



Faculty of Sciences and Technology

Civil Engineering Department

كلية العلوم
والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية

N° d'ordre : M2... /GC/2024

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie-civil

Option : Structure

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT
EN SOUS-SOL+RDC+10 ETAGES A USAGE
D'HABITATION ET COMERCIAL**

Présenté par :

Latreche Abdelmalek

Soutenu le 27/06/2024 devant le jury composé de :

Président : M. BAHAR Sadek

Université de Mostaganem

Examineur : M. ZELMAT Yassine

Université de Mostaganem

Encadrant : M. SADKI Nizar

Université de Mostaganem

Année Universitaire 2023/2024

بِسْمِ
اللَّهِ الرَّحْمَنِ
الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Nous remercions ALLAH le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté de réaliser ce modeste projet.

Nous remercions également nos familles pour leur soutien tout le long de nos études.

Ainsi, Nous tenions à exprimer notre gratitude à notre encadrant Mr. SADKI Nizar et pour son soutien et ces conseils tout le long de ce travail.

Nous sommes reconnaissants au Département de génie civil et à tous les enseignants qui nous ont enseigné et formé avec un grand dévouement.

Nous remercions également les membres du jury pour l'intérêt qu'ils portent à notre travail, ainsi leurs conseils.

Et en fin, Nous remercions tous ceux qui ont contribué à nous aider de près ou de loin dans l'élaboration de ce travail.

Dédicace

Avec toute ma gratitude, je dédie ce travail à ceux à mes chers parents, pour leur soutien indéfectible tout au long de ce parcours académique.

À mes chères sœurs Hind, Zineb, qui ne m'ont jamais cessé de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leur offre la chance et le bonheur.

Et un grand merci à mon encadrant, Mr. SADKI Nizar et Mr. BAHAR, ainsi qu'à mes professeurs tous le long de ma période d'études.

Résumé

Ce projet concerne une étude détaillée d'un bâtiment résidentiel de plusieurs étages avec sous-sol, rez-de-chaussée et 10 étages, ayant une forme irrégulière en plan. L'objectif est d'évaluer et de dimensionner la structure en utilisant les règlements du béton armé RPA99V2003 et le CBA 93 en plusieurs parties comme suite :

- ❖ Description générale et prédimensionnements de la structure : Des éléments du bâtiment et prédimensionnements initial des poteaux, poutres et voiles.
- ❖ Étude des éléments secondaires : Analyse détaillée de l'acrotère, escaliers, planchers et dalles pleines tout on assurera la conformité aux normes de sécurité.
- ❖ Étude dynamique de la structure : Utilisation du logiciel ROBOT 2023 comme outil de simulation des divers statiques et dynamiques.
- ❖ Calcul du ferrailage : Détermination des armatures nécessaires pour les poteaux, poutres, voiles et fondations afin de garantir résistance et durabilité.

Chaque partie de cette étude vise à assurer que le bâtiment répond aux exigences de sécurité et de performance selon les normes du béton armé.

Mots clés : Bâtiment, Béton Armé, BAEL 91, RPA99, CBA 93

Abstract

This project involves a detailed study of a residential building with multiple floors, including a basement, ground floor, and 10 additional floors, characterized by an irregular floor plan. The objective is to evaluate and design the structure using reinforced concrete regulations RPA99V2003 and CBA 93. Here are the main parts of the study:

- ❖ General description and preliminary sizing of the structure: Presentation of the building elements and initial sizing of columns, beams, and shear walls.
- ❖ Study of secondary elements: Detailed analysis of features such as parapets, stairs, floors, and solid slabs to ensure compliance with safety standards.
- ❖ Dynamic study of the structure: Use of ROBOT 9.6.0 software for dynamic analysis, assessing permanent, live, and seismic loads.
- ❖ Reinforcement calculation: Determination of required reinforcement for columns, beams, shear walls, and foundations to ensure structural strength and durability.

Each part of this study aims to ensure that the building meets safety and performance requirements according to reinforced concrete standards.

Keywords: Building, Reinforced Concrete, BAEL 91 , RPA99, CBA 93

ملخص

هذا المشروع يتعلق بدراسة تفصيلية لمبنى سكني متعدد الطوابق مع طابق تحت الأرض، وطابق أرضي، و10 طوابق، RPA99V2003 وله شكل غير منتظم في المخطط. الهدف هو تقييم وتصميم الهيكل باستخدام لوائح الخرسانة المسلحة CBA 93 و: فيما يلي الأجزاء الرئيسية للدراسة.

الوصف العام والتقدير الأولي للهيكل: عناصر المبنى والتقدير الأولي للأعمدة والكمرات والجدران دراسة العناصر الثانوية: تحليل تفصيلي للحدود، والسلالم، والأرضيات، والبلاطات المصمتة لضمان الامتثال لمعايير السلامة.

لتحليل الأحمال الدائمة، وأحمال التشغيل، والأحمال ROBOT 2023 دراسة ديناميكية للهيكل: استخدام برنامج الزلزالية.

حساب التسليح: تحديد التسليح اللازم للأعمدة، والكمرات، والجدران، والأساسات لضمان المقاومة والمتانة كل جزء من هذه الدراسة يهدف إلى ضمان أن المبنى يستوفي متطلبات السلامة والأداء وفقاً لمعايير الخرسانة المسلحة

الكلمات المفتاحية: CBA 93 ، RPA99 ، BAEL 91 مبنى، خرسانة مسلحة،

Sommaire

REMERCIEMENTS	3
Dédicace	4
Résumé	5
Abstrac	Error! Bookmark not defined.
Sommaire	8
La liste des figures	13
La liste des tableaux	15
Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul	16
Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul	17
1.1. Introduction :	17
1.2. Présentation de l'ouvrage :	17
1.3. Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :	17
1.4. Donnée sismique de la structure :	18
1.4. Les éléments de l'ouvrage :	18
1.4.1. Planchers :	18
1.4.2. Ossature :	19
1.4.3. Les escaliers :	19
1.4.4. La terrasse :	19
1.4.5. L'acrotère :	19
1.4.6. Maçonnerie :	19
1.4.7. La cage d'ascenseur :	19
1.4.8. Le revêtement :	20
1.4.9. Les fondations :	20
1.4.10. Système de coffrage :	20
1.4.11. Isolation :	20
1.5. Règlementation et normes utilisés :	20
1.6. Définition des états limites et les hypothèses de calcul :	21
1.6.1. Etats limites ultimes (ELU) :	21
1.6.2. Hypothèse de calcul à L'ELU :	21
1.6.3. Etats limites de service (ELS) :	22
1.6.4. Hypothèse de calcul à L'ELS :	23
1.7. Caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul :	23
1.7.1. Béton :	23
1.7.1.1. Dosage du béton :	24
1.7.1.2. Résistance du béton à la compression :	24
1.7.1.3. Résistance du béton à la traction :	25
1.7.1.4. Module de déformation longitudinale :	25
1.7.1.4.1. Module de déformation instantanée :	25

1.7.1.4.2. Module de déformation différée :	25
1.7.1.5. Module de déformation transversale :	25
1.7.1.6. Modèles de calcul :	26
1.7.1.6.1. A l'ELU :	26
1.7.1.8.2. A l'ELS :	27
1.7.1.9. Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :	27
1.7.1.9.1. Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :	27
1.7.1.9.2. Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :	28
1.7.1.10. Poids volumique de béton :	28
1.7.2. Acier :	28
1.7.2.1. Caractéristiques mécaniques :	28
1.7.2.2. Diagramme déformations contraintes :	29
1.7.2.2.1. L'ELU :	29
1.7.2.2.2. L'ELS :	29
1.8. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :	30
1.8.1. Etat limite ultime :	30
1.8.2. Etat limite de service :	30
1.8.3. Etat limite accidentelle :	30
Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants et Descente des charges	32
Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants et Descente des charges	33
2.1. Introduction :	33
2.2. Prédimensionnement des poutres :	33
2.2.1. Poutres principales :	33
2.2.2. Poutres secondaires :	35
.....	35
2.3. Prédimensionnement des planchers :	36
2.3.1. Plancher à corps creux :	36
2.3.2. Plancher à dalle pleine :	37
2.4. Les Voiles :	38
2.4.1. Voiles de contreventement :	39
2.4.2. Voiles de périphériques :	39
2.5. Plancher Terrasse accessible :	40
2.5.1. Plancher Etage Courant :	40
2.5.2. Plancher RDC :	41
2.5.3. Plancher S-SOL :	42
2.5.4. Balcon :	42
2.5.5. Mur Extérieure :	43
2.5.6. Mure Intérieur :	43
2.5.7. Pontaux :	43

2.3. Conclusion :	50
Chapitre 03 : Etude Des Planchers	51
Chapitre 03 : Etude des planchers	52
3.1. Introduction :	52
3.2. Plancher à corps creux :	52
3.2.1. Détermination des dimensions des poutrelles :	52
3.2.2. Ferrailage de la dalle de compression :	54
3.3. Les Différents types des poutrelles :	55
3.3.1 Schémas statique courant :	55
3.4. Choix de la méthode de calcul :	56
3.4.1. Le principe de la méthode forfaitaire :	56
□ Méthode forfaitaire :	57
3.4.2. Application de la méthode forfaitaire (Planche Terrassé) :	58
4. Détermination des armatures :	64
4.1. Calcul des armatures transversales :	68
4.1. Vérification de la flèche :	71
3.3. Dalle plein :	74
3.3.1. Méthode de calcul :	74
3.3.2. Etude des planchers dalle plein :	75
3.3.3. RDC :	76
Chapitre 04 : Etude des éléments	85
Non structuraux	85
Chapitre 04 : Etude des éléments non structuraux	86
4.1. Introduction :	86
4.2. Etude d'acrotère :	86
4.2.1. Définition :	86
4.2.2. L'acrotère :	86
4.2.3. Calcul des sollicitations :	87
4.2.4. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :	87
4.2.5. Calcul de ferrailage :	88
4.2.6. Calcul en flexion simple :	88
4.2.7. Vérifications à l'ELU :	89
4.2.8. Vérification à l'ELS :	90
4.3. Etude des escaliers :	93
4.3.1. Définition :	93
4.3.2. Schéma d'escalier :	94
4.3.3. Descente des charges :	95
4.3.4.1. Etat limite ultime (ELU) :	96
4.3.4.2. Etat limite service (ELS) :	96

4.3.5. Le schéma statique :	97
4.3. Etude des balcons :	102
De L= 1.20 m.	102
4.3.1. Epaisseur de balcon :	102
4.3.2. Détermination des charges :	102
4.3.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :	103
4.3.5. Vérifications à l'ELU :	105
4.3.6. Calcul à l'ELS :	106
Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA	110
Chapitre 05 : : Modélisation et vérification au RPA	111
5.1. Introduction :	111
5.2. Etude dynamique :	111
5.3. Etude Sismique :	111
5.3.1. Méthode statique équivalente :	111
5.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :	112
5.3.2. Etapes de modélisation :	113
5.3.2. Interprétation des résultats :	118
Chapitre 06 : Etude des portiques	124
Chapitre 06 : Etude des portiques	125
6.1. Introduction :	125
6.2. Etude des poutres :	125
6.2.1. Introduction :	125
6.2.2. Les moments de la poutre :	125
6.2.3. Combinaisons d'actions :	125
6.2.4. Tableau des sollicitations :	125
6.2.3. Poutre Principales :	126
6.3. Etude des poteaux :	132
6.3.1. Leurs rôles :	132
6.3.2. Combinaison de charges :	132
6.3.3. Les types de poteaux :	132
c) Section minimale des armatures transversales :	135
Chapitre 07 : Etude des voiles	143
Chapitre 07 : Etude des voiles	144
7.1. Introduction :	144
7.2. Ferrailage des voiles de contreventement :	144
7.3. Exemple de calcul :	145
7.3.1. Vérification au flambement :	145
7.4. Calcul de ferrailage :	146
7.5. Calcul des armatures transversales :	153

8. Voile périphérique :	154
8.1. Le Dimensionnement :.....	154
8.2. Calcul de ferrailage :	155
8.3. Calcul des armatures transversales :	160
Chapitre 08 : Etude des fondations	162
Chapitre 08 : Etude des fondations	163
8.1. Introduction :	163
8.1.1. Fondations superficielles :	163
8.1.2. Fondations profondes :.....	163
8.2. Choix du type de fondation :	164
8.3.1. Pré dimensionnement du radier :.....	164
8.7. Combinaison d'action :	168
8.7.1. Vérification des contraintes sous radier :.....	168
8.8. Vérification de l'effet de sous pression :	169
8.9. Ferrailage de radier :	170
8.9.1. Sens xx :.....	170
8.9.2. Sens y-y :	171
Bibliographie.....	173

La liste des figures

FIGURE 1 1 VUE SUR LA SITUATION DE SITE ETUDIE.	17
FIGURE 1 2 DIAGRAMME DEFORMATIONS LIMITEES DE LA SECTION.	22
FIGURE 1 3 DIAGRAMME DE CALCUL CONTRAINTE - DEFORMATION DU BETON A L'ELS.	27
FIGURE 1 4 DIAGRAMME DE CALCUL CONTRAINTE - DEFORMATION DU BETON A L'ELU.	27
FIGURE 1 5 DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION.	29
FIGURE 2 1 SECTION TRANSVERSALE D'UNE POUTRE.	33
FIGURE 2 2 POUTRES PRINCIPALE.	34
FIGURE 2 3 POUTRE SECONDAIRES.	35
FIGURE 2 4 COUPE TRANVERSALE D'UN PLANCHER E CORPS CREUX.	36
FIGURE 2 5 DIMENSIONS D'UN PANNEAU DE DALLE	37
FIGURE 2 6 COUPE DE VOILE.	39
FIGURE 2 7 PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.	40
FIGURE 2 8 SECTION TRANSVERSALE D'UN PLANCHER.	40
FIGURE 2 9 COUPE TRANSVERSALE DU PLANCHER RDC.	41
FIGURE 2 10 BALCON.	42
FIGURE 2 11 SCHEMA DE LA LOI DE DEGRESSION.	44
FIGURE 2 12 SCHEMA REPRESENTATIF D'UN ETAGZ COURANT.	44
FIGURE 2 13 SECTION REDUITE DU BETON.	45
FIGURE 3 1 COUPE TRANSVERSALE D'UN PLANCHER E CORPS CREUX.	52
FIGURE 3 2 SCHEMA DES POUTRELLES.	53
FIGURE 3 3 SCHEMA DES POUTRELLES.	53
FIGURE 3 4 DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS POUR UNE POUTRE A PLUS DE (02) TRAVEES.	63
FIGURE 3 5 SECTION DE CALCUL.	64
FIGURE 3 6 SECTION DE CALCUL EN TRAVEE.	65
FIGURE 3 7 FERRAILLAGE D'UN PLANCHER A CORPS CREUX.	70
FIGURE 3 8 DIMENSIONS D'UN PANNEAU DE DALLE.	74
FIGURE 3 9 ENROBAGE.	75
FIGURE 3 10 MOMENT CARTOGRAPHIE ELU X-X.	77
FIGURE 3 11 MOMENT CARTOGRAPHIE ELU Y-Y.	77
FIGURE 3 12 MOMENT CARTOGRAPHIE ELS X-X.	78
FIGURE 3 13 MOMENT CARTOGRAPHIE ELS Y-Y.	78
FIGURE 3 14 SECTION DE CALCUL EN TRAVEE (X-X)	79
FIGURE 3 15 SECTION DE CALCUL EN APPUIS (X-X).	80
FIGURE 3 16 DISPOSITION DES ARMATURES DE LA DALLE PLEINE.	84
FIGURE 4 1 SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE.	86
FIGURE 4 2 SECTION RECTANGULAIRE SOUMISE A LA FLEXION COMPOSEE.	88
FIGURE 4 3 SCHEMA FERRAILLAGE DE ACROTERE.	92
FIGURE 4 4 VUE EN PLAN DE LA CAGE D'ESCALIERS.	93
FIGURE 4 5 SCHEMA STATIQUE D'ESCALIER.	94
FIGURE 4 6 SCHEMA EQUIVALENT STATIQUE DES ESCALIERS.	97

FIGURE 4 7 DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELU.	97
FIGURE 4 8 DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT A L'ELU.....	98
FIGURE 4 9 DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELS.	100
FIGURE 4 10 DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT A L'ELS.	100
FIGURE 4 11 FERRAILLAGE DES ESCALIERS.	102
FIGURE 4 12 SCHEMA EQUIVALENT STATIQUE DE CALCUL A L'ELU.....	103
FIGURE 4 13 DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELU.	104
FIGURE 4 14 DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT A L'ELU.....	104
FIGURE 4 15 SCHEMA EQUIVALENT STATIQUE DE CALCUL A L'ELS.....	106
FIGURE 4 16 DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELS.	106
FIGURE 4 17 DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT A L'ELS.	107
FIGURE 4 18 DIAGRAMME DE LA FLECHE A L'ELU.....	108
FIGURE 4 19 FERRAILLAGE DE BALCON.	109
FIGURE 5 1 DISPOSITION FINALE DES VOILES.	114
FIGURE 5 2 INTERFACE DE LA STRUCTURE.....	115
FIGURE 5 3 PERIODES EMPIRIQUES ET DYNAMIQUES.....	117
FIGURE 5 4 LE 1ER MODE DE VIBRATION EST UNE TRANSLATION SUIVANTE L'AXE (X-X).....	117
FIGURE 5 5 LE 2EME MODE DE VIBRATION EST UNE TRANSLATION SUIVANTE L'AXE (Y-Y).	118
FIGURE 5 6 LE 3EME EST MODE DE TORSIONS.	118
FIGURE 6 1 FERRAILLAGES POUTRE PRINCIPALE.....	131
FIGURE 6 2 FERRAILLAGES POUTRE SECONDAIRE	131
FIGURE 6 3 SOLLICITATION SUR LES POTEAUX.....	132
FIGURE 7 1 LES SOLLICITATIONS DE CALCUL D'UN VOILE.	145
FIGURE 7 2 VOILE LE PLUS SOLLICITE.....	146
FIGURE 7 3 SECTION DE CALCUL SUIVANT L'AXE X-X.	148
FIGURE 7 4 SECTION DE CALCUL SUIVANT L'AXE Y-Y.	151
FIGURE 7 5 FERRAILLAGE DE VOILE CONTREVENTEMENT.	154
FIGURE 7 6 FERRAILLAGE DE VOILE PERIPHERIQUE.	161
FIGURE 8 1 CARTOGRAPHIES A L'ELU.	168
FIGURE 8 2 CARTOGRAPHIES A L'ELS.	169
FIGURE 8 3 FERRAILLAGE DE RADIER NAPPE INF SENS X AVEC ROBOT.	170
FIGURE 8 4 FERRAILLAGE DE RADIER NAPPE SUP X AVEC ROBOT.....	170
FIGURE 8 5 FERRAILLAGE DE RADIER NAPPE INF SENS Y AVEC ROBOT.	171
FIGURE 8 6 FERRAILLAGE DE RADIER NAPPE SUP SENS Y AVEC ROBOT.	171
FIGURE 8 7 FERRAILLAGE DU RADIER.	172

La liste des tableaux

TABEAU 1 1 DIMENSIOIS DE PLAN.....	18
TABEAU 1 2 DIFFERENTS TYPES D'ACIER.....	28
TABEAU 2 1 PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE.....	40
TABEAU 2 2 PLANCHER ETAGE COURANT.....	41
TABEAU 2 3 PLANCHER RDC.....	41
TABEAU 2 4 PLANCHER S-SOL.....	42
TABEAU 2 5 PLANCHER BALCON.....	42
TABEAU 2 6 MUR EXTERIEURS (DOUBLE PAROIS).....	43
TABEAU 2 7 MURS INTERIEUR.....	43
TABEAU 2 8 RECAPITULATIF DES CHARGES PERMANENTES ET DES SURCHARGES D'EXPLOITATION.....	47
TABEAU 2 9 DESCENTE DE CHARGE.....	49
TABEAU 3 1 RECAPITULATIF DES MOMENTS FLECHISSANT ; EFFORTS TRANCHANTS.	64
TABEAU 4 1 LES CHARGES DE LA PAILLASSE.....	95
TABEAU 4 2 LES CHARGES DE LA PALIER.....	96
TABALEAU 5 1 PERIODE ET FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE.....	116
TABALEAU 5 2 LES FORCES SISMIQUES DES DEUX DIRECTIONS.....	121
TABALEAU 5 3 VERIFICATION DEPLACEMENT INTER-ETAGES.....	121
TABALEAU 5 4 VERIFICATION DES EFFETS DU SECOND ORDRE SENS X-X ET Y-Y.....	123
TABEAU 6 1 SOLLICITATIONS DES POUTRES.....	125
TABEAU 6 3 SECTION DES POUTRES.....	130
TABEAU 6 4 RECAPITULATIF DES SECTIONS DES POTEAUX.....	133
TABEAU 6 5 DES SOLLICITATIONS POUR LES DIFFERENTS POTEAUX.....	135
TABEAU 6 6 RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	141
TBALEAU 7 1 LES SOLLICITATION DE CALCULE X-X.....	146
TBALEAU 7 2 LES SOLLICITATION DE CALCULE Y-Y.....	147
TBALEAU 7 3 LES SOLLICITATION DE CALCULE X-X.....	155
TBALEAU 7 4 LES SOLLICITATION DE CALCULE Y-Y.....	155

Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

1.1. Introduction :

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

1.2. Présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment sujet de cette étude est une tour composée d'un sous-sol+RDC+10 étages et sous-sol, dont le Sous-sol est réservé à un parking, le RDC abrite des locaux à usage commercial, et le reste des étages sont à usage d'habitation appartenant deux types de logs F3.

L'ouvrage est implanté à ORAN (Barki) qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99 (version 2003) » comme une région de moyenne sismicité (zone IIA) et de groupe d'usage 2.

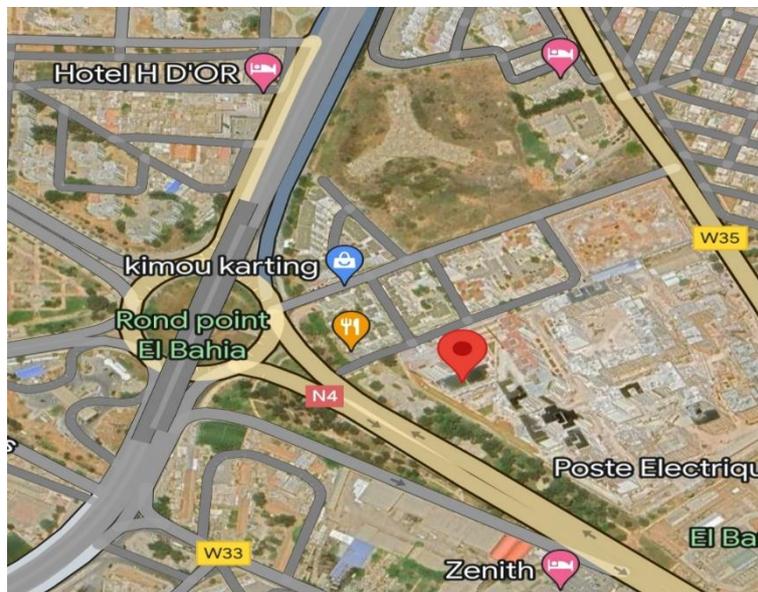


Figure 1 1 Vue sur la situation de site étudiée.

1.3. Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :

Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

Tableau 1 1 Dimensios de plan.

