-4.9	0	116.1	OK	0	25.28	14.40	26.18	0	0.00	0.00	17.75	0.00	OK
8	STORY1	B21	ELU	1	0	-98.4	0	-4.9	0	116.1	OK	0	25.28	14.40	26.18	0	0.00	0.00	17.75	0.00	OK
9	STORY1	B21	ELU	1.429	0	-80.5	0	-4.9	0	154.2	OK	0	30.57	14.40	26.18	0	0.00	0.00	23.81	0.00	OK
10	STORY1	B21	ELU	1.429	0	-53.9	0	-2.57	0	154.2	OK	0	46.24	14.40	26.18	0	0.00	0.00	23.81	0.00	OK
11	STORY1	B21	ELU	1.786	0	-39.4	0	-2.57	0	171	OK	0	62.20	14.40	26.18	0	0.00	0.00	26.54	0.00	OK
12	STORY1	B21	ELU	2.143	0	-25	0	-2.57	0	182.3	OK	0	95.00	14.40	26.18	0	0.00	0.00	28.39	0.00	OK
13	STORY1	B21	ELU	2.143	0	9.29	0	0.682	0	182.3	OK	0	262.11	14.40	26.18	0	0.00	0.00	28.39	0.00	OK
14	STORY1	B21	ELU	2.5	0	23.74	0	0.682	0	176.6	OK	0	106.77	14.40	26.18	0	0.00	0.00	27.45	0.00	OK
15	STORY1	B21	ELU	2.857	0	38.19	0	0.682	0	165.4	OK	0	67.04	14.40	26.18	0	0.00	0.00	25.62	0.00	OK
16	STORY1	B21	ELU	2.857	0	71.7	0	3.898	0	165.4	OK	0	34.54	14.40	26.18	0	0.00	0.00	25.62	0.00	OK
17	STORY1	B21	ELU	3.214	0	86.15	0	3.898	0	137.4	OK	0	28.98	14.40	26.18	0	0.00	0.00	21.12	0.00	OK
18	STORY1	B21	ELU	3.571	0	100.6	0	3.898	0	103.8	OK	0	24.97	14.40	26.18	0	0.00	0.00	15.82	0.00	OK
19	STORY1	B21	ELU	3.571	0	124.5	0	6.123	0	103.8	OK	0	19.98	14.40	26.18	0	0.00	0.00	15.82	0.00	OK
20	STORY1	B21	ELU	3.929	0	139	0	6.123	0	56.95	OK	0	17.99	14.40	26.18	0	0.00	0.00	8.57	0.00	OK
21	STORY1	B21	ELU	4.286	0	153.4	0	6.123	0	4.548	OK	0	16.35	14.40	26.18	0	0.00	0.00	0.68	0.00	OK
22	STORY1	B21	ELU	4.286	0	165	0	6.962	0	4.438	OK	0	15.17	14.40	26.18	0	0.00	0.00	0.66	0.00	OK

Tableau VII.39 : Calcul de Libage avec EXCEL 2

- la section choisie 60x160.

4.2 Longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

I : inertie de poutre.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} I = 0.2m^4$$

E : module élasticité de béton.

$$E = 3,2 \times 10^7 KN/m^2$$

b : largeur de la poutre.

$$b = 0,6m$$

K : coefficient raideur du sol.

$$K = 5000KN/m^3$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3,2 \times 10^7 \times 0,2}{5000 \times 0,6}}$$

$$L_e = 9,6m$$

$$L_{max} = 5m \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 15,09m \text{ C.V}$$

4.3 Calcul de ferrailage :

Le même Excel calcul le ferrailage résultat donner :

Armature supérieur					
POUTRES		60	x	160	cm²
Le moment maximal à l'ELU est de				-1375.44	KN.m
La section d'acier est égale à				21.57	cm ²
Le moment maximal à l'ELS est de				-1012.37	KN.m
Le choix sera de	filante :	6	T	16	
	chapeaux :	6	T	16	
La section d'acier choisie est égale à				24.13	cm ²