Longueur totale du bâtiment	27.75 m
Largeur totale du bâtiment	27.55 m
Hauteur totale du bâtiment (avec L'acrotère)	38.74 m
Hauteur de sous-sol	2.72 m
Hauteur de RDC	4.42 m
Hauteur des étages courants	3.06 m

1.4. Donnée sismique de la structure :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon (le RPA 99/ version 2003) comme une zone de sismicité moyenne (zone IIA).

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ❖ La contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars}$.
- ❖ Le site selon le rapport géotechnique est de classe (S3).

N.B : la vue en plan et la vue en élévation se trouve en annexe.

1.4. Les éléments de l'ouvrage :

1.4.1. Planchers :

Le type de plancher adopter est le plancher semi-préfabriqué en « poutrelles + corps Creux + dalle de compression », pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.
- Néanmoins, il existe des zones où on a opté les dalles pleines, à cause de leurs Formes irrégulières (des triangles ou des trapèzes), et ça dans le but de minimiser Le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

1.4.2. Ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles (leur rôle est la stabilité et la rigidité de la structure) Ils sont destinés à reprendre les charges et surcharges et les transmettre aux fondations

1.4.3. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre structure comprend un seul type d'escalier : escalier à deux volées séparées par le palier de repos, réalisés en béton armé coulés sur place.

1.4.4. La terrasse :

Notre projet comporte une terrasse accessible, équipée d'une isolation thermique et d'une forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales ainsi que d'une étanchéité multicouche.

1.4.5. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

Dans notre cas au niveau de terrasse, notre bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur.

1.4.6. Maçonnerie :

- ❖ **Murs extérieurs (remplissage) :** Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15cm et 10cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5cm faite pour assurer l'isolation thermique et phonique.
- ❖ **Murs intérieurs (cloisons) :** Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm.

1.4.7. La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

1.4.8. Le revêtement :

Les revêtements sont comme suit :

- ❖ Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
- ❖ Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- ❖ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ❖ Céramique pour salle d'eau et cuisine.

1.4.9. Les fondations :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

1.4.10. Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage tunnel qui permettra de couler les planchers et les voiles simultanément. On appelle coffrage tunnel, un coffrage métallique composé de plusieurs panneaux solidarisés, formant ainsi une coquille. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurité de la main d'œuvre.
- Réduction des opérations manuelles.

1.4.11. Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

1.5. Règlementation et normes utilisés :

Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie L'étude de cet ouvrage est affectée conformément aux règlements ci-après :

- ❖ Le CBA93 (Code De Béton Armé « règles de conception et de calcul des structures en béton armé »).
- ❖ Le RPA (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).
- ❖ Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- ❖ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ❖ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

1.6. Définition des états limites et les hypothèses de calcul :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré cesse de remplir ses fonctions. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service.

1.6.1. Etats limites ultimes (ELU) :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- ❖ Etat limite de l'équilibre statique (renversement).
- ❖ Etat limite de résistance des matériaux constitutifs (rupture).
- ❖ Etat limite de stabilité de forme : instabilité élastique due au flambement pour les pièces élancées, Il est alors nécessaire de procéder à des vérifications particulières.

1.6.2. Hypothèse de calcul à L'ELU :

- ❖ Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).

Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

- ❖ Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton-acier)
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligée
- ❖ Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.
- ❖ Le diagramme des déformations limite d'une section satisfaite à la règle dite des pivots c'est-à-dire :
 - La résistance à la traction du béton est limitée à 3.5‰ en flexion simple et 2‰ compression simple.
 - Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
 - L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

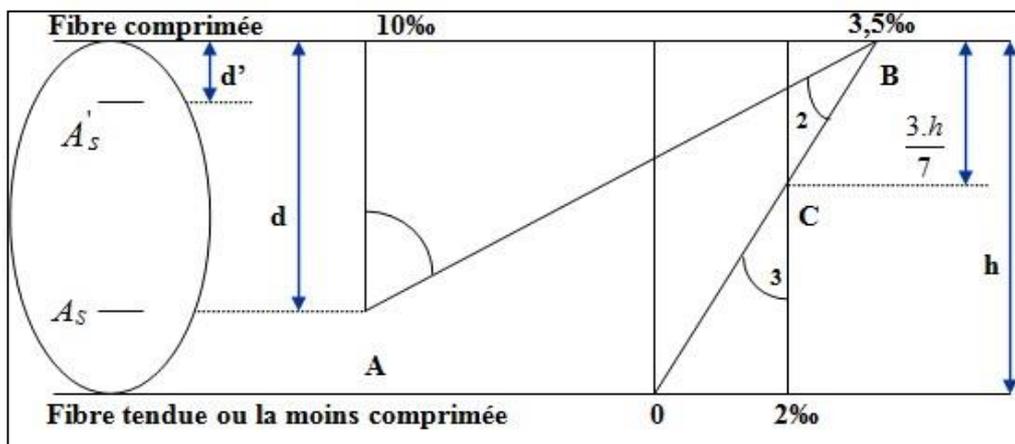


Figure 1 2 Diagramme déformations limites de la section.

1.6.3. Etats limites de service (ELS) :

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas

Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

une fissuration ou des déformations excessives. Cela pourrait entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Ils correspondent aux phénomènes suivants : Ouvertures successive des fissures, compression successive du béton, déformations successives des éléments porteurs, vibrations excessives et inconfortables Pertes d'étanchéité.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- ❖ La limite d'ouverture des fissures : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- ❖ La limitation de la compression du béton.
- ❖ La limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans des limites admissibles c'est à dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

1.6.4. Hypothèse de calcul à L'ELS :

En plus des hypothèses communes aux états limites ultimes et de service à savoir :

- ❖ Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).
- ❖ Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton acier)
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligée.

Nous mettons en évidence les hypothèses propres à l'état limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure :

- ❖ Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton $E_s = 15 E_b$; $n = 15$: Coefficient d'équivalence.

1.7. Caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul :

1.7.1. Béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, dont les caractéristiques sont :

- ❖ Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- ❖ Bonne résistance aux actions climatiques.
- ❖ Bonne résistance à la compression.
- ❖ Faible résistance à la traction.

Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

1.7.1.1. Dosage du béton :

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptée et à présenter une protection efficace de l'armature.

Notre composition courante de 1 m³ de béton est :

- ❖ 350 à 400 kg de ciment
- ❖ 175 à 200 l d'eau
- ❖ 400 kg de sables (dimension < 6 mm)
- ❖ 800 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm)

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

- ❖ Une résistance mécanique élevée.
- ❖ Un retrait minimum.
- ❖ Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

1.7.1.2. Résistance du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à 28 jours, dite résistance caractéristique à la compression et notée [f_{c28}], elle est obtenue par des essais d'écrasement d'éprouvette normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur par compression axiale après 28 jours de durcissement. Lorsque la sollicitation s'exerce sur le béton à l'âge $j < 28$ jours sa résistance à la compression est calculée selon la formule ci-dessous selon **BAEL 91(Art 2-1-11)**

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

Avec : $j \leq 28$ jours

Poids volumique du béton : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

Pour 28 jours $< j < 60$ jours $f_{cj} = f_{c28}$

Pour $j \geq 60$ jours..... $f_{cj} = 1.1f_{c28}$

Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

1.7.1.3. Résistance du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

1.7.1.4. Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

1.7.1.4.1. Module de déformation instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 33164.195 \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

1.7.1.4.2. Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.866 \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

1.7.1.5. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

- Le coefficient de poisson ν : (BAEL 91, art A.2.1,3). C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

A. $v = 0$ (À l'ELU) pour le calcul des sollicitations.

B. $v = 0.2$ (À l'ELS) pour le calcul des déformations.

1.7.1.6. Modèles de calcul :

1.7.1.6.1. A l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I.3, avec cette figure :

$0 \leq \varepsilon \leq 2\%$: c'est une section entièrement comprimée.

$2\% \leq \varepsilon \leq 3.5\%$: compression avec flexion.

Avec ε : Raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.3.4.1.}) [2]$$

Avec γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{en situation accidentale} \end{cases}$$

- 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$: si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$: si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

A 28 jours on a $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

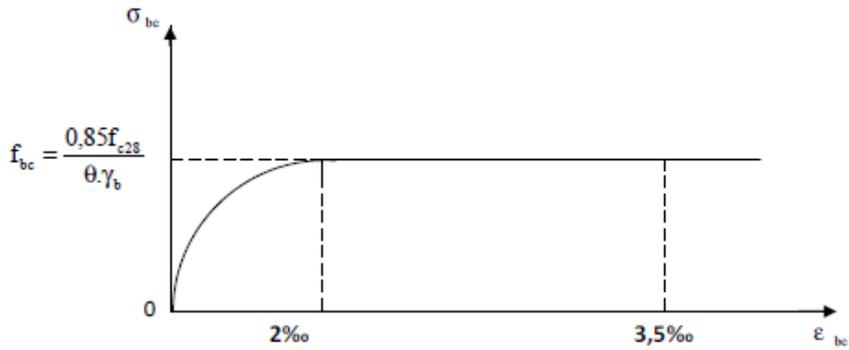
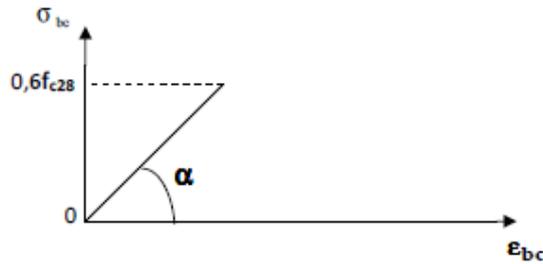


Figure 1 3 Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

1.7.1.8.2. A l'ELS :

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,56 \times f_{t28} \text{ (BAEL 91, art A.4.5)}$$



$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Figure 1 4 Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

1.7.1.9. Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

1.7.1.9.1. Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

1.7.1.9.2. Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

$$T_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

T_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

1.7.1.10. Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

2300 à 2400 daN/m S'il n'est pas armé.

2500 daN/m S'il est armé.

1.7.2. Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235, pour les armatures transversales.
- Haute adhérences (HA) : FeE400, pour les armatures longitudinales.

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant en fonction de la limite d'élasticité garantie f_e

1.7.2.1. Caractéristiques mécaniques :

Tableau 1 2 Différents types d'acier.

Type	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)
------	-------------	---------------------------------

Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

Ronds lisses	FeE235	235
Barre HA	FeE400	400

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 210000 \text{ MPa}$

1.7.2.2. Diagramme déformations contraintes :

Lors d'une justification à l'état limite ultime, le diagramme déformation contrainte à considérer est comme défini ci-dessous :

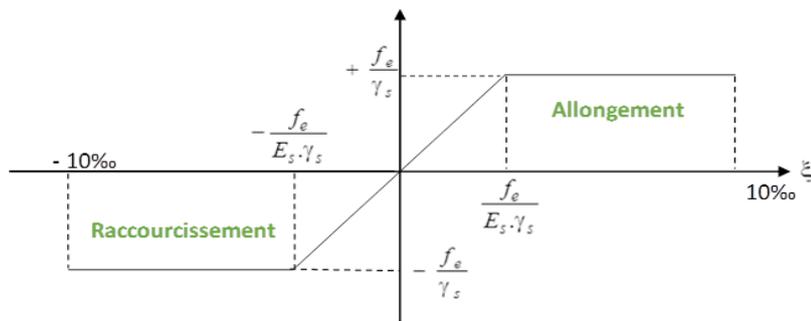


Figure 1 5 Diagramme contrainte déformation.

1.7.2.2.1. L'ELU :

Fissuration préjudiciable $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$. [BAEL91 /A.4.3.2]

f_e : Résistance élastique d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentel.} \end{cases}$$

1.7.2.2.2. L'ELS :

- a) Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow limitation à f_e [BAEL91/A.4.5,32]
- b) Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}})$ [BAEL91/A.4.5,33]
- c) Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \min(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}})$ [BAEL91/A.4.5,34]

Avec :

Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

n : Coefficient de fissuration

n = 1 Pour les ronds lisses RL.

n = 1.6 Pour les armatures à haute adhérence HA.

1.8. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

1.8.1. Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q.$$

1.8.2. Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : G + Q

1.8.3. Etat limite accidentelle :

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes RPA99 /2003 prévoit des combinaisons d'action suivantes

$$G+Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par $G+Q \pm 1,2E$.

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

- **Protection des Armatures (l'enrobage « e »)**

On adopte : $e = h-d$ avec $d = h-e$

- **Les hypothèses de calcul :**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

Chapitre 01 : Introduction et hypothèses de calcul

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le : **H.A. $f_e = 400 \text{ MPa}$**

Transversales : on a choisi le : **R.L. $f_e = 235 \text{ MPa}$**

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants et Descente des charges

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants et Descente des charges

2.1. Introduction :

Le prédimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant

Les règlements B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance, la stabilité

Et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation des planchers transmissent aux poutrelles puis aux poutres puis aux poteaux et finalement au bon sol par le biais des fondations.

- Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique pour les constructions en béton armé et sont reprises par les éléments de contreventement tel que voiles et portiques.

2.2. Prédimensionnement des poutres :

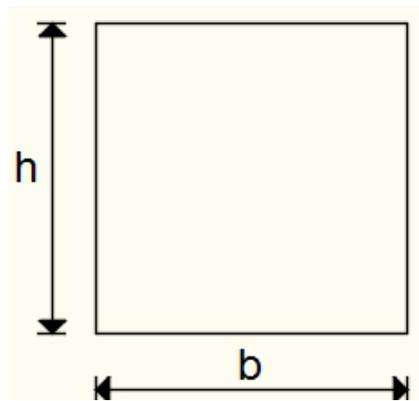


Figure 2 1 Section transversale d'une poutre.

2.2.1. Poutres principales :

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

Selon les Règles de BAEL93 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

- $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{la portée de la poutre} \\ h : \text{la hauteur de la poutre} \\ b : \text{la largeur de la poutre} \end{array} \right.$

Conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

❖ $b \geq 20 \text{ cm}$

❖ $h \geq 30 \text{ cm}$

❖ $\frac{h}{b} \leq 4$

Critères de flèche :

$L = 6.05 \text{ m}$

$$\frac{605}{15} \leq h \leq \frac{605}{10} \Rightarrow 40.33 \text{ cm} \leq h \leq 60.5 \text{ cm}$$

Pour le choix de b :

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

$18 \leq b \leq 36$ On prendra : **h = 60 cm** et **b = 40 cm**

Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 60 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées}$$

Donc la section de la poutre principale est de dimension $(40 \times 60) \text{ cm}^2$

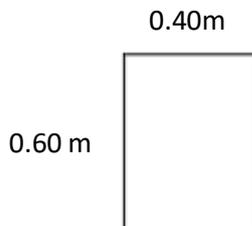


Figure 2 2 Poutres Principale.

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

2.2.2. Poutres secondaires :

Selon les Règles de BAEL93 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{la portée de la poutre} \\ h : \text{la hauteur de la poutre} \\ b : \text{la largeur de la poutre} \end{array} \right.$

Conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

❖ $b \geq 20 \text{ cm}$

❖ $h \geq 30 \text{ cm}$

❖ $\frac{h}{b} \leq 4$

Critères de flèche :

$$L = 5.60 \text{ m}$$

$$\frac{560}{15} \leq h \leq \frac{560}{10} \quad 37.33 \text{ cm} \leq h \leq 56 \text{ cm}$$

Pour le choix de b :

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

$$16 \leq b \leq 32$$

On prendra : $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

. Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

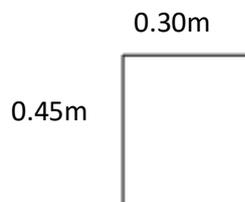


Figure 2 3 Poutre secondaires.

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.3 < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées}$$

Donc la section de la poutre secondaires est de dimension

$$(30 \times 40) \text{ cm}^2$$

2.3. Prédimensionnement des planchers :

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux et
- Planchers à dalle pleine.

2.3.1. Plancher à corps creux :

Le Plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression et d'un corps creux, ces types de plancher sont utilisés à cause de leur aspect économique et présentent une bonne isolation thermique et acoustique.

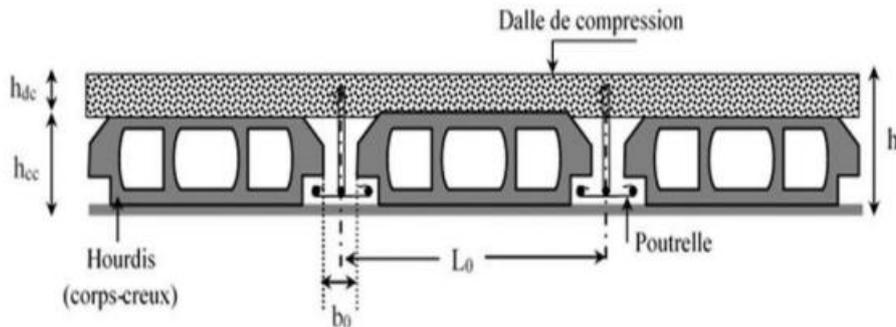


Figure 2 4 Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec :

h : Epaisseur totale du plancher.

h_{dc} : Epaisseur de la dalle de compression.

$(h - h_{dc})$: Epaisseur du corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \text{selon le [BAEL91 / 7.6.8, 424]}$$

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

Avec :

L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

On $L_{max} = 530\text{cm}$

$$\frac{530}{25} \leq h_t \leq \frac{530}{20} \Rightarrow 21.2 \leq h_t \leq 26.5$$

On prendra : $h_t = (20+4) \text{ cm} = 24\text{cm}$.

2.3.2. Plancher à dalle pleine :

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher haut du sous-sol afin d'obtenir une bonne résistance aux efforts horizontaux cumulés dû au séisme.

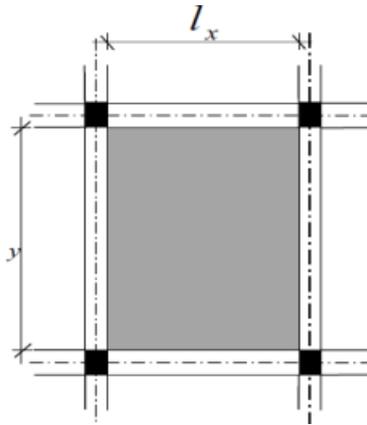


Figure 2 5 Dimensions d'un panneau de dalle

. Condition de résistance à la flexion (BAEL91) :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle h_d est donnée par :

- Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.40$

- La charge doit être uniformément répartie :

$$h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right)L_x$$

- Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :

- $0.40 \leq \rho \leq 1$

- La charge doit être uniformément répartie ou bien dalle soumise à une charge concentrée.

$$h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right)L_x$$

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

Avec : $L_y \leq L_x$

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle.

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet ; nous avons :

$$L_x = (5,60 - 0,40) = 5,20m$$

$$L_y = (6,05 - 0,40) = 5,65m$$

$$\rho = \frac{5,20}{5,65} = 0,86 \Rightarrow 0,40 \leq 0,86 \leq 1$$

Donc ; la dalle porte suivant les deux sens

$$\frac{L_x}{50} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40} L_x$$

$$\frac{520}{50} = 10,04 \leq e \leq \frac{520}{40} = 13$$

On prend : $hd1 = 12cm$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

➤ **Condition d'isolation acoustique :**

- Contre les bruits ariens : $h_{d2} = 14 cm$
- Contre les bruits d'impacts : $h_{d1} = 16 cm$

➤ **Condition de sécurité en matière d'incendie :**

- Pour une heure de coupe de feu $h_{d3} = 7 cm$
- Pour deux heures de coupe de feu $h_{d3} = 11 cm$
- Pour quatre heures de coupe de feu $h_{d3} = 17,5 cm$

On a la structure se situe dans une sonne urbaine, alors on estime le temps d'intervention est de deux heur au plus, alors ; $hd3 = 11cm$

Conclusion : Donc pour satisfaire les différentes conditions ci-dessus, on adoptera comme épaisseur pour la dalle pleine : $hd = \max (hd1 ; hd2 ;) = \max (12 ; 16 ; 11) cm$

=> **$h_d = 16 cm$**

2.4. Les Voiles :

Le dimensionnement des voiles en béton armé doit être justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003), les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux.

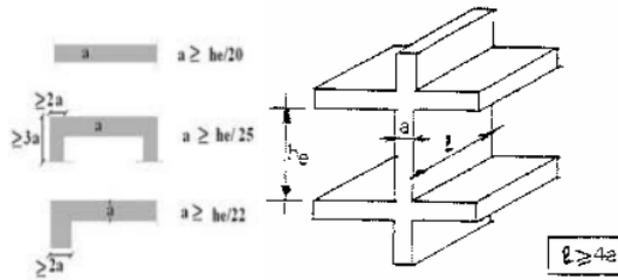


Figure 2.6 Coupe de voile.

2.4.1. Voiles de contreventement :

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. L'épaisseur minimale est de 15 cm. de plus ; cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées sur (la Fig. 2.6)

- Voile linéaire où le RPA exige que l'épaisseur : $a = \frac{h_e}{20}$

On a pour RDC : $h_e = 442 - 40 = 402 \text{ cm}$;

Et pour l'étage courant : $h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$

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

$$e \geq \max\left(15; \frac{402}{20}\right) = e \geq \max(15; 20.1)$$

$$e \geq \max\left(15; \frac{266}{20}\right) = e \geq \max(15; 13.3)$$

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

2.4.2. Voiles de périphériques :

Selon le RPA 99 (version 2003), l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e . [Article 7.7.1]

$$\begin{cases} e_{\min} = 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{25} \end{cases}$$

$$e \geq \frac{272-40}{25} = 9.28 \text{ cm}$$

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

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

2.5. Plancher Terrasse accessible :

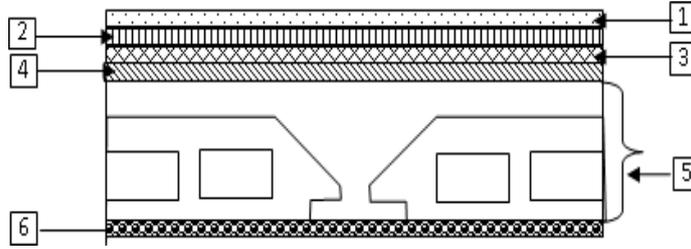


Figure 2 7 Plancher terrasse inaccessible.

Calcul de forme de pente (h_{moy}) :

$\Delta h = 18.20$ Cm selon la pente la plus décorable au niveau de la Terrasse.

$$h_{moy} = 5 + \frac{18.2}{2} = 14.1 \text{ cm on prend } 15 \text{ cm}$$

Tableau 2 1 Plancher Terrasse accessible.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Forme de pente (h_{moy})	0,15	22	3.3
Isolation thermique	0,04	4	0,16
Plancher à corps creux (20+4)	0.24	/	3.30
Enduit au ciment	0,015	18	0,27
Charges permanentes :			7.4
Surcharge d'exploitation : Terrasse accessible			3.5

2.5.1. Plancher Etage Courant :

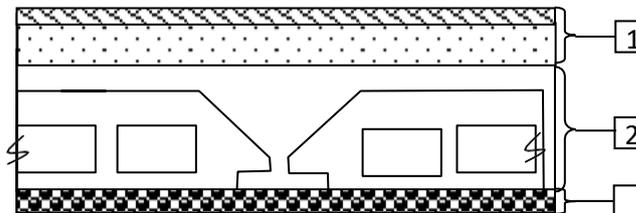


Figure 2 8 Section transversale d'un plancher.

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

Tableau 2 2 Plancher étage courant.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Enduit en ciment	0.015	18	0.27
Plancher à corps creux (20+4)	0.24	/	3.30
Cloisons	/	/	0,75
Charges permanentes :			5.12
Surcharge d'exploitation : habitation			1.5

2.5.2. Plancher RDC :

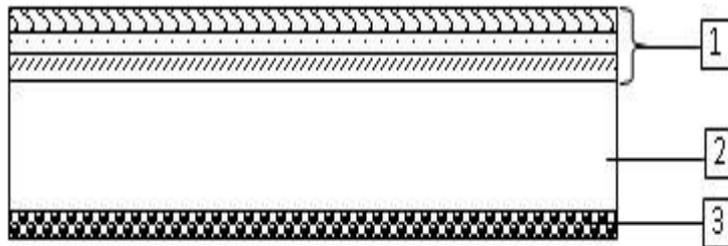


Figure 2 9 Coupe transversale du plancher RDC.

Tableau 2 3 Plancher RDC.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage +sable+Mortier de pose	0.05	/	1.04
Dalle pleine enbéton armé	0.16	25	4
Enduit en ciment	0.015	18	0.27
Cloisons	/	/	0.75
Charges permanentes :			6.06
Surcharge d'exploitation : commerciale			2.5

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

2.5.3. Plancher S-SOL :

Tableau 2 4 Plancher S-SOL.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Dalle en BA	0,16	25	4
Enduit en ciment	0.015	18	0.27
Cloisons	/	/	0.75
Charges permanentes :			5.82
Surcharge d'exploitation : parking			5

2.5.4. Balcon :

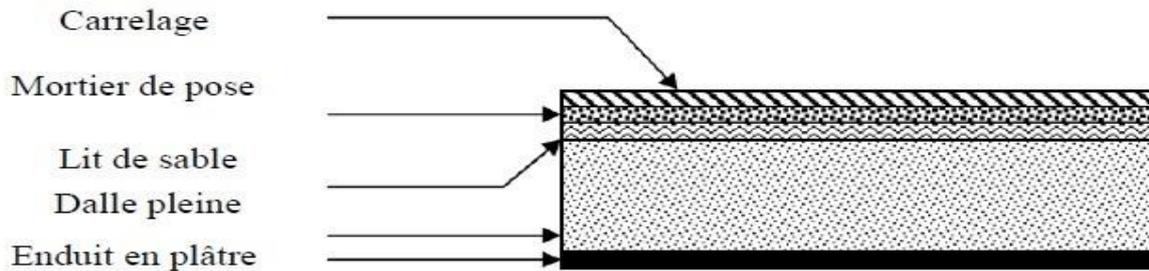


Figure 2 10 Balcon.

Tableau 2 5 Plancher balcon.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Dalle en BA	0.15	25	4
Enduit en ciment	0.02	18	0,36
Charges permanentes :			4.91
Surcharge d'exploitation : balcon			3.5

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

2.5.5. Mur Extérieure :

Tableau 2 6 Mur extérieurs (double parois).

Enduit en ciment	0,02	18	0.36
Brique creuse	0,15	13	1,95
Lame d'air	0,5	0	0
Parois en brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charges permanentes :			3.57

2.5.6. Mure Intérieur :

Tableau 2 7 Murs intérieur.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m³)	G (KN/m²)
Parois en brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit en plâtre	0,01 x 2	10	0,2
Charges permanentes :			1.10

2.5.7. Poteaux :

Pour le prédimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression. Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1,2,..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

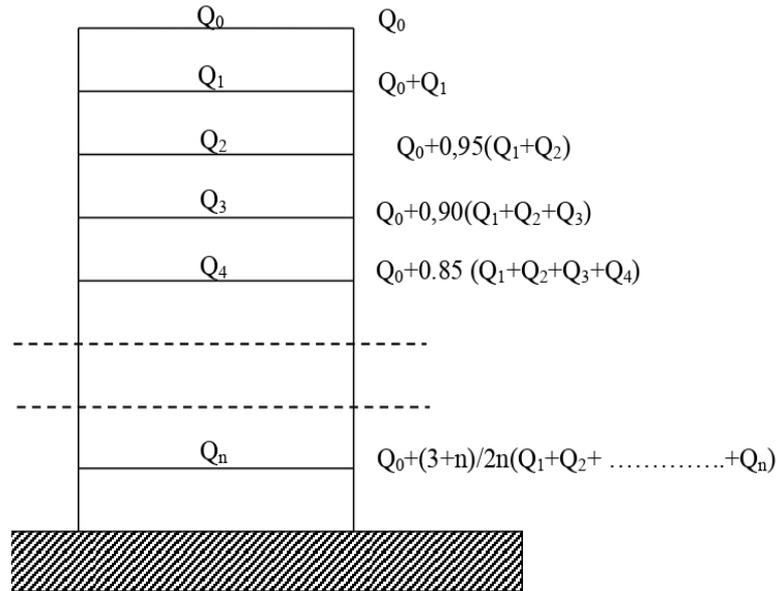


Figure 2 11 Schéma de la loi de dégression.

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

- Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003)

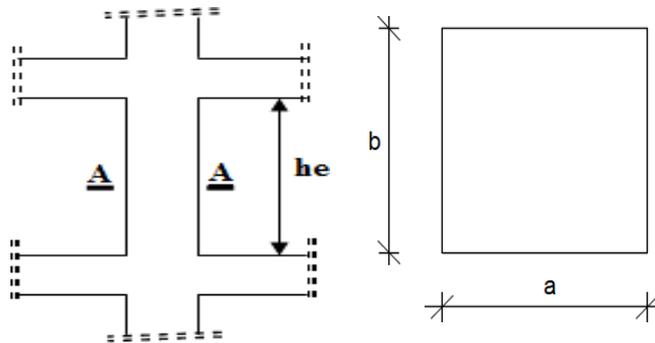


Figure 2 12 Schéma représentatif d'un étage courant.

$$\begin{cases} \text{Min}(a; b) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{min}(a; b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec : h_e : hauteur libre de l'étage.

D'après les règles BAEL91 : la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{\text{rés.th}} \leq (Br \times \sigma_b + A \times \sigma_s)$$

Br : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur toute sa périphérie avec :

$$Br = (a - 2)(b - 2); a \text{ et } b : \text{ en [cm].}$$

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

La résistance du béton comprimé : $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

$$\text{Pour : } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

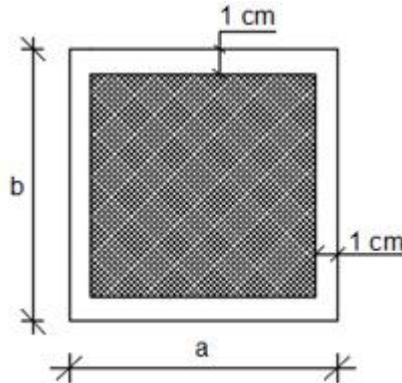


Figure 2 13 Section réduite du béton.

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1,5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15

f_e : Nuance de l'acier (limite d'élasticité ; $f_e = 400 \text{ MPa}$)

A : Section de l'armature à mettre en place

α : Coefficient dépendant de l'élanement λ

➤ La formule générale donne :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,86 \left(\frac{A}{B_r}\right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \dots \dots \dots *$$

On prend : $\frac{A}{B_r} = 0,8\% = 0,008$ (zone IIa) (Mostaganem) [RPA99/V2003]

- σ_s : Contrainte de l'acier ; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$.
- σ_b : Résistance de calcul du béton ; $\sigma_b = 0,86 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,20 \text{ MPa}$.

Suivant les règles BAEL91 : pour un poteau rectangulaire ($a \leq b$), il est préférable de prendre

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

$$\lambda \leq 35$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (*), on trouve :

$$B_r \geq \frac{1,2.N_u}{\left[\frac{14,2}{0,9} + 0,86 \left(\frac{0,8}{100} \right)^{\frac{400}{1,15}} \right] \times 10} = 0,6613690 N_u \rightarrow B_r \geq 0,6613690 N_u$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que : $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ en [cm²] ; D'après le critère de résistance, on a :

$$P_u = 1,35N_g + 1,5N_q$$

Avec :

N_g : Effort normal dus aux charges permanentes.

N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$N_u = 1,15 \times P_u$ D'après les règles BAEL91.

On va faire le dimensionnement en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et

On prend : $a=b$

➤ Condition de flambement :

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \quad ; \quad \text{avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } B = a \times b. \quad [\text{BAEL91 / B.8.4.1}]$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration de la section du béton.

I : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

B : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a : $L_f = 0,7 \times L_0$;

Avec : L_0 : Longueur libre du poteau.

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Tableau 2 8 récapitulatif des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]
3,06	Haut 10 -ème étage	8,17	1,5
3,06	Haut 9 -ème étage	13,29	3
3,06	Haut 8 -ème étage	18,41	4,35
3,06	Haut 7 -ème étage	23,53	5,55
3,06	Haut 6 -ème étage	28,65	6,6
3,06	Haut 5 -ème étage	33,77	7,5
3,06	Haut 4 -ème étage	38,89	8,25
3,06	Haut 3 -ème étage	44,01	9
3,06	Haut 2 -ème étage	49,13	9,75
3,06	Haut 1 -ème étage	54,25	12,25
4,42	RDC	59,37	13
2,72	SOUS SOL	64,49	13,75

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{upp} [KN]	N _{ups} [KN]	N _{ulong} [KN]	N _{upot} [KN]	N _{planc} [KN]	Nu [KN]	Ns [KN]	Br [cm ²]	a	Choix	Vérification RPA	Verif flambe-ment
3,06	Haut 10 - ème étage	8,17	1,5	27,565	22,680		0,000	449,909	500,155	364,838	331,485	20,207	35	22,056	21,201
3,06	Haut 9 - ème étage	13,29	3	55,131	45,360		10,791	760,318	871,599	634,336	577,666	26,035	35	29,082	21,201
3,06	Haut 8 - ème étage	18,41	4,35	82,696	68,040		21,581	1063,104	1235,421	898,751	818,794	30,615	40	34,617	18,551
3,06	Haut 7 - ème étage	23,53	5,55	110,261	90,720		35,675	1358,266	1594,923	1160,532	1057,059	34,512	40	39,337	18,551
3,06	Haut 6 - ème étage	28,65	6,6	137,827	113,400		49,769	1645,806	1946,802	1417,230	1290,273	37,920	45	43,470	16,490
3,06	Haut 5 - ème étage	33,77	7,5	165,392	136,080		67,607	1925,722	2294,801	1671,619	1520,915	40,999	45	47,210	16,490
3,06	Haut 4 - ème étage	38,89	8,25	192,957	158,760		85,445	2198,016	2635,178	1920,927	1746,504	43,791	50	50,609	14,841
3,06	Haut 3 - ème étage	44,01	9	220,523	181,440		107,467	2470,309	2979,739	2173,334	1974,867	46,439	50	53,831	14,841
3,06	Haut 2 - ème étage	49,13	9,75	248,088	204,120		129,489	2742,603	3324,299	2425,741	2203,230	48,939	55	56,871	13,492

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

3,06	Haut 1 - ème étage	54,25	12,25	275,653	226,800		395,953	3103,832	4002,238	2918,506	2652,544	53,503	55	62,381	13,492
4,42	RDC	59,37	13	303,218	249,480	44,609	422,600	3376,125	4396,032	3207,382	2913,538	55,977	60	65,395	17,864
2,72	SOUS SOL	64,49	13,75	330,784	272,160	44,609	470,835	3648,419	4766,807	3479,207	3159,274	58,207	60	68,110	10,993

Tableau 2 9 descente de charge.

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments résistants

2.3. Conclusion :

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, nous a permis d'avoir une idée sur les dimensions des éléments structuraux afin d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton

Chapitre 03 : Etude Des Planchers

Chapitre 03 : Etude des planchers

3.1. Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

- ❖ Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre des charges verticales aux éléments porteurs verticaux. Tel que les poutres principales et les voiles. Ils sont infiniment rigides horizontalement.
- ❖ Celle d'isolation thermique et acoustique.

Dans notre construction, on distingue type de planchers :

- Planchers à corps creux.

3.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles de section en forme de "Te".
- Dalle de compression collaborant avec la poutrelle et armé d'un treillis soudé.

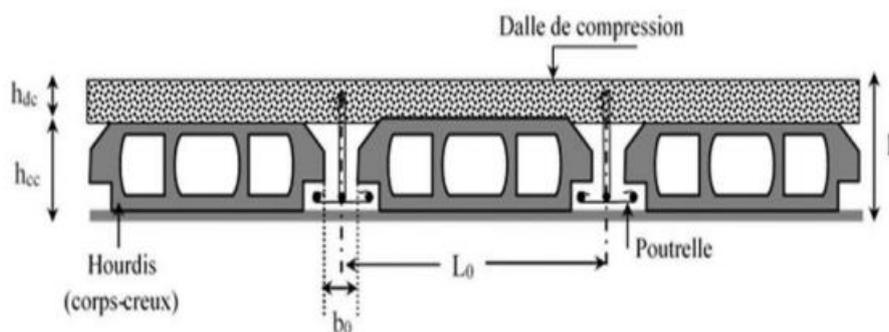


Figure 3 1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

3.2.1. Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages :

- Hauteur totale de 25 cm, dont 20cm pour la hauteur du corps creux et 5cm pour celle de la dalle de Compression.

Chapitre 03 : Etude des planchers

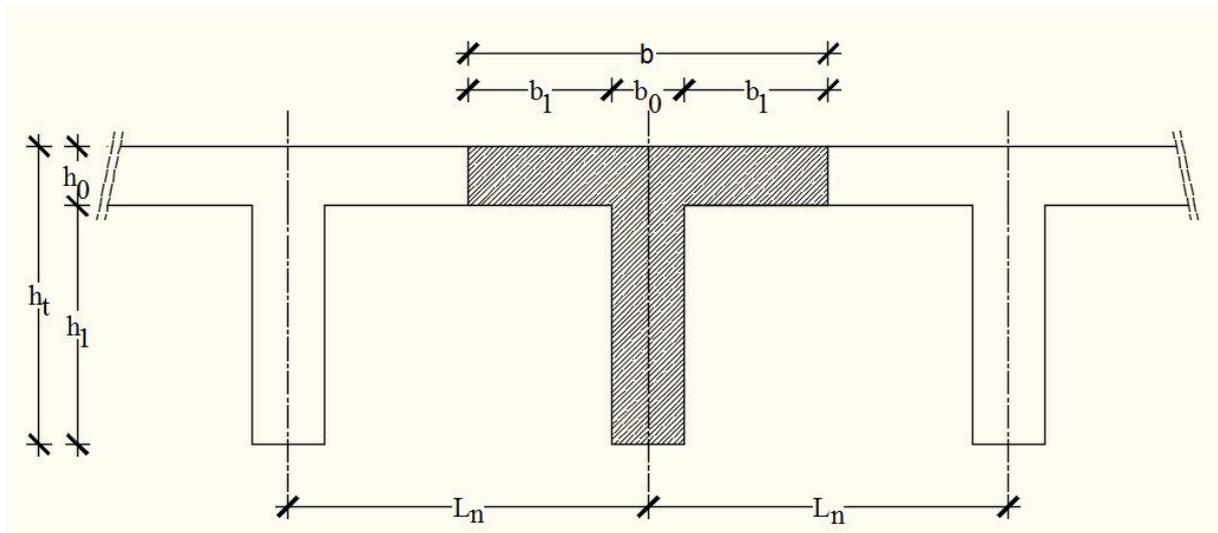


Figure 3 2 Schéma des poutrelles.

$$h_t = 24\text{cm} , h_1 = 20\text{cm} , h_0 = 4\text{cm}$$

D'après le [BAEL91/A.4.1.3] ; on a : $L_n = 60\text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq (6 \div 8)h_0 \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \end{array} \right.$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTR.B.C.2.2/Annexe C3] ;

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 5\text{ m}$)

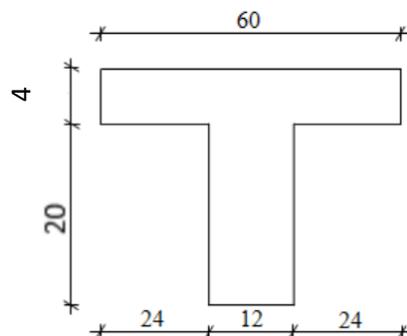


Figure 3 3 Schéma des poutrelles.

Chapitre 03 : Etude des planchers

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$)

On prend $b_1 = 24\text{cm}$.

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$B = 2b_1 + b_0 = 60\text{cm}$$

3.2.2. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression se fera par respect des conditions suivantes données par l'article [B 6.8.4.2.3 du BAEL91].

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ;
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note :

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{Si } L_n \leq 50\text{cm} \text{ alors } \rightarrow A_{\perp} = \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{//} \geq \frac{4L_n}{f_e}$$

3.2.2.1. Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre plancher, on a : $L_n = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0.60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix De Armature :

$$2T8 \Rightarrow A = 1.01 \text{ cm}^2$$

($\emptyset 8 \Rightarrow e = 15\text{cm}$).

3.2.2.2. Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.01}{2} = 0.505 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$3T6 \Rightarrow A = 0.85 \text{ cm}^2$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

Donc : Le treillis soudé adopté est : TS Ø6 (200x200) mm².

3.2.3. Evaluation de ma charge :

Etat limite ultime : $qu = 1.35G + 1.5Q \times b$

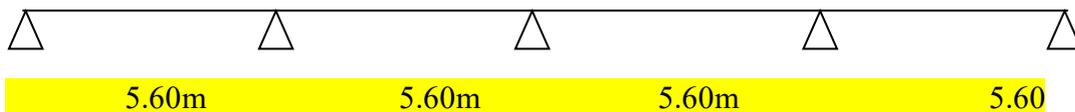
Etat limite de service : $qs = (G + Q) \times b$

Type de plancher	Destinations	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	(b) [m]	Qu [KN/ml]	Qs [KN/ml]
Terrasse	Accessible	7.40	1,50	0,6	7.344	5.34
Etage courant	Habitation de 1 ^{er} à 10 ^{ème}	5.12	1,50	0,6	5.497	3.972

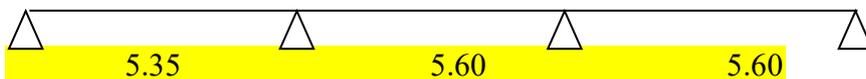
3.3. Les Différents types des poutrelles :

3.3.1 Schémas statique courant :

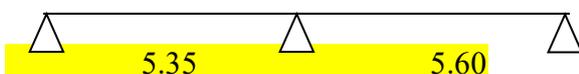
Type 01



Type 02

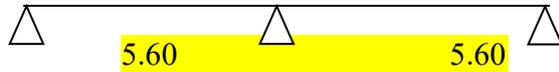


Type 03

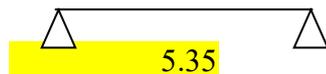


Chapitre 03 : Etude des planchers

Type 04



Type 05



3.4. Choix de la méthode de calcul :

Pour déterminer les efforts internes dans les poutres, qui sont considérées comme des Poutres continues avec plusieurs appuis, on peut utiliser l'une des deux méthodes simplifiées

- ✓ La méthode forfaitaire.
- ✓ La méthode de Caquot minorée.

3.4.1. Le principe de la méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des Planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- ✓ La fissuration est considérée comme peu nuisible.
- ✓ L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.
- ✓ La surcharge d'exploitation est modérée c'est -à- dire : $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$
- ✓ Les éléments de poutre ont une section constante.
- ✓ Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.

• Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Plancher terrasse :

1. $Q = 150 \text{ daN/m}^2$ pour plancher terrasse.
Donc $Q = 150 \text{ daN/m}^2 < \max (2G ; 500)$ condition vérifiée
2. Les moments d'inerties sont constants. Condition vérifiée
3. $0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l} = \frac{5.60}{5.35} = 1.01 \leq 1.25$ condition non vérifiée

Chapitre 03 : Etude des planchers

4. La fissuration est peu nuisible condition vérifiée

Conclusion :

La méthode forfaitaire est applicable pour les quatre types.

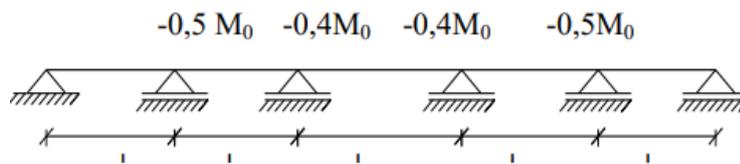
- Méthode forfaitaire :

Soit M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portique la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

α : Coefficient ;

P : La surcharge d'exploitation non pondérée et

G : La charge permanente non pondérée.



- **Moment en travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1 + 0.3\alpha) ; 1.05]M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \quad (\text{Dans le cas d'une travée de rive}) \\ M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \quad (\text{Dans le cas d'une travée intermédiaire}) \end{array} \right.$$

M_w : Le moment en appuis de gauche et M_e : Le moment en appuis de droite.

- **Moments sur appuis de rive : M_{ar}**

$M_{ar} = 0 \rightarrow$ pour appuis simples

$M_{ar} = -0.2 M_0 \rightarrow$ pour semi encastrement

$M_{ar} = -0.4 M_0 \rightarrow$ pour un encastrement

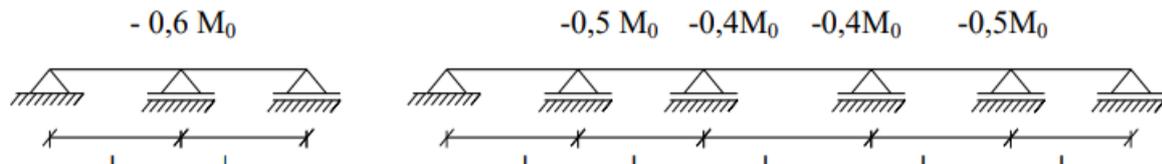
Chapitre 03 : Etude des planchers

- **Moment sur appuis intermédiaires : M_{ai}**

$M_{ai} = -0.6 M_0 \rightarrow$ cas d'une poutre à deux travées

$M_{ai} = -0.5 M_0 \rightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

$M_{ai} = -0.4 M_0 \rightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires.



3.4.2. Application de la méthode forfaitaire (Planche Terrassé) :

- **Type de poutrelle à étudiée :**

Type 01 :

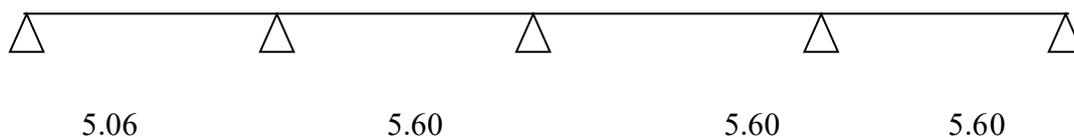


Figure 3.3 : schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type 1.