Armature inférieur					
POUTRES		60	x	160	cm²
Le moment maximal à l'ELU est de				2172.14	KN.m
La section d'acier est égale à				34.86	cm ²
Le moment maximal à l'ELS est de				1598.55	KN.m
Le choix sera de	filante :	6	T	16	
	chapeaux :	6	T	16	
		6	T	16	
La section d'acier choisie est égale à				36.19	cm ²

EFFORT TRANCHANT		
L'effort tranchant max à l'ELU est de	1852.91	KN
L'espacement calculé est égal à	13.69	cm
Le choix sera de	6T10	
L'espacement : e=10cm		

Tableau VII.40 : Ferrailage de Libage 60x160

4.4 Armatures de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :

Dans notre cas la poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure ou supérieure de la poutre

n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

On a : - $\text{Asp} > 3 \text{ cm/ml}$

- $4,52 > 3 \text{ cm/ml}$

On adopte 4T12 Fil ; $A = 4,52 \text{ cm}^2$.

4.5 Coupe de Ferrailage :

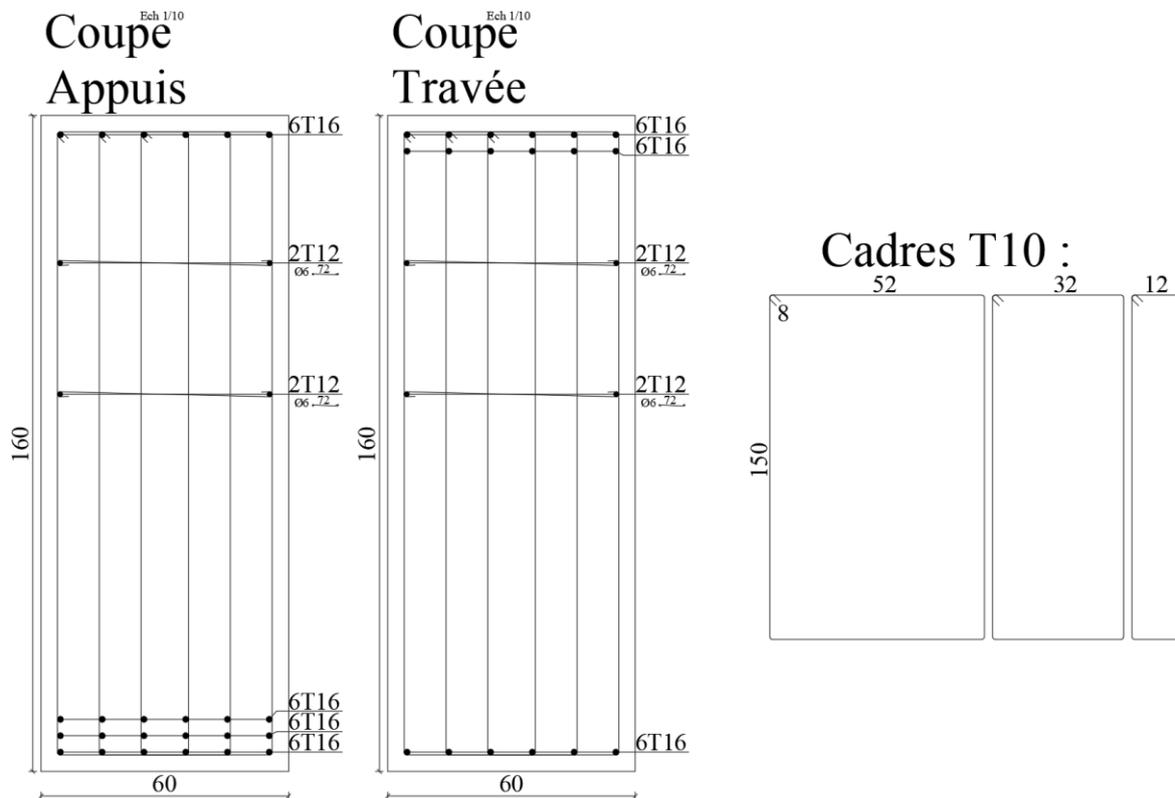


Figure VII.58 : Schéma ferrailage de libage

5. FERRAILLAGE VOILE PERIPHERIQUE :

5.1 Charge de calcul :

Le calcul des charges horizontales sur le mur sera avec la formule :

$$g_{mur} = K_p \cdot \gamma \cdot h$$

K_p : Coefficient de frottement $K_p = tg^2(\pi/4 + \varphi/4)$.