- **Moment fléchissant en appuis :**
- **Moment de la travée considéré supposé simplement appuyée :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{01}^u = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{7.344 \times 5.60^2}{8} = 28.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{02}^u = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{7.344 \times 5.6^2}{8} = 28.78 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{01}^s = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{5.34 \times 5.60^2}{8} = 20.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{02}^s = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{5.34 \times 5.6^2}{8} = 20.93 \text{ KN.m}$$

- **Appuis de rives (1 et 5) :**

Chapitre 03 : Etude des planchers

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{01}^u = -0.2 \times M_{01}^u = -0.2 \times 28.87 = -5.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{06}^u = -0.2 \times M_{01}^u = -0.2 \times 28.78 = -5.75 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{01}^s = -0.2 \times M_{01}^s = -0.2 \times 20.93 = -4.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{06}^s = -0.2 \times M_{01}^s = -0.2 \times 20.93 = -4.18 \text{ KN.m}$$

• **Appuis de intermédiaires (2et 4) :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{02}^u = -0.5 \times M_{01}^u = -0.5 \times 28.78 = -14.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{05}^u = -0.5 \times M_{01}^u = -0.5 \times 28.78 = -14.39 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{02}^s = -0.5 \times M_{01}^s = -0.5 \times 20.93 = -10.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{05}^s = -0.5 \times M_{01}^s = -0.5 \times 20.93 = -10.46 \text{ KN.m}$$

• **Appuis de intermédiaires (3):**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{03}^u = -0.4 \times M_{01}^u = -0.4 \times 28.78 = -11.51 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{02}^s = -0.6 \times M_{01}^s = -0.4 \times 20.93 = -8.37 \text{ KN.m}$$

a) Moment fléchissant en travée :

$$0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}; \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.60}{7.344+0.60} = \mathbf{0.109}$$

$$0 \leq 0.109 \leq \frac{2}{3} \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Travées de rives (1-2) et (4-5) :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

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

Chapitre 03 : Etude des planchers

Travée (1-2) et (4-5) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^u + \frac{M_{a1} + M_{a2}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.109); 1.05] M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.109}{2} \right) M_{01}^u \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^u + \frac{5.75 + 14.39}{2} \geq \max[1.03; 1.05] M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0.62 M_{01}^u \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^u + 10.07 \text{ KN.m} \geq 1.05 M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0.62 M_{01}^u \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^u + 0.35 M_{01}^u \geq 1.05 M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0.62 M_{01}^u \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^u \geq 0.7 M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0.62 M_{01}^u \end{array} \right.$$

=> Donc en prend : $M_{t1}^u \geq 0.7 M_{01}^u \Rightarrow M_{t1}^u = 0.7 \times 28.78 \Rightarrow \mathbf{M_{t1}^u = 20.14 \text{ KN.m}}$

➤ Etat limite de service (ELS) :

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

Travée (1-2) et (4-5):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^s + \frac{M_{a1} + M_{a2}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.109); 1.05] M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.109}{2} \right) M_{01}^s \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^s + \frac{4.18 + 10.46}{2} \geq \max[1.03; 1.05] M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0.62 M_{01}^s \end{array} \right.$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^s + 7.32 \text{ KN.m} \geq 1.05M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0.62M_{01}^s \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^s + 0.35M_{01}^s \geq 1.05M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0.62M_{01}^s \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^s \geq 0.7M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0.62M_{01}^s \end{array} \right.$$

Donc on prend : $M_{t1}^s \geq 0.7M_{01}^s \Rightarrow M_{t1}^s = 0.7 \times 20.93 \Rightarrow \mathbf{M_{t1}^s = 14.65 \text{ KN.m}}$

- **Travée intermédiaire (2-3) et (3-4) :**

- Etat limite ultime (ELU) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^u + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0^u \\ M_t^u \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{array} \right.$$

Travée (2-3) et (3-4) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^u + \frac{M_{a3} + M_{a2}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.109); 1.05]M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.109}{2}\right)M_{02}^u \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^u + \frac{11.51 + 14.39}{2} \geq \max[1.03; 1.05]M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq 0.52M_{02}^u \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^u + 12.95 \text{ KN.m} \geq 1.05M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq 0.52M_{02}^u \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^u + 0.45M_{02}^u \geq 1.05M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq 0.52M_{02}^u \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^u \geq 0.6M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq 0.52M_{02}^u \end{array} \right.$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

Donc en prend : $M_{t2}^u \geq 0.6M_{01}^u \Rightarrow M_{t1}^u = 0.6 \times 28.78 \Rightarrow \mathbf{M_{t1}^u = 12.46 \text{ KN.m}}$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^s + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0^s \\ M_t^s \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^s \end{array} \right.$$

Travée (2-3) et (3-4) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^s + \frac{M_{a3} + M_{a4}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.169); 1.05]M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.109}{2}\right)M_{02}^s \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^s + \frac{8.37 + 10.46}{2} \geq \max[1.03; 1.05]M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq 0.52M_{02}^s \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^s + 9.41 \text{ KN.m} \geq 1.05M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq 0.52M_{02}^s \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_{02}^s + 0.45M_{02}^s \geq 1.05M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq 0.52M_{02}^s \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^s \geq 0.6M_{t1}^s \\ M_{t2}^s \geq 0.52M_{02}^s \end{array} \right.$$

Donc en prend : $M_{t2}^u \geq 0.6M_{02}^s \Rightarrow M_{t2}^s = 0.6 \times 20.93 \Rightarrow \mathbf{M_{t1}^s = 12.55 \text{ KN. m}}$

a. Efforts tranchants :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$T_{01}^u = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{7.344 \times 5.60}{2} = 20.56 \text{ KN}$$

$$T_{02}^u = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{7.344 \times 5.6}{2} = 20.56 \text{ KN}$$

$$T_{03}^u = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{7.344 \times 5.6}{2} = 20.56 \text{ KN}$$

$$T_{04}^u = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{7.344 \times 5.6}{2} = 20.56 \text{ KN}$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

➤ Etat limite service (E.L.S) :

$$T_{01}^s = \frac{q_s \times l_1}{2} = \frac{5.34 \times 5.60}{2} = 14.95 \text{ KN}$$

$$T_{02}^s = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{5.34 \times 5.6}{2} = 14.95 \text{ KN}$$

$$T_{03}^s = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{5.34 \times 5.6}{2} = 14.95 \text{ KN}$$

$$T_{04}^s = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{5.34 \times 5.6}{2} = 14.95 \text{ KN}$$

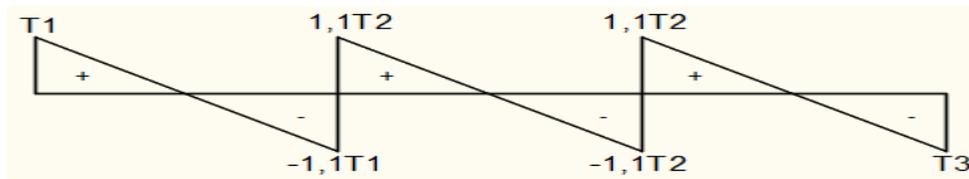


Figure 3 4 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$T_1^u = 20.56 \text{ KN}$$

$$T_2^u = -1.1 \times 20.56 \implies T_2^u = -22.61 \text{ KN}$$

$$T_2^u = 1.1 \times 20.56 \implies T_2^u = 22.61 \text{ KN}$$

$$T_3^u = -1.1 \times 20.56 \implies T_3^u = -22.61 \text{ KN}$$

$$T_3^u = 1.1 \times 20.56 \implies T_3^u = 22.61 \text{ KN}$$

$$T_4^u = -20.56 \text{ KN}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$T_1^u = 14.95 \text{ KN}$$

$$T_2^u = -1.1 \times 14.95 \implies T_2^u = -16.44 \text{ KN}$$

$$T_2^u = 1.1 \times 14.95 \implies T_2^u = 16.44 \text{ KN}$$

$$T_3^u = -1.1 \times 14.95 \implies T_3^u = -16.44 \text{ KN}$$

$$T_3^u = 1.1 \times 14.95 \implies T_3^u = 16.44 \text{ KN}$$

$$T_4^u = -14.95 \text{ KN}$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

Tableau 3 1 récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchants.

Moment en appuis max [KN. m]		Effort tranchant max [KN]		Moment en travées max [KN. m]	
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
-14.39	-10.46	22.61	16.44	20.14	14.65

4. Détermination des armatures :

A. En Travée:

➤ Etat limit ultima (ELU):

$$M_t^u = 20.14 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$d = h - h/10 = 24 - 24/10 = 24 - 2.4 = 21.6 \text{ cm}$$

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

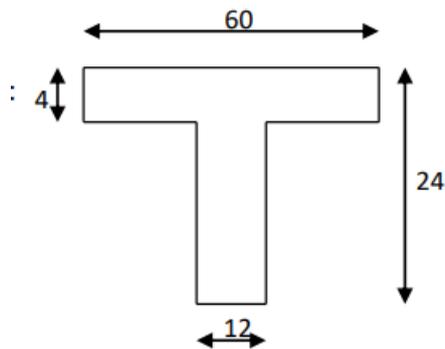


Figure 3 5 Section de calcul.

$$M_T = 14.2 \times 60 \times 4 \times \left(21.6 - \frac{4}{2}\right) \rightarrow M_T = 77020.8 \text{ N.m}$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

$M_t^u = 20140 \text{ N.m} < M_T = 77020.8 \text{ N.m} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

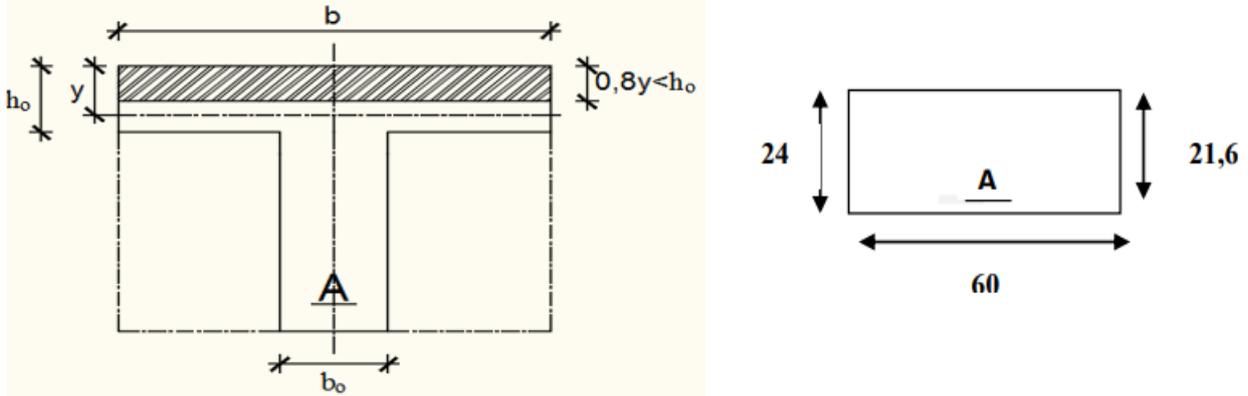


Figure 3 6 Section de calcul en travée.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{20140}{60 \times 21.6^2 \times 14,2} = 0.05$$

$\mu = 0,024 < \mu_L = 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,064$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20140}{0,974 \times 21.6 \times 348} = 2.75 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 21.6 \cdot \frac{2,1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (2.75 \text{ cm}^2; 0.31 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 2.75 \text{ cm}^2$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

Donc on adopte : $A_{S1} = 3 \text{ T12} = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}} = 14.65 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de l'étendu de la zone comprimée :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 3.39(21.6 - 4) = -414.9 < 0$$

=> La zone comprimée se trouve dans la table de compression la section de calcul est une section en T.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12)4 + 15 \times 3.39}{12} = 20.23 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 12)4^2 + 30 \times 3.39 \times 21.6}{12} = 247.06 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -20.23 + \sqrt{20.23^2 + 247.06} = 5.38 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 5.38^3 - (60 - 12)(5.38 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.39(21.6 - 5.38)^2 = 16450.41 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_t^s}{I} = \frac{14650}{16450.41} = 0.89$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.89 \times 5.38 = 4.78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.89 \times (21.6 - 5.38) = 216.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_{eE} ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] \text{ Avec : } \eta = 1.6 \Rightarrow \text{Barre HA}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [266.66 ; 201.63] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Donc : Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

b. En Appuis:

➤ ELU:

$$M_a^u = -14.39 \text{ KN.m}$$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$ La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 25) \text{ cm}^2$.

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{14390}{12 \times 21.6^2 \times 14,2} = 0.18$$

$\mu = 0,18 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) $\rightarrow A'$ n'existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.25$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0.900$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14390}{0.900 \cdot 21.6 \cdot 348} = 2.12 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 21.6 \cdot \frac{2,1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (2.12 \text{ cm}^2; 0.31 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 2.12 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 2 \text{ HA16} = 2.26 \text{ cm}^2$

➤ (E.L.S) :

$$M_a^{\text{ser}} = -10.46 \text{ KN.m}$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

Flexion simple Section rectangulaire avec A'Æ Acier FeE400	}	$\Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$
--	---	---

Avec : $y = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{20140}{10460} = 1.92$

$\alpha = 0.28 \leq \frac{1.92 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.71 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• **Conclusion :**

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Fissuration peu nuisible maintenues. Aucune vérification pour (σ_s)	}	\Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U seront
---	---	--

4.1. Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\max} = 22.61 \text{ KN}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :
[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0.28 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0.9 \times d = 0.9 \times 21.6 \Rightarrow a = 19.44 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = 22610 \text{ N} \leq 0.28 \times 19.44 \times 12 \times 25 \times 100 = 145800 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

Chapitre 03 : Etude des planchers

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{1.15}{400} \left[20610 + \frac{14390}{0.9 \times 21.6} \right] \times 10^{-2} = 0.61 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b_0 \times d} = \frac{20610}{12 \times 21.6 \times 100} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d. Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

a) Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1\text{min}} \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{24}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right] = 0.68 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 2\phi_8 \Rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

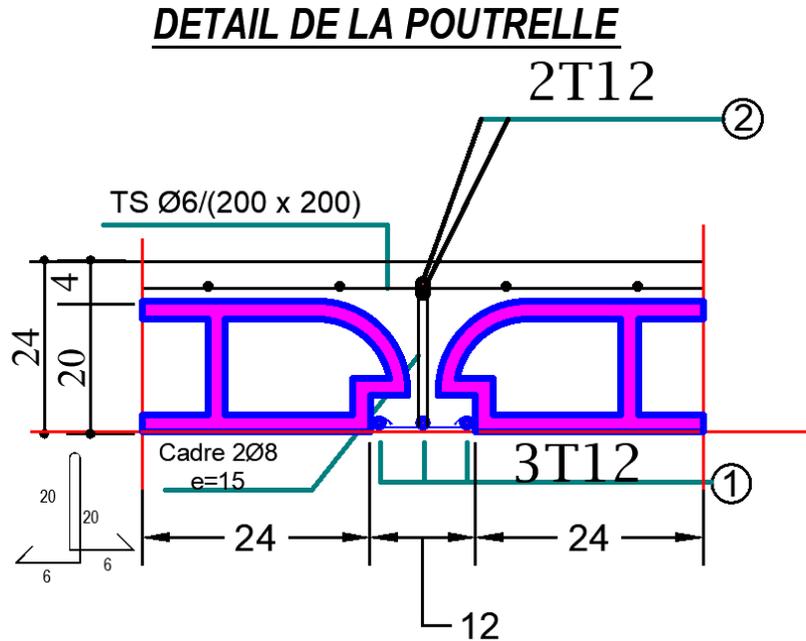


Figure 3 7 Ferrailage d'un plancher à corps creux.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28} \times k}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$k = 1$ (flexion simple)

$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.68 \times 0.8 \times 235}{12 \times (0.79 - 0.3 \times 2.1)} = 56.96 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(19.4 ; 40) = 19.4 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b_0} = \frac{0.68 \times 235}{12 \times 0.4} = 33.29 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 19.4 \text{ cm}$$

Donc : on adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$

Chapitre 03 : Etude des planchers

4.1. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{24}{560} = 0,042 < 0,0625 \quad \text{CNV} \\ b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{25}{525} = 0,047 < \frac{1}{10} \times \frac{14.65}{28.78} = 0,0509 \quad \text{CNV} \\ c) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \times b_0 \Rightarrow \frac{3.39}{12 \times 21.6} = 0,01 \leq \frac{4,2}{400} \times 12 = 0,126 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Calcul de la flèche :

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = \left(\frac{M_g \times l^2}{10E_v I_{fgv}} - \frac{M_j \times l^2}{10E_i I_{fji}} \right) + \left(\frac{M_p \times l^2}{10E_i I_{fpi}} - \frac{M_g \times l^2}{10E_i I_{fgi}} \right)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} p = (G + Q) \times 0,6 = (5120 + 1500) \times 0,6 = 397.2 \text{ Kg/ml} \\ g = G \times 0,6 = 512 \times 0,6 = 307.2 \text{ Kg/ml} \\ j = (G - \text{cloison}) \times 0,6 = (512 - 75) \times 0,6 = 262.2 \text{ Kg/ml} \end{array} \right.$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_p = 0,75 \times \frac{pl^2}{8} = 0,75 \times \frac{3972 \times 5,6^2}{8} = 15570.24 \text{ N.m}$$

$$M_g = 0,75 \times \frac{gl^2}{8} = 0,75 \times \frac{3072 \times 5,6^2}{8} = 12042.24 \text{ N.m}$$

$$M_j = 0,75 \times \frac{jl^2}{8} = 0,75 \times \frac{2622 \times 5,6^2}{8} = 10278.24 \text{ N.m}$$

Module de déformation longitudinale :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ N/mm}^2$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{t28}} = 11000 \sqrt[3]{2,1} = 14086,37 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

I_0 : moment d'inertie de la section homogène.

$$V_1 = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \frac{h_0^2}{2} + b_0 (h - h_0) \left[\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + nAd}{bh_0 + b_0 (h - h_0) + nA} \quad n = \frac{\sigma_s}{\sigma_b} = 15$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

$$V_1 = \frac{60 \times \frac{4^2}{2} + 12 \times (24 - 4) \left[\frac{24 - 4}{2} + 4 \right] + 15 \times 3.39 \times 21.6}{60 \times 4 + 12 \times (24 - 4) + 15 \times 3.39} = 9.30 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 24 - 9.30 = 14.7 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 V_2^3}{3} + nA(d - V_1)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \times 9.30^3}{3} - \frac{(60 - 12)(9.30 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times 14.7^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (21.6 - 9.30)^2 = 34104.29 \text{ cm}^4$$

Le pourcentage des armature (ρ) :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 21.6} = 0,0130$$

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0,0130 = 1,3 \Rightarrow \beta_1 = 0,845$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{15570.24}{3.39 \times 0,845 \times 21.6} = 251.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{12042.24}{3.39 \times 0,845 \times 21.6} = 194.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{10278.24}{3.39 \times 0,845 \times 21.6} = 166.11 \text{ MPa}$$

Calcul U_p ; U_g et U_j :

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0130 \times 251.64 + 2,1} = 0,24$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0130 \times 194.62 + 2,1} = 0,30$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0130 \times 166.11 + 2,1} = 0,34$$

Calcul des moments d'inerties fictifs (I_f) :

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{60}\right) 0,0130} = 3.1$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{(2+\frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2+\frac{3 \times 12}{60})0,0130} = 1,24$$

$$I_{f_v}^g = \frac{1,1 \times I_0}{1+\lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 34104,29}{1+1,24 \times 0,65} = 20772,26 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^g = \frac{1,1 \times I_0}{1+\lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 34104,29}{1+3,1 \times 0,65} = 12442,69 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^p = \frac{1,1 \times I_0}{1+\lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 34104,29}{1+3,1 \times 0,71} = 11719,68 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^j = \frac{1,1 \times I_0}{1+\lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 34104,29}{1+3,1 \times 0,61} = 12976,38 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches :

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times I_{f_v}^g \times E_v} = \frac{12042,24 \times 560^2}{10 \times 20772,26 \times 10818,87} = 1,68 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times I_{f_i}^j \times E_i} = \frac{10278,24 \times 560^2}{10 \times 12976,38 \times 14086,37} = 2,29 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times I_{f_i}^p \times E_i} = \frac{15570,24 \times 560^2}{10 \times 11719,68 \times 14086,37} = 2,95 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times I_{f_i}^g \times E_i} = \frac{12042,24 \times 560^2}{10 \times 12442,69 \times 14086,37} = 2,15 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (1,68 - 2,29) + (2,95 - 2,15) = 0,19 \text{ cm}$$

La flèche maximale admissible : (article B6.5.3 B.A.E. L91)

$$L=5,60 \text{ m} > 5 \text{ m} \Rightarrow \Delta_{ft \max} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{560}{1000} = 1,06 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ft} = 0,19 \text{ cm} < \Delta_{ft \max} = 1,06 \text{ cm} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

3.3. Dalle plein :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions L_x et L_y ($L_x \leq L_y$) et d'épaisseur h_d dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le pourtour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyées sur le pourtour).

3.3.1. Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et du type de chargement.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$$

- Si La charge est uniformément répartie \rightarrow La dalle porte suivant une seule direction.

$$0.4 \leq \rho \leq 1$$

- Si La charge est uniformément répartie \rightarrow La dalle porte suivant deux directions.

- Si On a une charge concentrée \rightarrow La dalle porte suivant deux directions quel que soit la valeur de ρ .

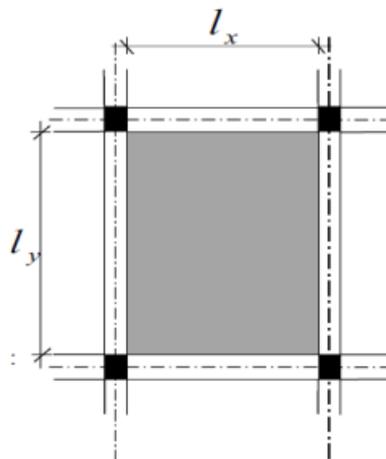


Figure 3 8 Dimensions d'un panneau de dalle.

Les panneaux de dalle de notre structure portent suivant deux directions (voir chapitre. II) et leur calcul se fera en flexion simple.

- Diamètre des armatures

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

Chapitre 03 : Etude des planchers

[Pratique du BAEL 91-14.5].

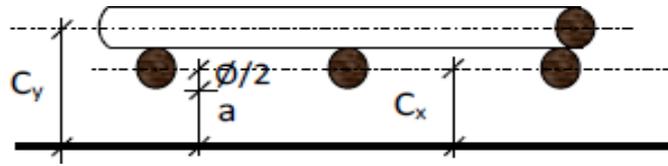


Figure 3 9 Enrobage.

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 16 \text{ cm}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} = \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm} \rightarrow \text{on prendra } \phi = 10 \text{ mm}$$

- **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 10 \text{ mm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ mm} \\ C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

- **Hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - c_x = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}$$

➤ **Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]**

Pour les armatures suivent le sens x-x : $\delta \leq \min(3h_d ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Pour les armatures suivent le sens y-y : $\delta \leq \min(4h_d ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

3.3.2. Etude des planchers dalle plein :

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.60}{6.05} = 0.92 \quad 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle porte en deux sens.}$$

D'après le tableau :

$$ELU \begin{cases} u_x = 0.0401 \\ u_y = 0.9092 \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} u_x = 0.0474 \\ u_y = 0.9395 \end{cases}$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

3.3.3. RDC :

3.3.3.1. Evaluation des charges :

$$G=6.02 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=5 \text{ KN/m}^2$$

5.2.3.2. Combinaison d'action :

$$q_u = (1.35G+1.5Q)1\text{ml}=1.35 \times 6.02+1.5 \times 5=15.62 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = (G+Q)1\text{ml}=6.02+5=11.02 \text{ KN/m}^2$$

5.2.3.3. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

- **ELU**

$$\begin{cases} M_x = u_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = u_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0401 \times 15.62 \times 5.6^2 = 19.64 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.9092 \times 19.64 = 17.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **ELS**

$$\begin{cases} M_x = u_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = u_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0474 \times 10.55 \times 5.6^2 = 15.68 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.9395 \times 15.68 = 14.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

5.2.3.4. Calcul des moments par logiciel ROBOT :

- **ELU**

Chapitre 03 : Etude des planchers

Défini par logiciel robot cartographie panneaux

$$\begin{cases} M_{tx} = 16.64 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = 36.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

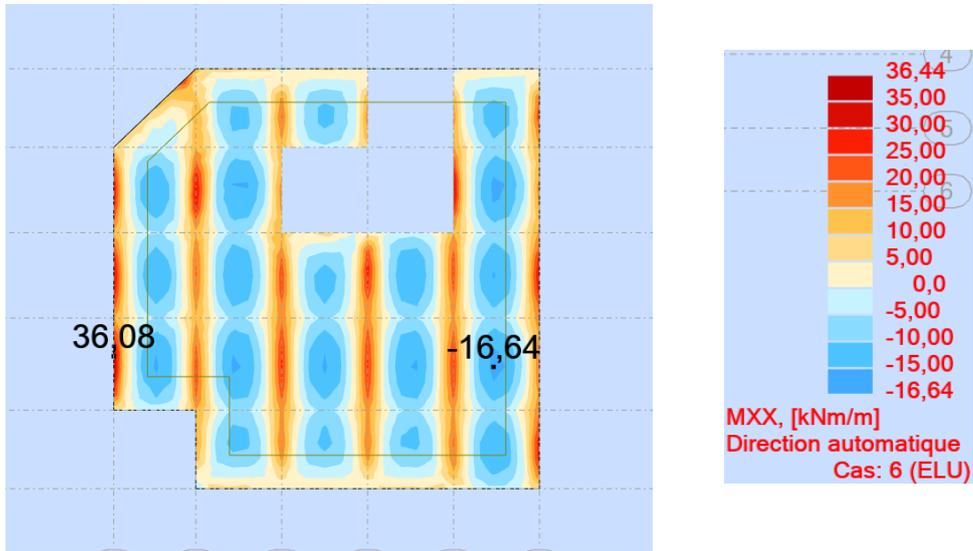


Figure 3 10 Moment cartographie ELU x-x.

$$\begin{cases} M_{ty} = 13.06 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 29.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

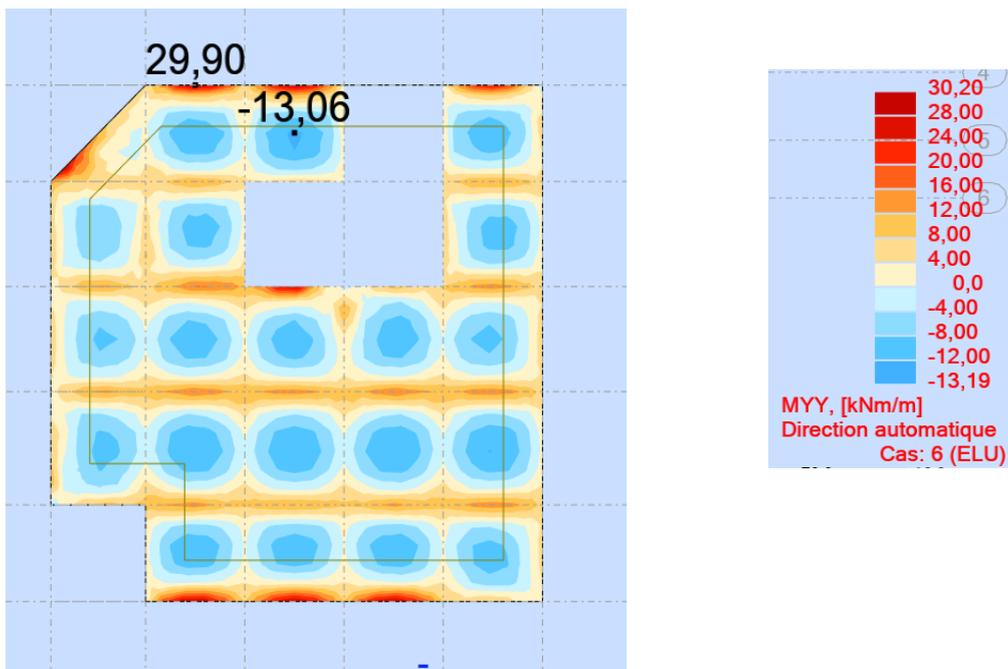


Figure 3 11 Moment cartographie ELU y-y.

Chapitre 03 : Etude des planchers

- **ELS :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 11.74 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = 25.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

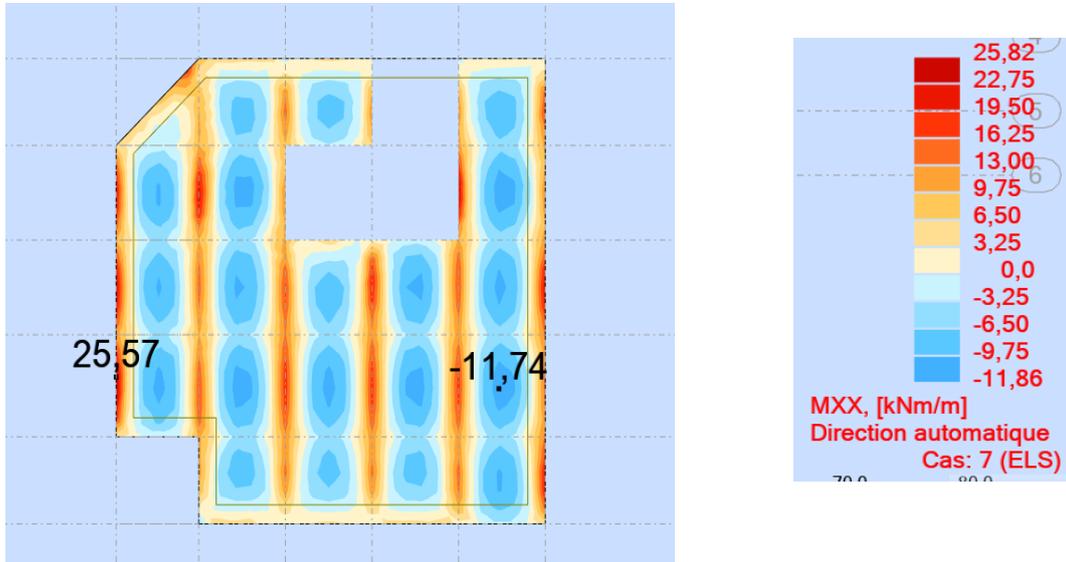


Figure 3 12 Moment cartographie ELS x-x.

$$\begin{cases} M_{ty} = 9.21 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 21.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

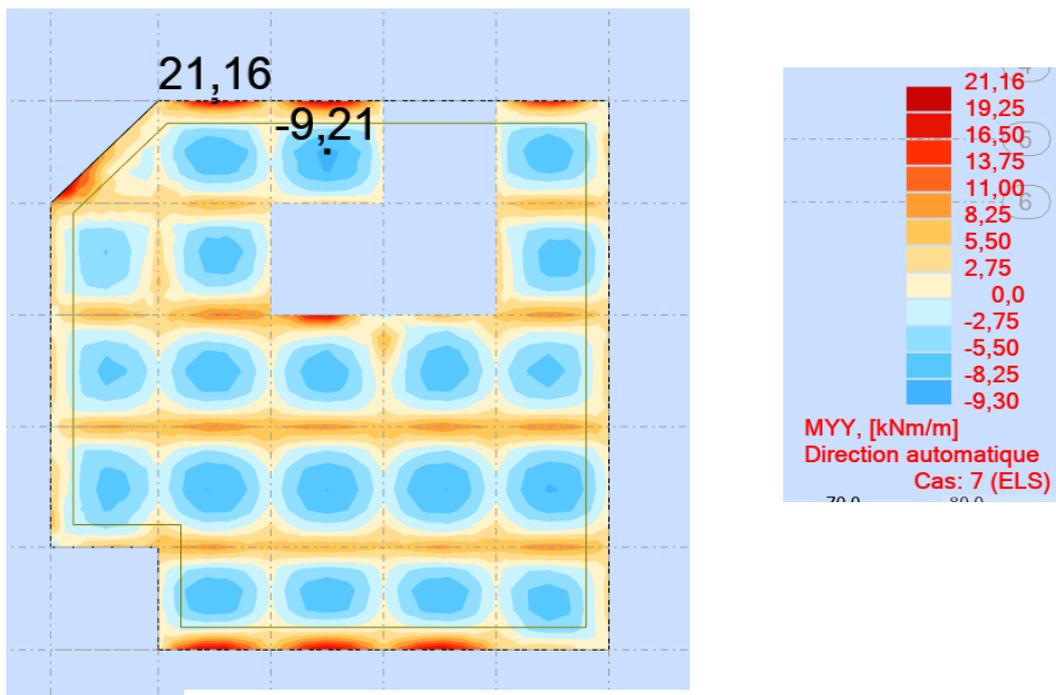


Figure 3 13 Moment cartographie ELS y-y.

Chapitre 03 : Etude des planchers

3.3.3.1. Sens xx :

3.3.3.1.a. En travée :

$$M_{tx}^u = 16.64 \text{ KN.m}$$

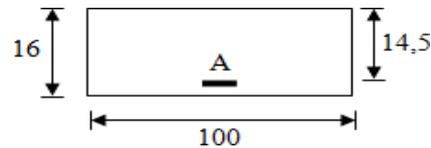


Figure 3 14 Section de calcul en travée (x-x)

- **Calcul des ferrillages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{16.64 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 14.5^2} = 0.055 < 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.055}) = 0.07$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.07) = 0.972$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{16.64 \times 10^3}{0.972 \times 348 \times 14.5} = 3.46 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier Fe400 : } A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2/m_l$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 3.46 \text{ cm}^2/m_l$$

- **Espacement maximal des armatures :**

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T14/m_l \longrightarrow A = 7.70 \text{ cm}^2/m_l.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 11.74 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

$$\text{Avec : } y = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{\text{ser}}} = \frac{16640}{11740} = 1.41$$

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

$$\alpha = 0.068 \leq \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

maintenues.

Aucune vérification pour (σ_s)

=> Les armatures calculées à E.L.U seront

3.3.1.b. En appuis :

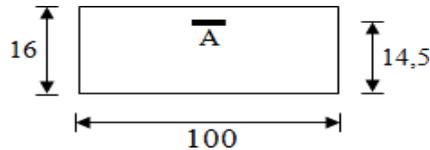


Figure 3 15 Section de calcul en appuis (x-x).

$$M_{ax}^u = 36.08 \text{ KN.m}$$

- Calcul des ferrailages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{36.08 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 14.5^2} = 0.12 < 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.12}) = 0.160$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.160) = 0.936$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{36.08 \times 10^3}{0.936 \times 348 \times 14.5} = 7.6 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 : $A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/m_l$

$A = \max (A_{ca} ; A_{min}) \Rightarrow A = 7.6 \text{ cm}^2/m_l$

- Espacement maximal des armatures :**

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min (3h_d ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

- Choix des armatures :**

5T14/m_L → $A = 7.70 \text{ cm}^2/m_L$.

(T10 → $e = 20 \text{ cm}$).

Chapitre 03 : Etude des planchers

- **Vérification à l'ELS :**

$$M_{ax}^{ser} = 25.57 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A' ≠ ∅

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec : $y = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{36080}{25570} = 1.41$

$$\alpha = 0.160 \leq \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

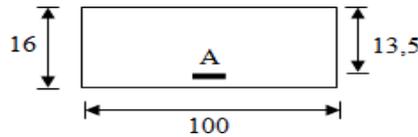
Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour (σ_s)

\Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

3.3.3.2. Sens y-y :

3.3.3.2.a. En travée :



$$M_{ty}^u = 13.06 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des ferrailages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{13.06 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13.5^2} = 0.05 < 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) = 0.064$$

$$\beta = 1 + 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.064) = 0.974$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{13.06 \times 10^3}{0.974 \times 348 \times 13.5} = 2.85 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 : $A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/m_l$

Chapitre 03 : Etude des planchers

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}) \Rightarrow A = 2.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement maximal des armatures :**

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min (3h_d ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

- **Choix des armatures :**

5T14/ml $\rightarrow A = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

(T10 $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$).

- **Vérification à l'ELS :**

$$M_{ty}^{ser} = 9.21 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec : $y = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{13060}{9210} = 1.41$

$$\alpha = 0.064 \leq \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

Fissuration peu nuisible
maintenues.

Aucune vérification pour (σ_s)

\Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U seront

3.3.3.2.b. En appuis :

$$M_{ay}^u = 29.90 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des ferrailages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{29.90 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13.5^2} = 0.11 < 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11}) = 0.146$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.146) = 0.912$$

$$A_{st} = \frac{M_{ay}^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{29.90 \times 10^3}{0.941 \times 348 \times 13.5} = 6.7 \text{ cm}^2$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 : $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 6.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Espacement maximal des armatures :**

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

- **Choix des armatures :**

5T14/ml $\rightarrow A = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

(T=10 ; e=20 cm)

- **Vérification à l'ELS :**

$$M_{ay}^{\text{ser}} = 21.16 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A' \neq A

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec : $y = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{\text{ser}}} = \frac{29900}{21160} = 1.41$

$$\alpha = 0.146 \leq \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible
maintenues.

Aucune vérification pour (σ_s)

\Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U seront

3.3.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_x^u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{15.62 \times 5.6}{2} \times \frac{5.6^4}{5.6^4 + 6.05^4} = 18.5 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \cdot l_y}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{15.62 \times 6.05}{2} \times \frac{6.05^4}{6.05^4 + 5.6^4} = 27.4 \text{ KN}$$

$$T_u = \max(T_x^u, T_y^u) = 27.4 \text{ KN}$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

Calcul :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{27400}{1000 + 145} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.05 \cdot f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.18 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

-Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

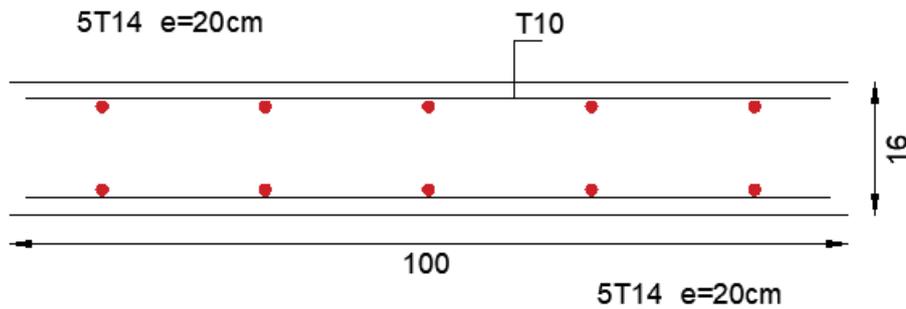


Figure 3 16 disposition des armatures de la dalle pleine.

**Chapitre 04 : Etude des éléments
Non structuraux**

Chapitre 04 : Etude des éléments non structuraux

4.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux ne participent pas directement au contreventement. Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs. ...) ou en béton armé (acrotère, balcon, escalier. ...Ets.).

Dans ce chapitre on va calculer des éléments ci-après :

- ❖ Acrotère
- ❖ Balcon
- ❖ Escalier

4.2. Etude d'acrotère :

4.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

4.2.2. L'acrotère :

Cet acrotère est encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande 1 mètre de largeur ; Le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme

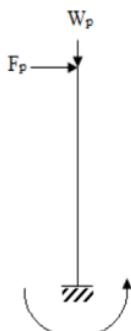


Figure 4 1 Schéma statique de l'acrotère.

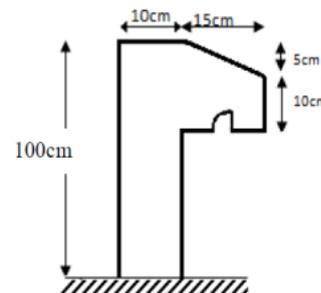


Figure 4 2 Coupe transversal de l'acrotère.

4.2.3. Calcul des sollicitations :

4.2.3.1. Charge permanente :

$$G = \gamma_b \times S$$

Avec γ_b : poids volumique de béton

S : surface de l'acrotère

$$S_1 = 1 \times 0.1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 0.1 \times 0.15 = 0.015 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \frac{0.05 \times 0.15}{2} = 0.00375 \text{ m}^2$$

$$S = 0.11875 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G = 0.11875 \times 25 = 2.96 \text{ Kg/l}$$

4.2.3.2. Charge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ kg/ml}$$

4.2.3.3. La force horizontale : F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

A : coefficient d'accélération de la zone (R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 4.1)

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 6.1].

A = 0.15 Coefficient d'accélération de la zone IIa.

$W_p = 2.96 \text{ kg/ml}$ Poids de l'acrotère.

$C_p = 0.8 \text{ KN}$ Facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.96 = 1.42 \text{ kg/ml}$$

$$P = \max(1.42 \text{ KN} ; 1 \text{ KN}) \quad P = 1.42 \text{ KN}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

4.2.4. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :

4.2.4.1. ELU :

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.96 = 3.99 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1.42 \times 1 = 2.13 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ KN}$$

4.2.4.2. ELS :

$$N_s = G = 2.96 \text{ KN}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$M_s = FP \times h = 1.42 \times 1 = \mathbf{1.42 \text{ KN.m}}$$

$$T_s = \mathbf{1 \text{ KN}}$$

4.2.5. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

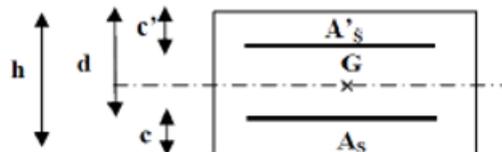


Figure 4 2 Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

4.2.5.1. ELU : Détermination de l'excentricité : eu

$$eu = \frac{M}{N} = \frac{2.13}{3.99} = \mathbf{0.53 \text{ m}}$$

$$eu = \mathbf{0.53 \text{ m}} > \frac{h}{2} - c = \mathbf{0.055 \text{ m}}$$

L'effort de compression est appliqué à l'extérieur de la section de béton \Rightarrow la section est partiellement comprimée. Le calcul d'une section partiellement comprimée revient au calcul en flexion simple de la même section avec un moment M_L par rapport aux armatures tendues.

4.2.6. Calcul en flexion simple :

4.2.6.1. Moment fictif :

$$M_1 = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right) = 2.13 + 3.99 \times \left(\frac{0.15}{2} - 0.02 \right) = \mathbf{4.24 \text{ KN.m}}$$

4.2.6.2. Moment réduit :

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{14.2 \text{ MPa}}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{4.24 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13^2} = \mathbf{0.0176}$$

$\mu < \mu_1 = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

4.2.6.3. Armatures fictives :

$$\mu = \mathbf{0.0176}$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ Mpa}}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0176)}) = \mathbf{0.022}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.022 = \mathbf{0.991}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{4.24 \times 10^3}{0.991 \times 348 \times 13} = \mathbf{0.94 \text{ cm}^2}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_{\text{cal}} = A_1 - \frac{N_u}{100 \sigma_s} = 0.94 - \frac{3990}{100 \times 348} = \mathbf{0.825 \text{ cm}^2}$$

4.2.6.4. Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{25}{400} = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend : $A_s = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) = \max(0.825 ; 1.04) = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2}$

Soit : 4T10 = $\mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{25 \text{ cm/ml}}$

4.2.6.5. Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_{\text{cho}}}{4} = \frac{3.14}{4} = \mathbf{0.79 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T8 = $\mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{25 \text{ cm/ml}}$

4.2.7. Vérifications à l'ELU :

4.2.7.1. Condition de non fragilité :

(BAEL99/Art A.4.21) par définition de cet article en cas de flexion composée en introduisant (Met N)

$$A_{\text{min}} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A_t = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

4.2.7.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = -1 \times 1.5 = \mathbf{-1.5 \text{ KN}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \\ \mathbf{4 \text{ MPa}} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 13} = \mathbf{1.15 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.2.7.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL99/ Art A 6.1,3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9-d \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

ψ : Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times \pi \times 0.8 = \mathbf{10.06 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{-1.5 \times 10^3}{0.9 - 90 \times 10.06} = \mathbf{1.244 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = \mathbf{1.89 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{sz} = \mathbf{1.244 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{se}} = \mathbf{1.89 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

4.2.7.4. Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.24} = \mathbf{24.69 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{25 \text{ cm}}$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 0.8 \times 25 = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

4.2.7.5. Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = \min(20 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

Condition vérifiée.

4.2.8. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = \mathbf{2.96 \text{ KN}}$$

$$M_s = \mathbf{1.42 \text{ KN.m}}$$

$$T_s = \mathbf{1 \text{ KN}}$$

4.2.8.1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 50 \times y_1^2 + 47.1 \times y_1 - 635.85$$

$$y_1 = \mathbf{3.13}$$

4.2.8.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{100 \times 3.13^3}{12} + 12 \times (3.14 \times (8 - 3.06)) = \mathbf{6087.13 \text{ cm}^4}$$

4.2.8.3. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y1 = \frac{1000}{6087.13} \times 3.13 = \mathbf{0.51 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.51 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

4.2.8.4. Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(333.33; 196.77) = \mathbf{197 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y1) = \frac{15 \times 486}{6087.13} \times (13 - 3.13) = \mathbf{25.55 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{25.55 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_s = \mathbf{197 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

4.2.8.5. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [\text{R.P.A99_V2003}]$$

A : Coefficient d'accélération de la zone IIa.

C_p : Facteur de fore horizontale variant entre 0.3 et 0.8

C_p = 0.8 (élément en console)

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = \mathbf{2.96 \text{ kg/ml}}$$

$$\text{Alors : } F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.96 = 1.42 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = \mathbf{1.42 \text{ KN/ml}} < Q = \mathbf{2.244 \text{ KN/ml}}$$

Condition vérifiée.

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force séismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

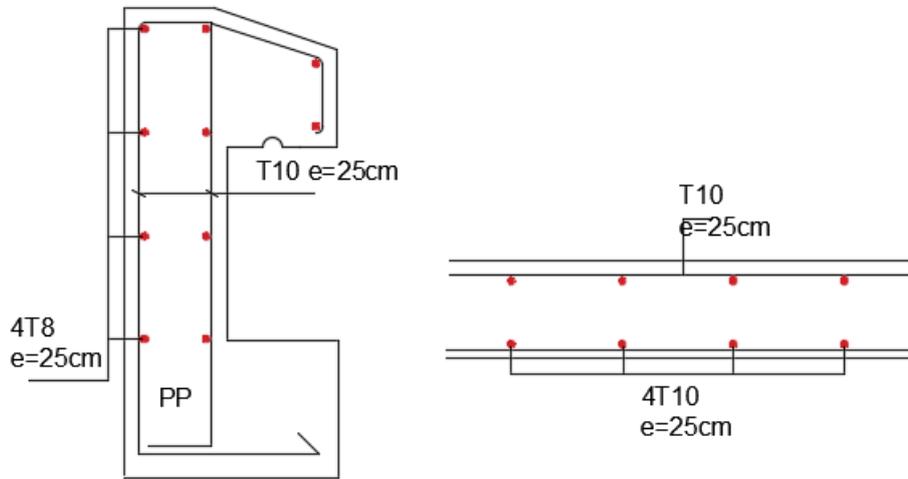


Figure 4 3 Schéma ferrailage de acrotère.

4.3. Etude des escaliers :

4.3.1. Définition :

Les escaliers sont des éléments d'ouvrage qui permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble qu'ils relient.