φ : Angle de frottement.

γ : Le poids volumique du sol.

h : La profondeur de la charge.

$$h' = \pm 00,00 - (-02,89)$$

$$h = \frac{2}{3} \times 2,89$$

$$h = 1,93m$$

$$\varphi = 31^\circ$$

$$K_p = tg^2(45 + 31/4)$$

$$K_p = 0.578$$

$$g_{mur} = 0,578 \times 15,696 \times 1,93$$

$$g_{mur} = 17,51KN/m^2$$

5.2 Ferrailage de voile :

Pour le ferrailage de voile on utilise la même méthode on a utilisé un radier.

T10 e=20 :

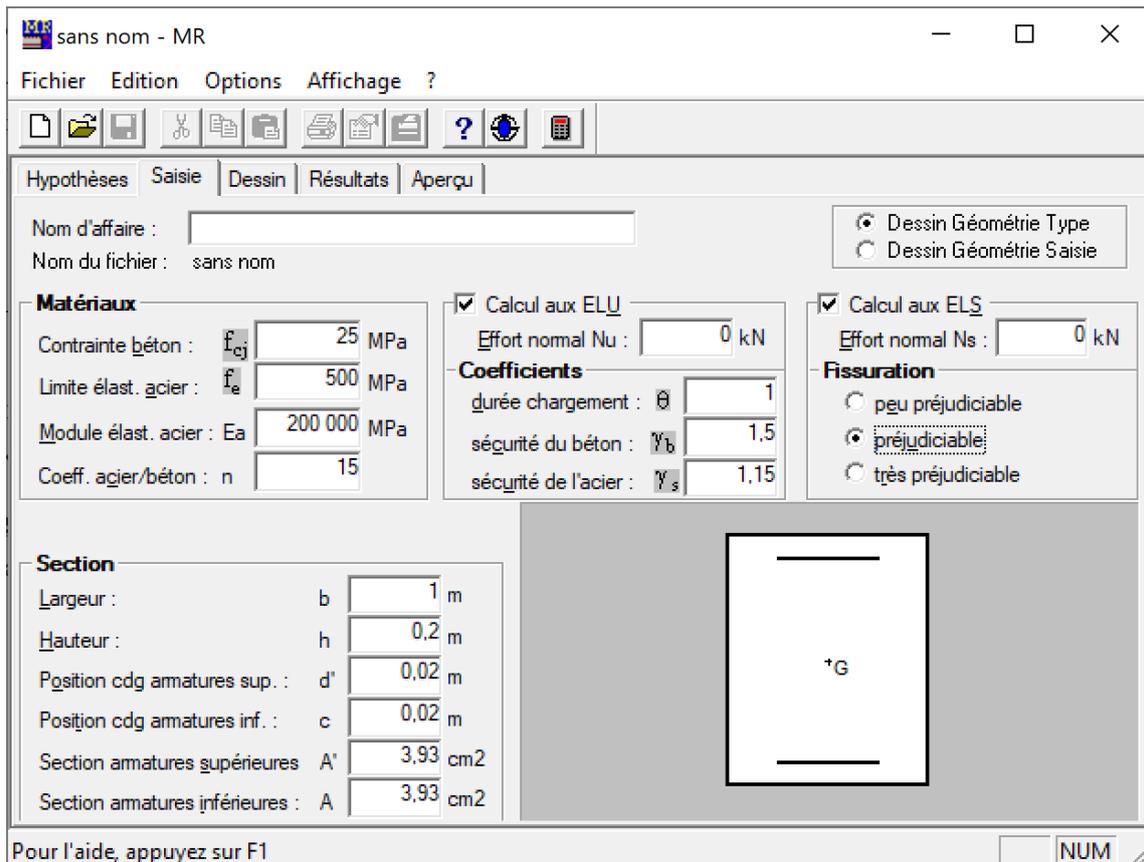


Figure VII.59 : Donner saisie au programme SOCOTEC 2

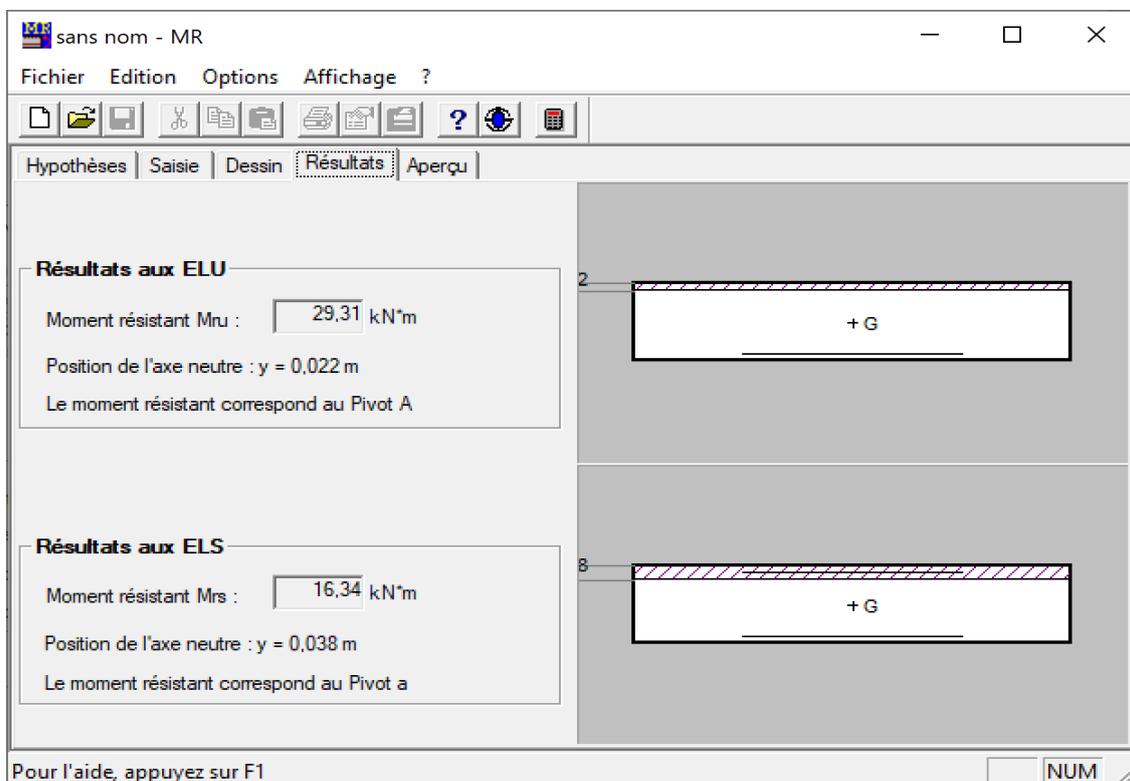


Figure VII.60 : Moment résistant donner par SOCOTEC 2

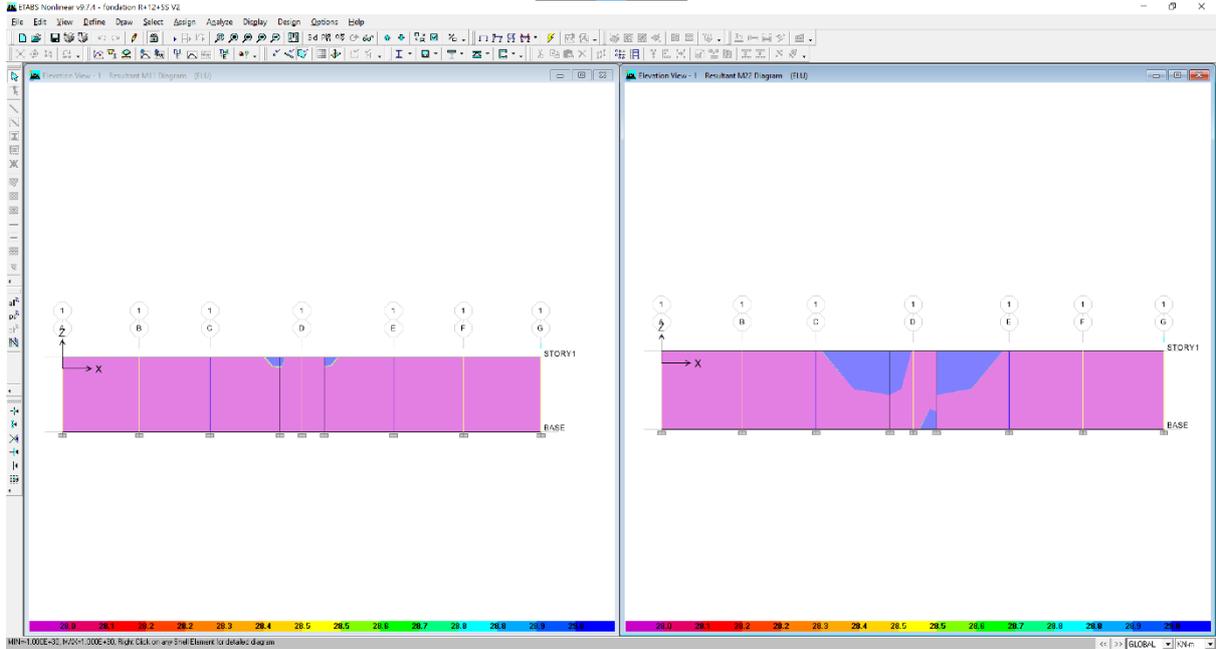


Figure VII.61 : Sollicitation T10e=20 Voile périphérique

- Zones bleues observais ferrailage insuffisant.

T12 e=20 :

sans nom - MR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : Vp

Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux

Contrainte béton : f_{c2} 25 MPa

Limite élast. acier : f_e 500 MPa

Module élast. acier : E_a 200 000 MPa

Coeff. acier/béton : n 15

Calcul aux ELU

Effort normal Nu : 0 kN

Coefficients

durée chargement : θ 1

sécurité du béton : γ_b 1.5

sécurité de l'acier : γ_s 1.15

Calcul aux ELS

Effort normal Ns : 0 kN

Fissuration

peu préjudiciable

préjudiciable

très préjudiciable

Section

Largeur : b 1 m

Hauteur : h 0,2 m

Position cdg armatures sup. : d' 0,02 m

Position cdg armatures inf. : c 0,02 m

Section armatures supérieures A' 5,65 cm²

Section armatures inférieures A 5,65 cm²

Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM

Figure VII.62 : Donner saisie au programme SOCOTEC 3

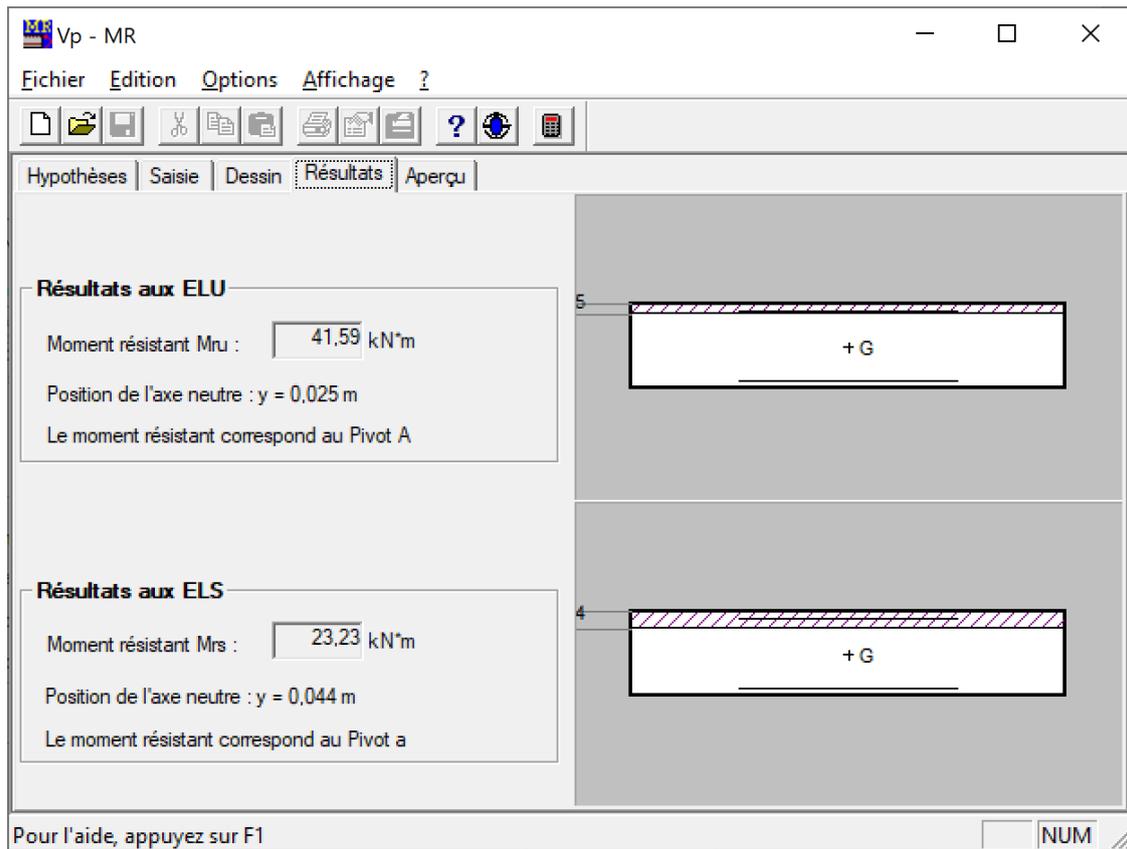


Figure VII.63 : Moment résistant donner par SOCOTEC 3

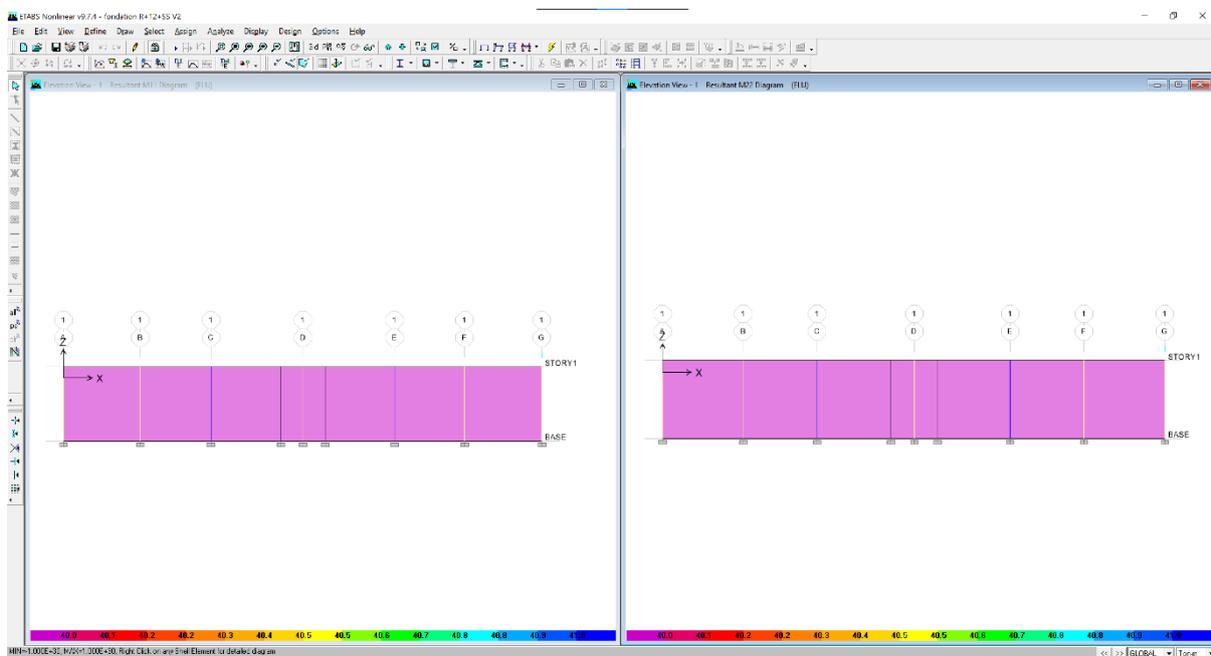


Figure VII.64 : Sollicitation T12e=20 Voile périphérique

Etude R+12+Sous-sol

- Les zones bleues sont absentes donc le ferrailage est suffisant.
- Choit de ferrailage T12 e=20cm.