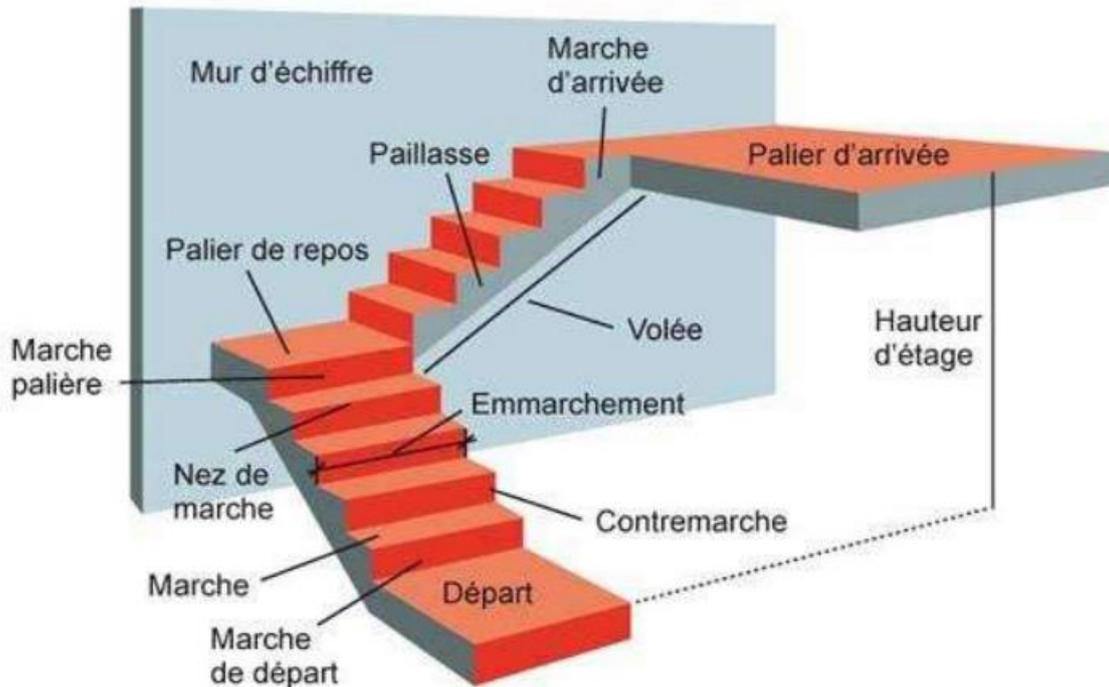


Figure 4 4 Vue en plan de la cage d'escaliers.

Emmarchement : Longueur de la marche ;

g : Giron (largueur d'une marche) ;

h : Hauteur d'une marche ;

Mur d'échiffre : Mur qui limite l'escalier ;

Paillasse : Plafond qui monte sous les marches ;

Contremarche : La partie verticale d'une marche ;

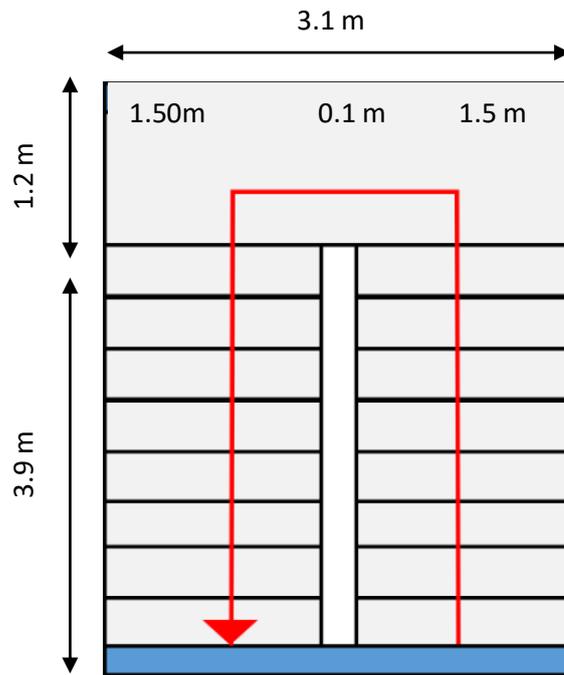
Jour : L'espace entre deux volées en projection horizontale ;

Volée : Suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;

Palier de repos : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et

Palier d'arrivée : Palier d'étage.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux



4.3.2. Schéma d'escalier :



Figure 4 5 Schéma statique d'escalier.

4.3.2.1. Prédimensionnement :

Le prédimensionnement des escaliers doit respecter la formule de « BLONDEL » suivante :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} ;$$

$$h = 17\text{cm}; g = 30\text{cm}.$$

- h** : le plus courant varie de 14 et 18 cm
- g** : giron il varie de 22 à 33 cm
- n** : nombre des marches
- n-1** : nombre de contre marche

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

Selon la formule de « BLONDEL » ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{ (Condition vérifiée).}$$

• Contre marches :

NC : nombre des contre marches.

$$NC = \frac{H}{h} = \frac{442}{17} = 26 \text{ Contre marche}$$

$$NC = 26$$

Soit $n' = 13$ contre marche dans chaque volée

Nombre de marche $n = n' - 1 = 13 - 1 = 12$ marches

• L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0.57 \rightarrow \alpha = 29.68^\circ$$

• Dimensions de la paillasse :

- La longueur de la paillasse :

$$L = 30 \times 13 = 390 \rightarrow L = 3.9 \text{ m}$$

- Epaisseur de la paillasse :

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \rightarrow \frac{390}{30} < e < \frac{390}{20} \rightarrow 13 \text{ cm} < e < 19.5 \text{ cm}$$

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

4.3.3. Descente des charges :

- ✓ Volée :

Tableau 4 1 Les charges de la paillasse.

Matériaux	P(KN/m)	EP(m)	G(KN/m ²)
Revêtement horizontal	21	0.02	0.42
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Revêtement verticale	21	/	0.25
Poids propre de paillasse	25	0.15	3.75
Poids de marches	22	/	1.87
Charges permanentes			6.69
Surcharge d'exploitation			2.5

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

✓ Palier :

Tableau 4 2 Les charges de la Palier.

Matériaux	P(KN/m)	EP(m)	G(KN/m ²)
Revêtement horizontal	21	0.02	0.42
Poids propre de palier	25	0.15	3.75
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Charges permanentes			4.75
Surcharge d'exploitation			2.5

4.3.3.1. Charges d'exploitations :

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) pour une construction à usage d'habitation $Q=2.5\text{KN/m}^2$

Charge de mur extérieur :

Avec :

G : poids volumique de mur extérieur.
H: hauteur d'étage.
e : épaisseur du palier.

4.3.3.2. Combinaison de charges :

4.3.4.1. Etat limite ultime (ELU) :

Palier : $q_{u1} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 4.75 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.16 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_{u2} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 6.69 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.78 \text{ KN/ml}$

4.3.4.2. Etat limite service (ELS) :

Volée : $q_{s1} = G + Q = 6.69 + 2.5 = 9.19 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_{s2} = G + Q = 4.75 + 2.5 = 7.25 \text{ KN/ml}$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4.3.5. Le schéma statique :

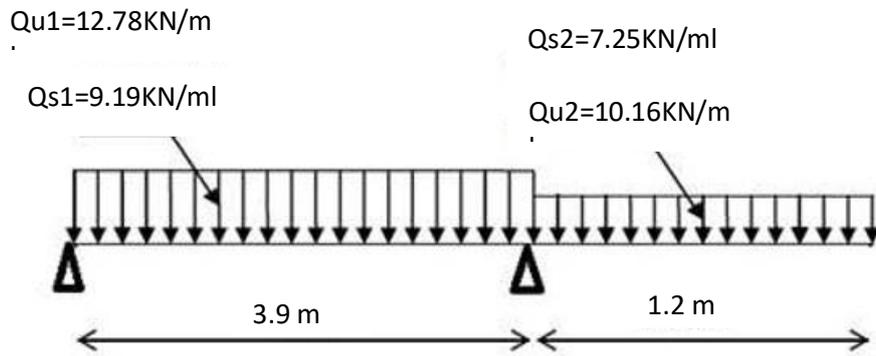


Figure 4 6 Schéma équivalent statique des escaliers.

4.3.5.1. Calcul des efforts internes :

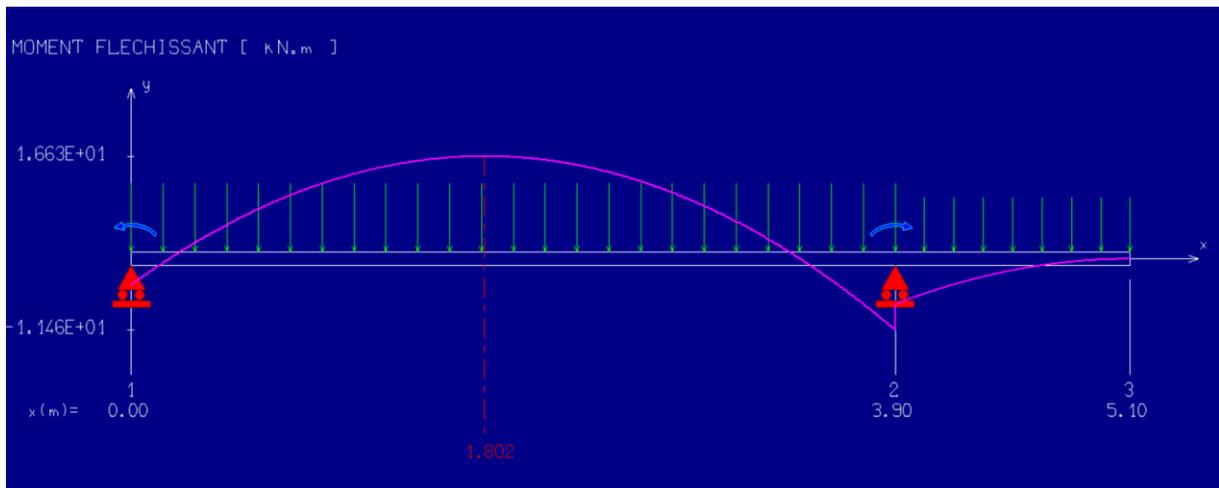


Figure 4 7 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

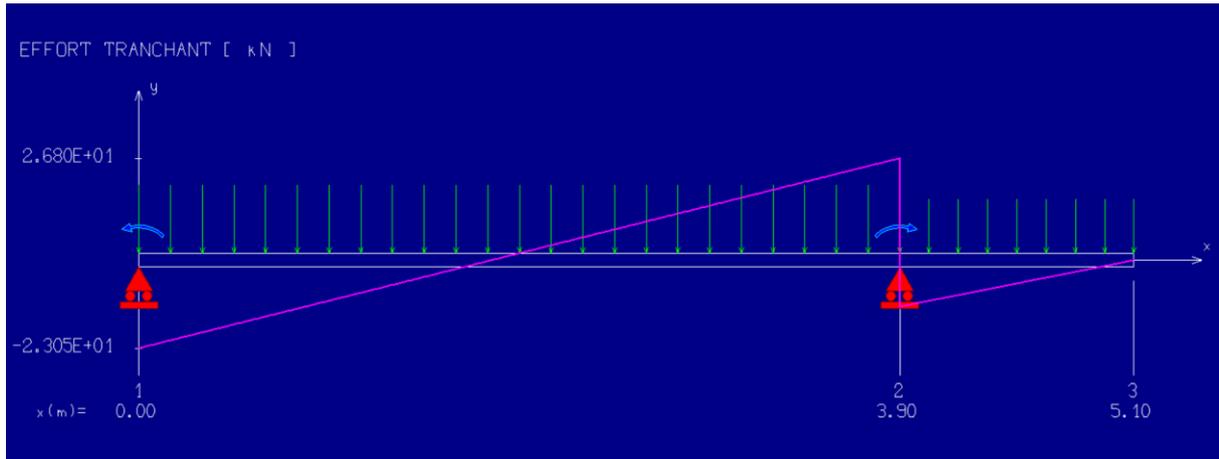


Figure 4 8 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

4.3.6. Calcul à l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

4.3.6.1. Ferrailage en travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{16.63 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13^2} = 0.069 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.069}) = 0.089$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.089 = 0.964$$

$$A_s = \frac{M_u}{b \times \sigma_s \times d} = \frac{16.63 \times 10^3}{0.964 \times 348 \times 13} = 3.81 \text{ cm}^2$$

Choix : Soit une section de 4T14= 6.16 cm², avec un espacement S_t=25 cm

4.3.6.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 3T10= 2.36 cm², avec un espacement S_t= 30 cm

4.3.6.3. Ferrailage en appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{11.47 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13^2} = 0.047 < 0.392$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}) = 0.060$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.060 = 0.976$$

$$A_s = \frac{M_u}{b \times \sigma_s \times d} = \frac{11.47 \times 10^3}{0.976 \times 348 \times 13} = 2.6 \text{ cm}^2$$

Choix : Soit une section de 4T12= 4.52 cm², avec un espacement S_t=25 cm

4.3.6.4. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 3T10= 2.36 cm², avec un espacement S_t=30 cm

4.3.7. Vérifications à l'ELU :

4.3.7.1. Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1) :

- **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) = (6.16; 1.51) = 6.16 \text{ cm}^2$$

Choix : Soit une section de 4T14= 6.16 cm², avec un espacement S_t=25 cm

- **En appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) = (4.52; 1.51) = 4.52 \text{ cm}^2$$

Choix : Soit une section de 4T12= 4.52 cm², avec un espacement S_t=25 cm

4.3.8. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 26.80 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \left[\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right] = \min[2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{26.80 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.206 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.3.9. Calcul à l'ELS :

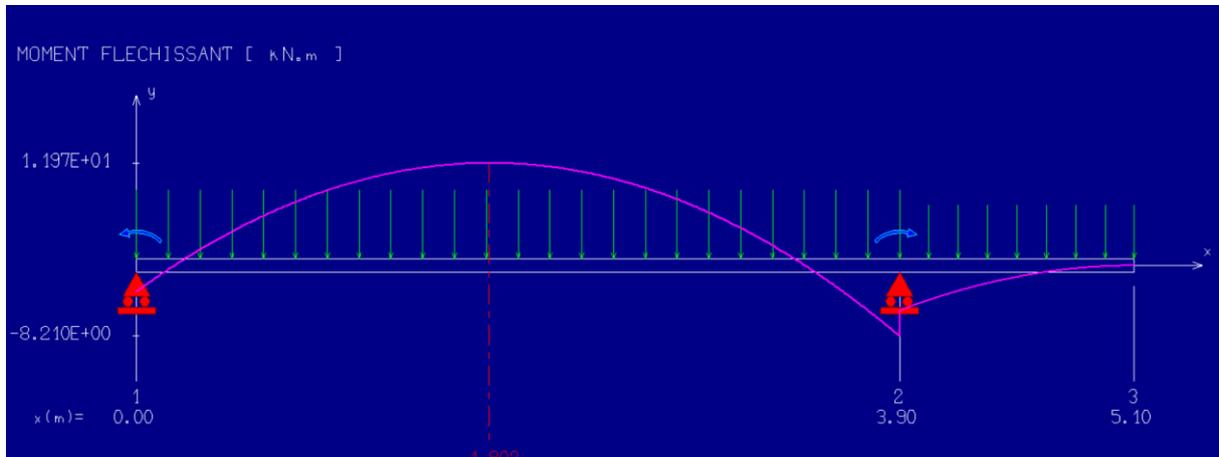


Figure 4 9 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

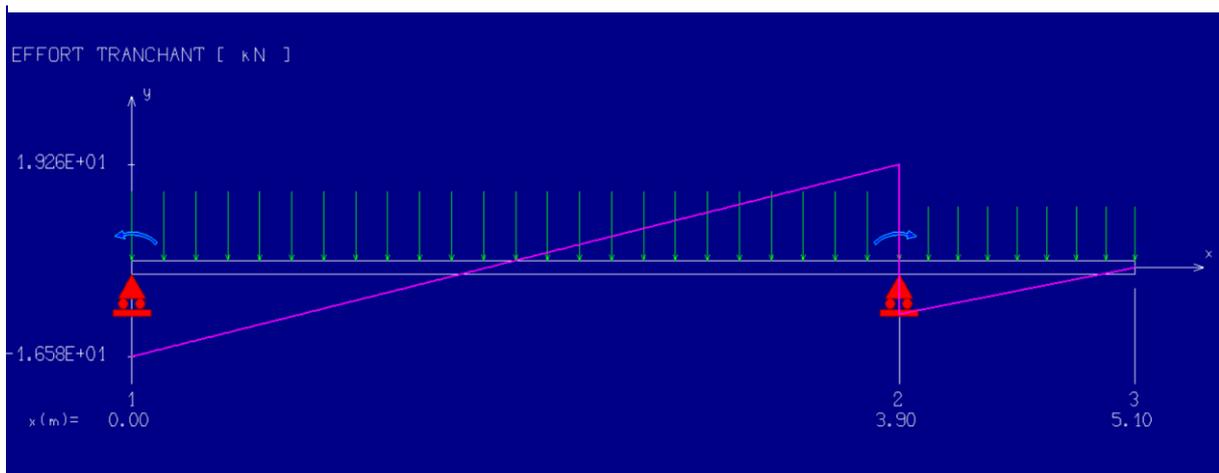


Figure 4 10 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

4.3.9.1. Position de l'axe neutre :

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s + A'_s) \cdot y - 30 \cdot (d \cdot A_s - d' \cdot A'_s) = 0$$

$$100 \cdot y^2 + (30 \times 6.16) \cdot y - (30 \times 13 \times 6.16) = 0$$

$$100 \cdot y^2 + 184.8 \cdot y - 2402.4 = 0$$

$$\Delta = 184.8^2 + 4 \times 100 \times 2402.4 = 995111.04$$

On prend la racine positive : $y=4.06$ cm

4.3.9.2. Moment d'inertie :

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

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

$$I = \frac{100 \times 4.06^3}{3} + 15 \times 6.16 \times (13 - 4.06)^2 = 7934.39 \text{ cm}^4$$

4.3.9.3. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91) :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11970}{7934.39} \times 4.06 = \mathbf{6.12 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{6.12 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

4.3.9.4. État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.67 ; 208.71) = \mathbf{208.71 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = \frac{15 \times 11970}{7934.39} \times (13 - 4.06) = \mathbf{202.3 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{202.3 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{208.71 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

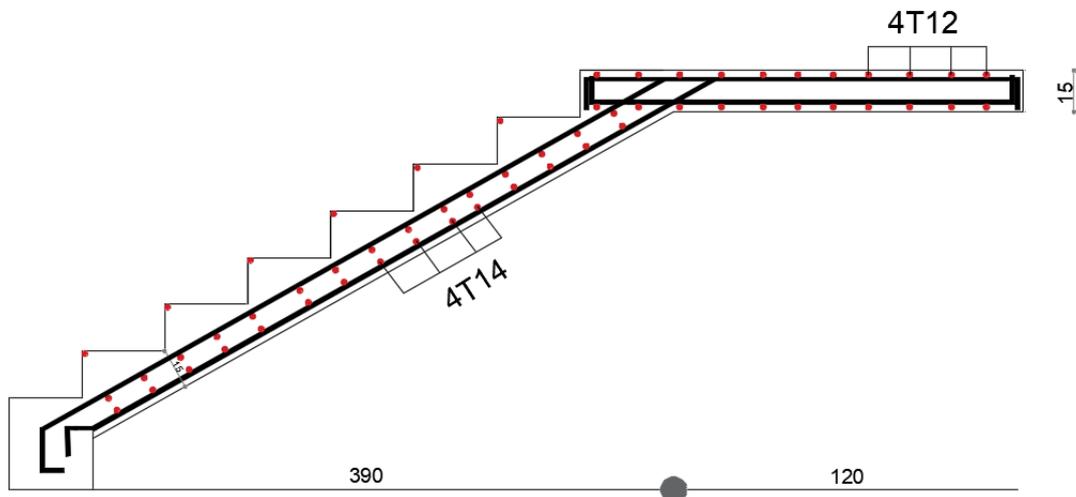


Figure 4 11 Ferrailage des escaliers.

4.3. Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastres sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « Q ».

Notre ouvrage comporte un type de balcon : dalle pleine assimilée à une console de portée **De L= 1.20 m.**

4.3.1. Epaisseur de balcon :

Isolation acoustique : $e > 12 \text{ cm}$

$$e > \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

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

4.3.2. Détermination des charges :

La charge concentrée du garde-corps :

$$\sum P = P_{\text{enduit}} + P_{\text{brique}}$$

$$P_{\text{enduit}} = 2 \times e_p \times \gamma \times h = 2 \times 0,01 \times 18 \times 1,2 = 0,43 \text{ KN.}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$P_{\text{brique}} = e_p \times \gamma \times h = 0,1 \times 9 \times 1,2 = 1,08 \text{ KN.}$$

$$P = 1.51 \text{ KN.}$$

4.3.2.1. Charge permanente :

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$\bar{G} = G \times 1 = 4.91 \times 1 = 4.91 \text{ KN/ml}$$

$$G = 4.91 \times 1.2 = 5.89 \text{ KN/ml}$$

4.3.2.2. Charges d'exploitations :

$$\text{Surcharge : } Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3.5 \times 1.2 = 4.2 \text{ KN/ml}$$

4.3.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le balcon sera calculé en flexion simple.

4.3.3.1. Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 5.89 + 1.5 \times 4.2 = 14.25 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times 1.51 = 2.04 \text{ KN}$$

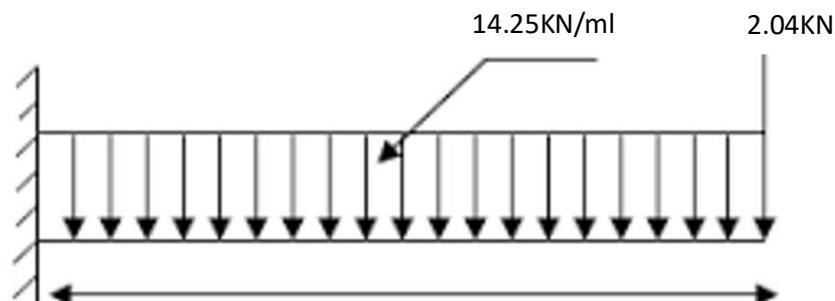


figure 4 12 Schéma équivalent statique de calcul à l'ELU

4.3.3.2. Calcul des efforts internes :

$$M_u = \frac{-q_u \times l^2}{2} - p_u \times l = \frac{-14.25 \times 1,2^2}{2} - 2.04 \times 1,2 = -12.70 \text{ KN.m}$$

$$M_u = -12.70 \text{ KN.m}$$

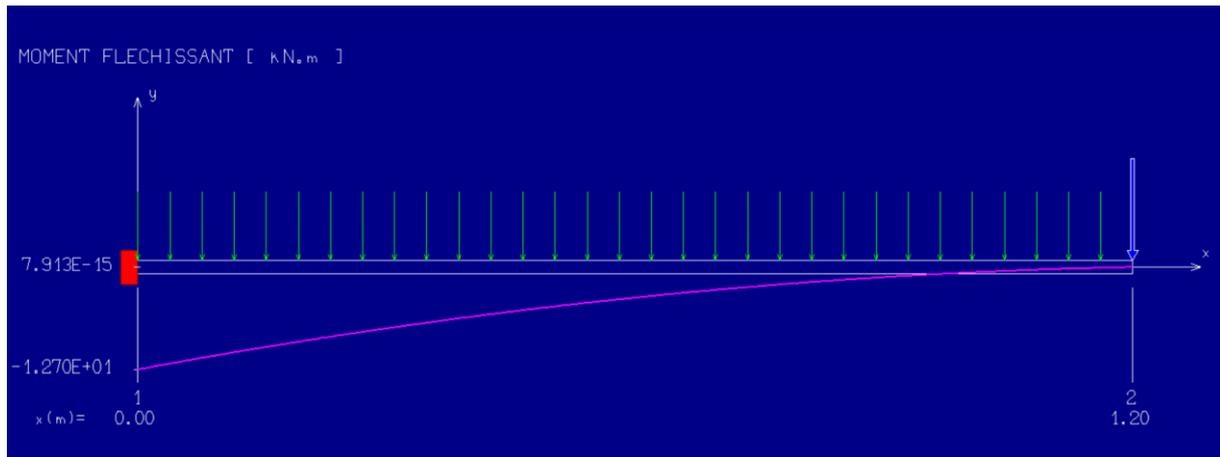


figure 4 13 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

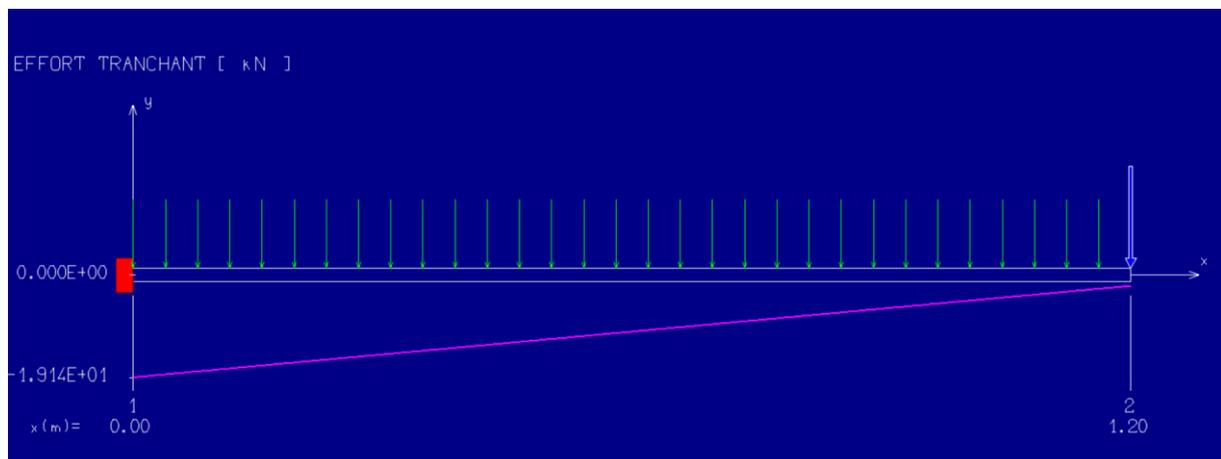


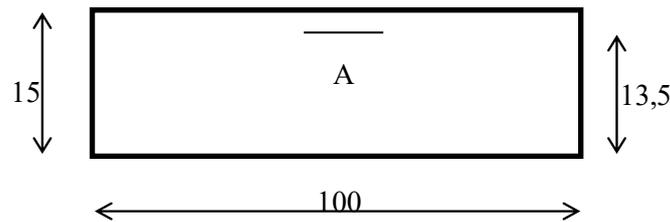
figure 4 14 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

- L'effort tranchant :

$$T_u = -Q_u \times l - p_u = -14.25 \times 1,2 - 2.04 = -19.14 \text{ KN}$$

4.3.4. Calcul à l'ELU :

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux



Calcul de l'enrobage

$$\emptyset \leq \frac{h_d}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm}$$

On prendra $\rightarrow \emptyset = 10 \text{ mm}$

$$c = a + \frac{\emptyset}{2} = 10 + 5 = 15 \text{ mm}$$

$$d = h_d - c = 15 - 1,5 = 13,5 \text{ cm}$$

4.3.4.1. Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{12.70 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13.5^2} = 0.049 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = 0.012$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.012 = 0.995$$

$$A_s = \frac{M_u}{b \times \sigma_s \times d} = \frac{12.70 \times 10^3}{0.995 \times 348 \times 13.5} = 2.71 \text{ cm}^2$$

Choix : Soit une section de 5T12= 5.65 cm², avec un espacement e=20 cm

4.3.4.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Choix : Soit une section de 5T10= 3.9 cm², avec un espacement e=20 cm

4.3.5. Vérifications à l'ELU :

4.3.5.1. Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.6 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) = (5.65; 1.51) = 5.65 \text{ cm}^2$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4.3.5.2. Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211).

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 19.14 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \left[\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right] = \min[2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{19.14 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.141 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.3.6. Calcul à l'ELS :

4.3.6.1. Combinaison de charge :

$$q_s = G + Q = 5.89 + 4.2 = 10.09 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 1.51 \text{ KN}$$

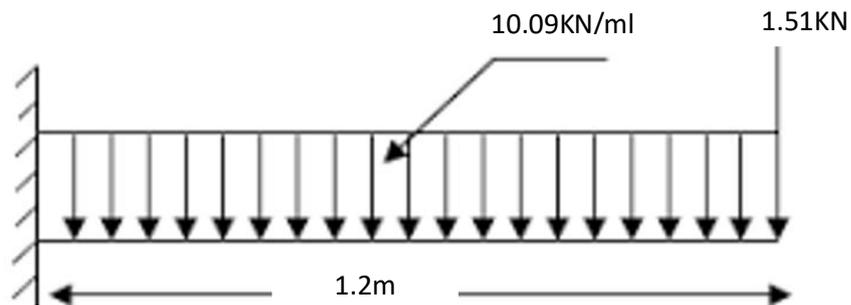


Figure 4 15 Schéma équivalent statique de calcul à l'ELS.

4.3.6.2. Calcul des efforts internes :

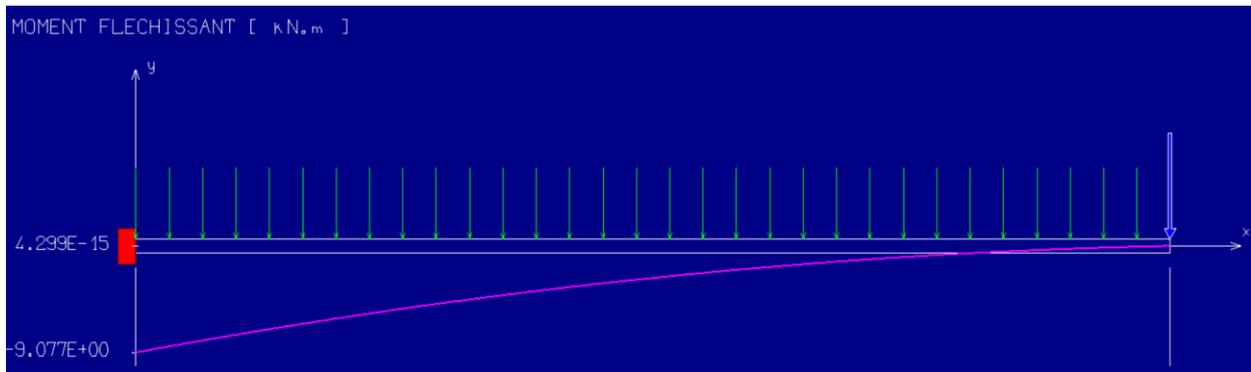


Figure 4 16 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$M_s = \frac{-q_s \times l^2}{2} - p_u \times l = \frac{-10.09 \times 1,2^2}{2} - 1.51 \times 1,2 = -9.077 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -9.077 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T_s = -q_s \times l - p_s = -10.09 \times 1,2 - 1.51 = 13.61 \text{ KN}$$

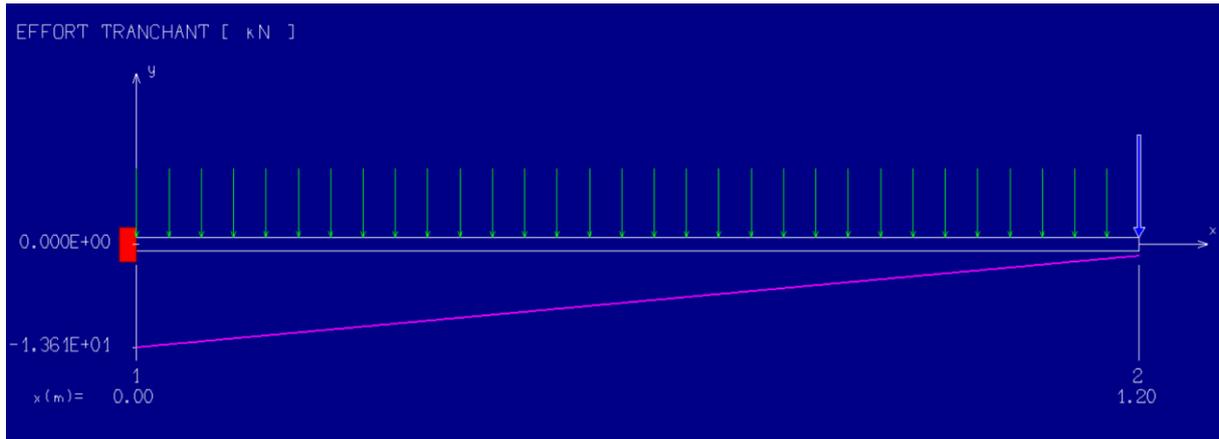


Figure 4 17 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

4.3.6.2.1. Position de l'axe neutre :

$$b.y^2 + 30.(A_s + A'_s).y - 30.(d.A_s - d'A'_s) = 0$$

$$100.y^2 + (30 \times 5.65).y - (30 \times 13.5 \times 5.65) = 0$$

$$100.y^2 + 169.5.y - 2288.25 = 0$$

$$\Delta = 169.5^2 + 4 \times 100 \times 2288.25 = 944030.25$$

On prend la racine positive : $y=4.01 \text{ cm}$

4.3.6.2.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15.A_s.(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4.01^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (13.5 - 4.01)^2 = 8168.59 \text{ cm}^4$$

4.3.6.3. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91) :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13610}{9781.96} \times 4.01 = 5.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

4.3.6.4. État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{f_{t28} * 1.6}\right) = \min(266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = \frac{15 \times 13610}{9781.96} \times (13.5 - 4.01) = 198.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 198.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

4.3.6.5. Vérification de la flèche :

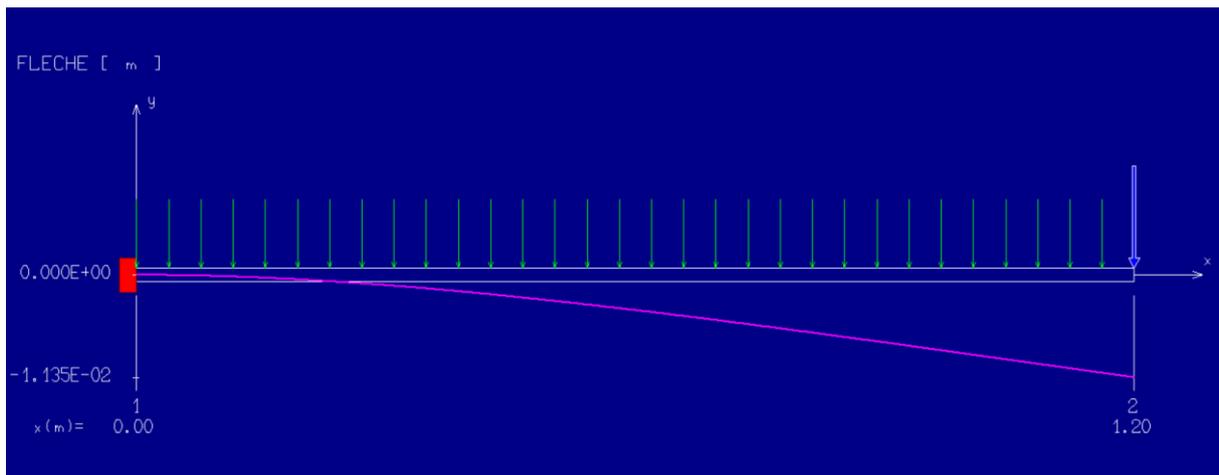


figure 4 18 diagramme de la flèche à l'ELU.

$$f = 0.011 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{120}{400} = 0.3 \text{ cm} \dots\dots \text{CV}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

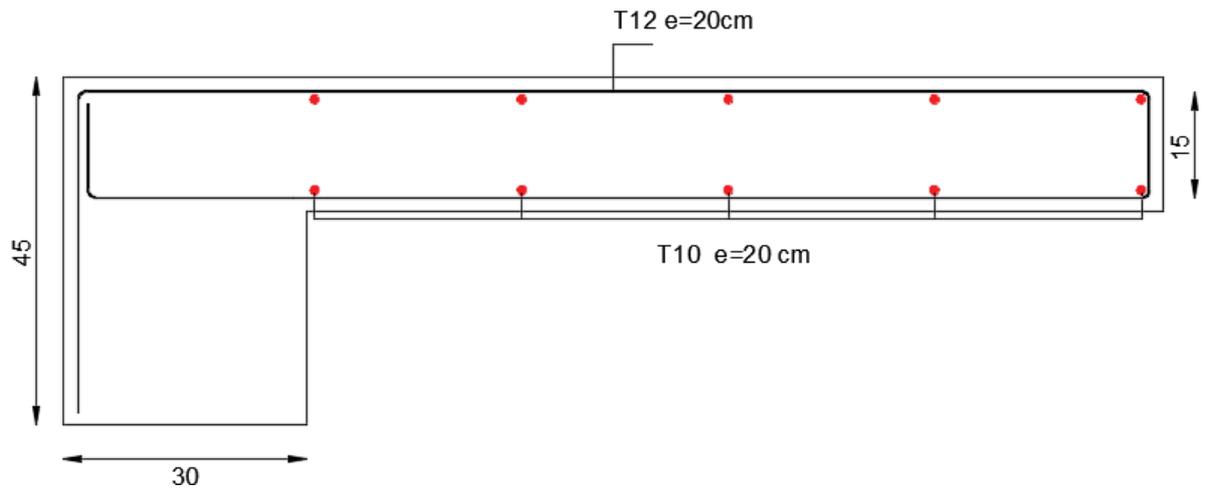


Figure 4 19 Ferrailage de balcon.

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA

Chapitre 05 : : Modélisation et vérification au RPA

5.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle qui a le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées. Peut-on prévoir un tremblement de terre, il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiques. Le calcul de ces efforts sera l'objet de ce chapitre, selon le « R.P.A.99 », la calcul des forces sismiques peut être menu suivant deux méthodes :

5.2. Etude dynamique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

5.3. Etude Sismique :

5.3.1. Méthode statique équivalente :

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique. Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement ;

W : Poids total de la structure.

Condition d'application : [RPA 99 (version 2003) /4.1.2]

Chapitre 05 : : Modélisation et vérification au RPA

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes

Régularité en plan : [RPA99 (version 2003) /3.5.1. a]

Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

- A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
- Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;
- Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

Régularité en élévation : [RPA99 (version2003) /3.5.1. b]

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.
- La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.
- La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.
- Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

5.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

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

Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

Chapitre 05 : : Modélisation et vérification au RPA

5.3.2. Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat (voir figure VI.1) :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.

- Introduit les propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (voir chapitre I) ;
- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé
- Introduit les conditions aux limites.

Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures. Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- ✓ Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- ✓ Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- ✓ Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure ».
- ✓ Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes σ ...).

Position des voiles :

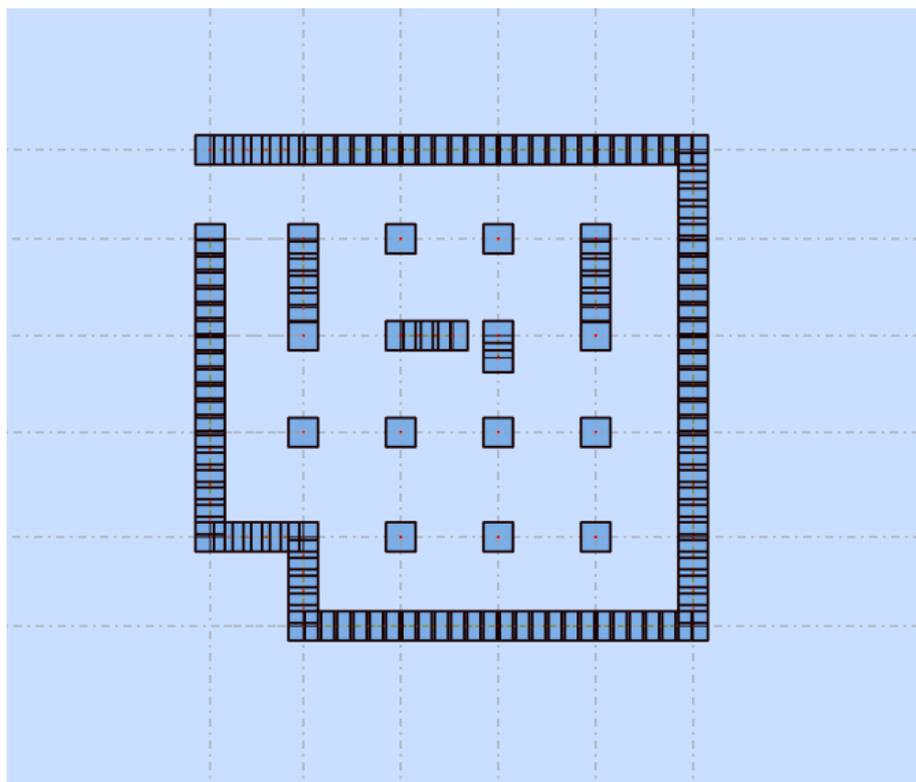


Figure 5 1 Disposition finale des voies.

Chapitre 05 : : Modélisation et vérification au RPA

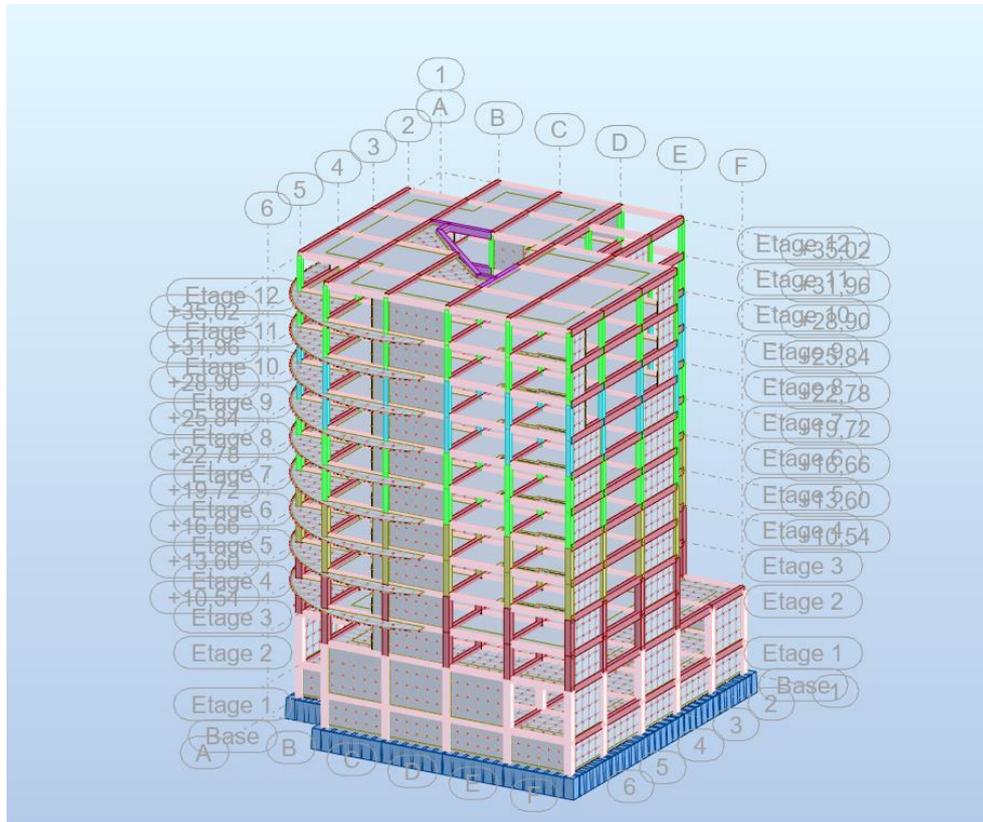


Figure 5 2 Interface de la structure.

Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :

Charge permanente G : contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

Charges d'exploitation Q : les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y).

- Détermination des combinaisons de charges :

1) $1.35G+1.5Q$

2) $G+Q$

3) $0.8G \pm E$

4) $G+Q+E$

- Vérification des erreurs :

- Lancement de l'analyse ;

Chapitre 05 : : Modélisation et vérification au RPA

- Interprétation des résultats.

Détermination du spectre de réponse :

- Zone ... IIa
- Usage...2
- Site... S₂
- Coefficient de qualité...1.2
- Coefficient de comportement...3.5
- Amortissement...7%

Résultats de calcul :

Tableau 5 1 Période et facteur de participation massique.

Mode	Période (sec)	Cum UX %	Cum UY %	Modale UX %	Model UY %	
1	0,83	54,18	0,1	54,18	0,1	X
2	0,66	54,3	55,76	0,12	55,66	Y
3	0,50	54,31	56,17	0,01	0,41	TOR
4	0,22	68,76	56,49	14,45	0,32	
5	0,19	69,26	70,87	0,5	14,38	
6	0,14	70,61	71,54	1,35	0,67	
7	0.11	78,49	71,82	7,88	0,28	
8	0.10	78,86	81,33	0,37	9,51	
9	0.07	85,39	82,36	6,53	1,03	
10	0.06	87,48	82,61	2,09	0,25	

La somme de la participation modale $\sum UX \geq 90\%$ et $\sum UY \geq 90\%$

CNV

Autre vérification :

Le nombre de mode a considère : $k \geq 3\sqrt{N} = 3\sqrt{10} = 9.84 \rightarrow k \geq 10$ mode

$$T_{10} = 0.06 \leq 0.20 \text{ s CV}$$

Si le mode de torsion n'est pas nulle :

On doit vérifier le risque de torsion : $C_G C_I \leq 0.05 \times L$

$$[X_G - X_I] \leq 0.05 \times L_X \rightarrow [13.310 - 13.120] = 0.19m \leq 0.05 \times 27.75 = 1.38m \quad \text{CV}$$

Chapitre 05 : : Modélisation et vérification au RPA

$$[Y_G - X_f] \leq 0.05 \times L_Y \rightarrow [13.053 - 12.841] = 0.21m \leq 0.05 \times 27.55 = 1.37m \quad \text{CV}$$

Il n'y a pas risque de torsion.