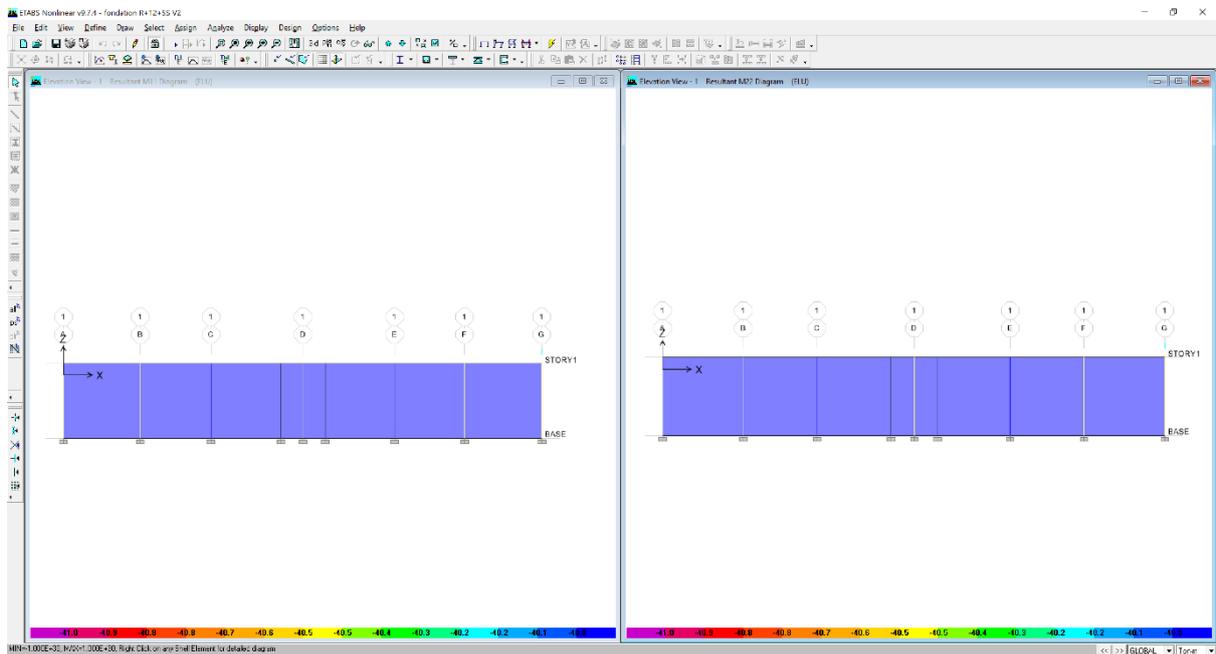


Figure VII.65 : Sollicitation T12e=20 Voile périphérique

- Les zones mauves sont absentes donc le ferrailage est suffisant.
- Choit de ferrailage T12 e=20cm.

CONCLUSION GENERAL

La structure a été dimensionnée selon les règlements en vigueur à savoir RPA99, CBA93, BAEL91 et les DTRs, fin que la structure soit la plus résistante et la plus stable et plus économie possible.

Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions des voiles ont été essayés. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de période, déplacements et efforts.

Ce projet, nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un concepteur pour le choix du modèle de calcul à considérer. Parmi ces difficultés on cite ; la disposition des voiles. Celle-ci était dictée par des contraintes architecturales.

Bibliographie :

Les livres :

- D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 ».
- Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 V2003.
- D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- BAEL91 modifier 99 et DTU associés « Jean-Pierre Mouglin ».

Les mémoires de fin d'étude :

- Etude d'un bâtiment à usage D'habitation (2Sous-sol + R.D.C + 10 étages).
- Etude d'un bâtiment à usage D'habitation (Sous-sol + R.D.C + 9 étages).

Outils Informatique :

- Logiciel ETABS.
- Logiciel EXCEL.
- Logiciel AUTOCAD.
- Logiciel SOCOTEC.
- Logiciel ROBOT EXPERT.