Le calcul terminé, nous avons d'après les résultats :

$$-1.3T_{\text{emp}} > T_{\text{dyn}}$$

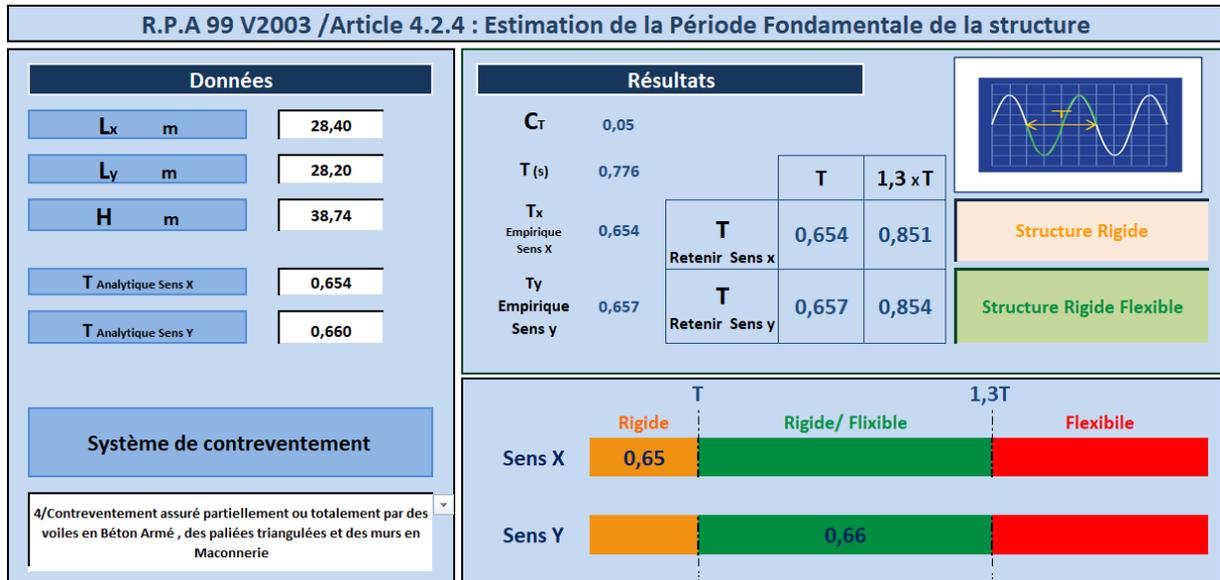


Figure 5 3 Périodes empiriques et dynamiques.

- Le 1ère est une translation suivant x ;
- Le 2ème une translation suivant y ;
- Le 3ème est mode de torsion.

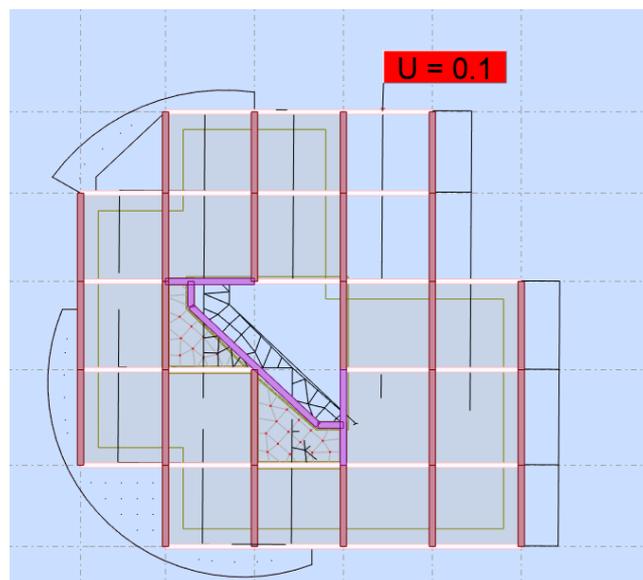


Figure 5 4 Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x).



Figure 5 5 Le 2ème mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y).



Figure 5 6 Le 3ème est mode de torsions.

5.3.2. Interprétation des résultats :

Vérification la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Calcul la force statique équivalente :

Chapitre 05 : : Modélisation et vérification au RPA

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement ;

W : Poids total de la structure.

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen **D** :

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

Avec :

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

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.1) RPA Portique en béton armé, remplissage dense $\xi = 7\%$

ξ : coefficient d'amortissement transversal

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 > 0.7 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Site ferme (S₂) $T_2=0.40s$ (Tableau 4.7)

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \cdot h_n / \sqrt{D_x} \\ C_T \cdot h_n^{3/4} \end{array} \right.$$

h_n : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 38.74m

Chapitre 05 : : Modélisation et vérification au RPA

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré :

$$D_x = 28.40 \text{ m}$$

$$D_y = 28.20 \text{ m}$$

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA

$$\Rightarrow C_T = 0.05 \Rightarrow T = 0.05 \times 38.74^{3/4} = 0.78s$$

$$T_x = \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{D_x}} = 0.65s$$

$$T_y = \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{D_y}} = 0.66s$$

$$T_x = \min(0.78; 0.65) = 0.65s$$

$$T_y = \min(0.78; 0.66) = 0.66s$$

On choisit :

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s \quad T_2 = 40s \leq T_x = 0.65s \leq 3s$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{40}{0.65} \right)^{2/3} = \mathbf{1.591}$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{40}{0.66} \right)^{2/3} = \mathbf{1.575}$$

Force sismique V :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.591 \times 1.2}{3.5} \times 77304.4248 = 6325.26KN$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.25}{3.5} \times 77304.4248 = 6543.26KN$$

Résultante des forces sismiques de calcul :

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

Chapitre 05 : : Modélisation et vérification au RPA

empirique appropriée. ‘ $V_t > 0,8V$ ’. Si $V_t < 0,8V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments ...) dans le rapport :

Tableau 5 2 les forces sismiques des deux directions.

Sens	V_{st}	$0.8V_{st}$	V_{dyn}	$V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$
X	6325.26	5060.20	5862.44	C.V
Y	6543.26	5234.60	6788.96	C.V

Vérification des déplacements inter-étages :

Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage à moins qu’il ne puisse être prouvé qu’un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta k * R < \frac{h_k}{100}$$

Δk : déplacement relatif à l’étage k par rapport au niveau k-1.

R : coefficient de comportement.

h_k : hauteur de l’étage k.

-sens x et y

Tableau 5 3 vérification déplacement inter-étages.

Niveau	Δe * kx	Δe * ky	Δkx	Δky	He/100	$\Delta kx \leq He/100$	$\Delta ky \leq He/100$
S-SOL	0	0,1	0	0,1	272	CV	CV
RDC	0,2	0,3	0,2	0,2	442	CV	CV
1ere	0,6	0,6	0,4	0,3	306	CV	CV
2eme	1,2	1	0,6	0,4	306	CV	CV
3eme	2	1,6	0,8	0,6	306	CV	CV
4eme	2,8	2,3	0,8	0,7	306	CV	CV

Chapitre 05 : : Modélisation et vérification au RPA

5eme	3,8	3,1	1	0,8	306	CV	CV
6eme	4,8	3,9	1	0,8	306	CV	CV
7eme	5,8	4,7	1	0,8	306	CV	CV
8eme	6,9	5,6	1,1	0,9	306	CV	CV
9eme	8	6,6	1,1	1	306	CV	CV
10eme	9	7,4	1	0,8	306	CV	CV

Vérification effet P-delta :

Les effets du second ordre ou effet P- 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 : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k ;

V_K : effort tranchant d'étage au niveau k ;

Δ_K : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 ;

H_K : hauteur du niveau k.

Chapitre 05 : : Modélisation et vérification au RPA

Tabaleau 5 4 vérification des effets du second ordre sens x-x et y-y.

ETAGE	K	PK G (KN)	PK Q (KN)	PK ELS (KN)	ΔX_K	ΔY_K	H_K	VX_K	VY_K	θX	θY	θX ≤ 0.1	θY ≤ 0.1
S-SOL	1	73079,02	16757,44	89836,46	0	0,1	272	4713,03	5566,97	0	0,00593287	CV	CV
RDC	2	64039,85	15143,94	79183,79	0,2	0,2	442	4662,67	5537,56	0,007684389	0,00647032	CV	CV
1	3	54808,8	11891,34	66700,14	0,4	0,3	306	4456,56	5366,52	0,019564356	0,01218523	CV	CV
2	4	49064,83	10712,86	59777,69	0,6	0,4	306	4288,34	5177,46	0,027332524	0,01509249	CV	CV
3	5	43440,92	9546,07	52986,99	0,8	0,6	306	4074,59	4921,74	0,033998041	0,02110962	CV	CV
4	6	37898,7	8379,28	46277,98	0,8	0,7	306	3812,78	4621,16	0,031732275	0,02290868	CV	CV
5	7	32194,74	7124,96	39319,7	1	0,8	306	3495,31	4263,11	0,036762333	0,02411305	CV	CV
6	8	26926,29	5958,17	32884,46	1	0,8	306	3168,43	3860,69	0,033917604	0,02226867	CV	CV
7	9	21465,23	4703,85	26169,08	1	0,8	306	2786,62	3356,34	0,030689462	0,02038408	CV	CV
8	10	16087,04	3449,52	19536,56	1,1	0,9	306	2352,26	2803,62	0,029856166	0,0204951	CV	CV
9	11	10925,31	2195,2	13120,51	1,1	1	306	1856,52	2192,67	0,025405184	0,01955492	CV	CV
10	12	5818	940,87	6758,87	1	0,8	306	1184,52	1358,95	0,018647056	0,01300287	CV	CV

Chapitre 06 : Etude des portiques

Chapitre 06 : Etude des portiques

6.1. Introduction :

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel Robot, nous entamons dans ce chapitre la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments sera mené selon les règles de calculs du béton armé C.B.A93, BAEL91, RPA99V2003.

Robot permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les poutres noyées seront calculées en flexion simple. Les voiles seront calculées en flexion composée. Les planchers seront calculés en flexion simple.

6.2. Etude des poutres :

6.2.1. Introduction :

Les poutres sont des courbes incorporées dans les planchers dalle pleine, sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors le calcul sera fait en flexion simple.

6.2.2. Les moments de la poutre :

Les moments fléchissants et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis ROBOT :

6.2.3. Combinaisons d'actions :

6.2.3.1. Selon B.A.E.L 91 :

Combinaisons fondamentales :

$$\begin{cases} ELU: 1.35G + 1.5Q \\ ELS: G + Q \end{cases}$$

6.2.3.2. Selon R.P.A 99/V2003 :

Combinaisons accidentelles :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.80G \pm E \end{cases}$$

6.2.4. Tableau des sollicitations :

Tableau 6 1 sollicitations des poutres.

Poutre	ELU		ELS		ACC		Efforts tranchant
	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a	
PP (40x60)	238.28	-324.96	173.12	-235.09	231.58	-418.34	408.37
PS (30x45)	91.84	-131.70	66.23	-96.33	170.64	-206.39	-231.11

Chapitre 06 : Etude des portiques.

6.2.3. Poutre Principales :

6.2.3.1. Ferrailage longitudinal :

En travée :

Calcul des ferrailages :

✓ ELU :

$$M_t^u = 238.28 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{238.28 \times 10^3}{40 \times 14.2 \times 54^2} = 0.143 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.143}) = 0.193$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.193 = 0.922$$

• Détermination des armatures :

$$A_s = \frac{M_1}{b \times \sigma_s \times d^2} = \frac{238.28 \times 10^3}{0.922 \times 348 \times 54} = 13.2 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T14+4T16=14.2 cm²

✓ AAC :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{231.58 \times 10^3}{40 \times 14.2 \times 54^2} = 0.139 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.139}) = 0.187$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.187 = 0.925$$

$$A_s = \frac{M_1}{b \times \sigma_s \times d^2} = \frac{231.58 \times 10^3}{0.925 \times 348 \times 54} = 10.9 \text{ cm}^2$$

Soit : 8T16=16.08 cm²

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 54 \times \frac{2.1}{400} = 2.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.60 \text{ cm}^2 < 14.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.005 \times 40 \times 54 = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 10.8 \text{ cm}^2 < A_s = 16.08 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Chapitre 06 : Etude des portiques.

✓ ELS :

$$M_t^s = 173.12 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexin simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \text{Acier FeE 400} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{238.28}{173.12} = 1.37$$

Avec :

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.193 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} -\sigma_b \leq \sigma_b = 15\text{MPa} \\ -\text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

Donc : Aucun vérification de (σ_s)

En APPUI :

✓ ELU :

$$M_t^u = -324.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{324.96 \times 10^3}{40 \times 14.2 \times 54^2} = 0.196 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.196}) = 0.275$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.196 = 0.890$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_s = \frac{M_1}{b \times \sigma_s \times d^2} = \frac{324.96 \times 10^3}{0.890 \times 348 \times 54} = 18.6 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T14+4T20=18.73 cm²

✓ AAC :

$$M_t^{acc} = -418.34 \text{ KN.m}$$

Chapitre 06 : Etude des portiques.

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{418.34 \times 10^3}{40 \times 14.2 \times 54^2} = 0.252 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.252}) = 0.369$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.369 = 0.852$$

$$A_s = \frac{M_1}{b \times \sigma_s \times d^2} = \frac{418.34 \times 10^3}{0.852 \times 348 \times 54} = 20.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6T16+3T20=21.48 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 54 \times \frac{2.1}{400} = 2.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.60 \text{ cm}^2 < 18.73 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.005 \times 40 \times 54 = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 10.8 \text{ cm}^2 < A_s = 21.48 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

✓ **ELS :**

$$M_t^s = -235.09 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexin simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Acier FeE 400} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{324.96}{235.09} = 1.38$$

Avec :

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.275 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$-\sigma_b \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

-Fissuration peu nuisible



Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

Donc : Aucun vérification de (σ_s)

Chapitre 06 : Etude des portiques.

Armatures transversales :

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{max} = 408.37 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \right. \quad \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$
$$\left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{408370}{40 \times 54 \times 100} = 1.89 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\tau_u = 1.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 1.2 \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{60}{35}; \frac{40}{10}; 1.2 \right) \rightarrow (1.71; 4; 1.2) = 1.71 \text{ cm} = 171 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm} \quad A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement :

Selon le B.A.E.L 91 :

$$\delta_{t1} \leq \frac{0.8A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3f_{tj})} = \frac{0.8 \times 2.01 \times 400}{40 \times (1.89 - 0.3 \times 2.1)} = 12.76 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = (48.6; 40) = 40 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 40} = 50.25 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 12.76 \text{ cm} \quad \text{On prend } \delta_t = 15 \text{ cm}$$

Selon le [RPA99 (version 2003)] :

➤ **Zone Nodale :**

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \left(\frac{60}{4}; 12 \times 8 \right) = (15; 96) = 15 \text{ cm}$$

$$\delta_{t4} = 10 \text{ cm}$$

➤ **Zone Courante :**

$$\delta_{t5} \leq \min \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$\delta_{t5} = 15 \text{ cm}$$

Chapitre 06 : Etude des portiques.

Selon le RPA/V2003 :

En zone nodale : $A_t = 0.003 \times \delta_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0.003 \times \delta_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$

Tableau 6 2 Section des poutres

Cas		At (cm ²)	Aa (cm ²)	Amin (BAEL) (Cm ²)	Amin (RPA) (Cm ²)	Choix travée	Choix appui
ACC	Poutre	10.9	20.8	2.60	10.8	8T16	6T16+3T20
	Chainage	7.9	9.7	1.46	6.07	6T14	5T16
ELU	Poutre	13.2	18.6	2.60	10.8	4T16+4T14	4T14+4T20
	Chainage	4.8	7	1.46	6.07	6T14	7T14
ELS	Poutre	8.5	11.8	2.60	10.8	6T14	5T16+1T14
	Chainage	3.2	4.6	1.46	6.07	4T14	4T14

Armature de peau :

PP : $A_c = 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 40 \times 60 = 4.8 \text{ cm}^2$

Choix Armature :

4T12 → 4.52 cm^2

Chapitre 06 : Etude des portiques.

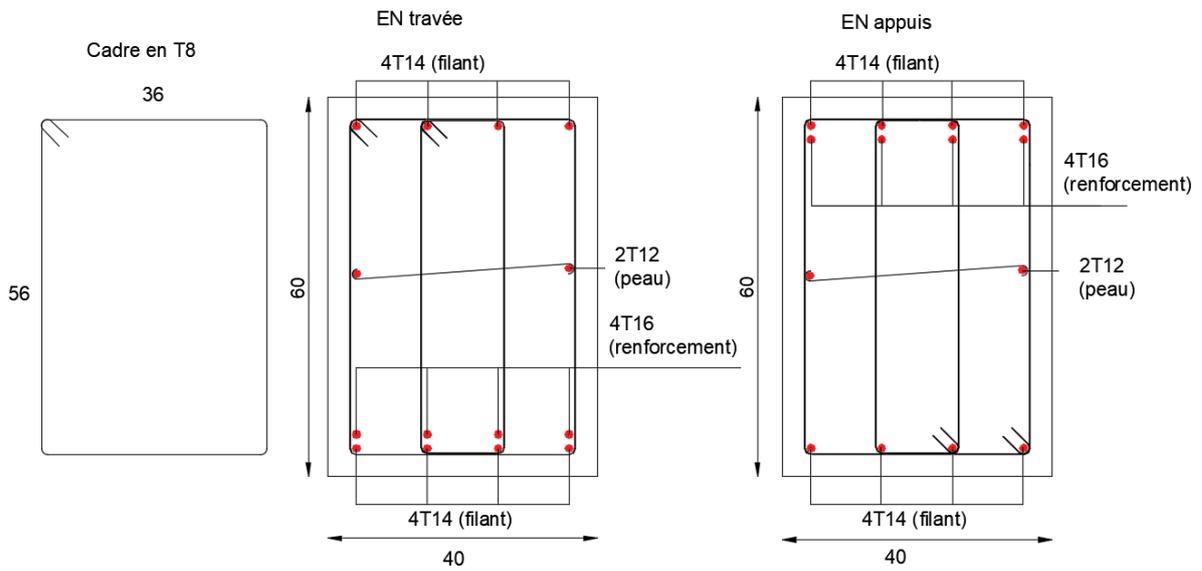


Figure 6 1 Ferrailages Poutre principale

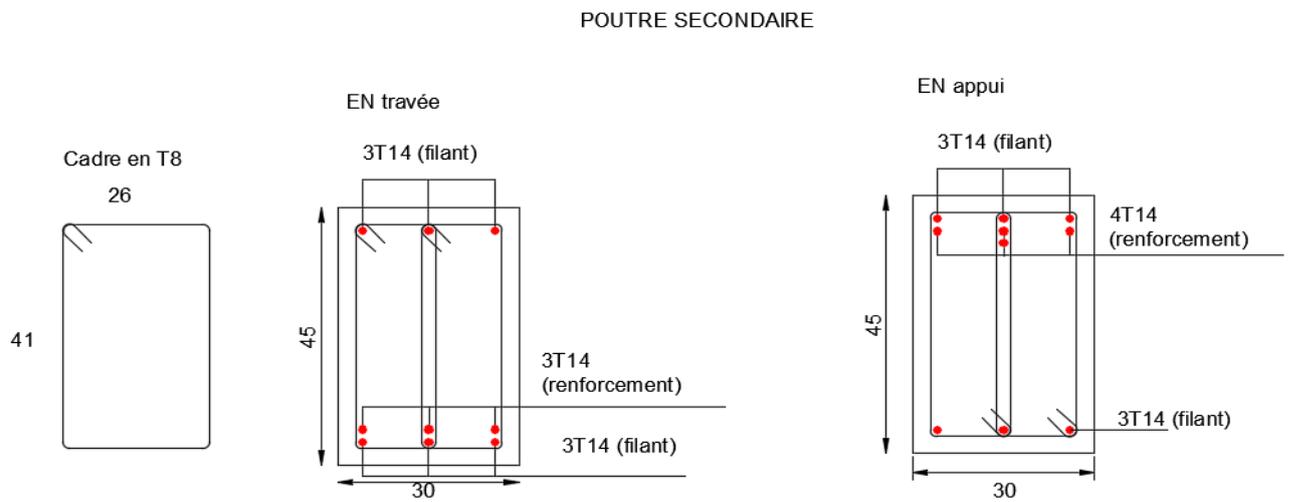


Figure 6 2 Ferrailages Poutre secondaire

6.3. Etude des poteaux :

6.3.1. Leurs rôles :

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)

Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts Horizontaux :

- Effet du vent
- effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal(N) et à deux moments fléchissant (M_y -y, M_z -z) (voir fig.6.5.).

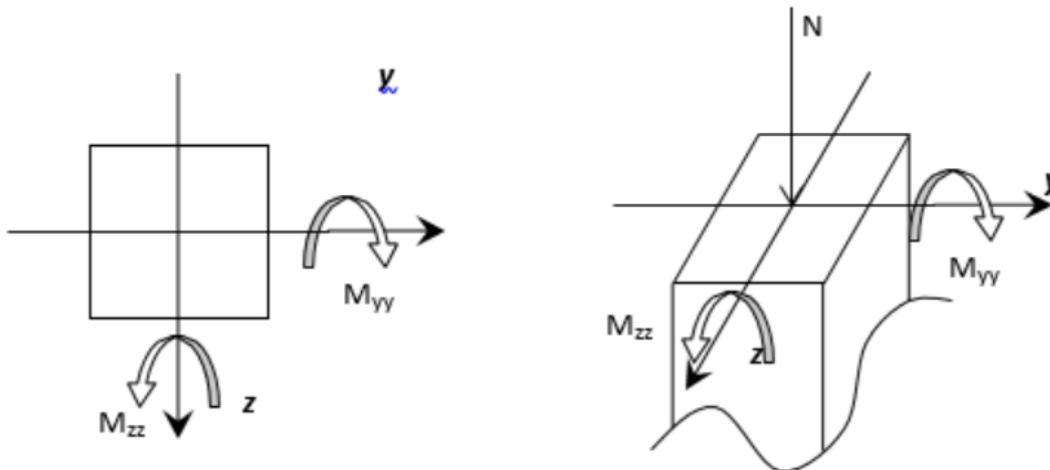


Figure 6 3 Sollicitation sur les poteaux.

6.3.2. Combinaison de charges :

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :

- $1,35G + 1,5Q \longrightarrow$ Etat Limite ultime.
- $G+Q \Rightarrow$ Etat Limite de service
 - Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :
- $0,8 \times G \pm E$

6.3.3. Les types de poteaux :

Chapitre 06 : Etude des portiques.

Tableau 6 3 récapitulatif des sections des poteaux.

Types	Niveaux	Section [cm ²]
1	Sous-sol -RDC	(60 × 60)
2	1 ^{ème} -2 ^{ème} étage	(55 × 55)
3	3 ^{ème} -4 ^{ème} étage	(50 × 50)
4	5 ^{ème} -6 ^{ème} étage	(45 × 45)
5	7 ^{ème} -8 ^{ème} étage	(40 × 40)
6	9 ^{ème} -10 ^{ème} étage	(35 × 35)

➤ Le ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se calcul en de l'excentricité due à la présence d'un effort de compression et de moment fléchissant dans les deux directions.

- ✓ 1^{er} cas ($N_{max}; M_{corr}$)
- ✓ 2^{ème} cas ($N_{min}; M_{corr}$)
- ✓ 3^{ème} cas ($N_{max}; M_{corr}$)

a) Armatures longitudinales proposée par le RPA :

Les armatures doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets

- Le pourcentage minimum imposé par le (RPA 99 v 2003) est :

$A_{min} = 0,8 \%$ de la section totale ; en zone Iia

- Le pourcentage maximum imposé par le RPA99 est :

$$\begin{cases} A_{min} = 4\% \text{ de la section totale; en zone courante} \\ A_{min} = 6\% \text{ de la section totale; en zone recouvrement.} \end{cases}$$

- Le diamètre minimum de l'acier est : $\varphi_{min} = 12 \text{ mm}$
- La longueur de recouvrement est : 40cm
- La distance entre les barres verticales doit être $\Rightarrow 25 \text{ cm}$

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

$$A_{min} = 0,8 \% \times b \times h \quad (\text{Zone IIa})$$

Chapitre 06 : Etude des portiques.

Poteau (60×60) cm ²	$A_{min} = 0.008 \times 60 \times 60 = 28.8cm^2$
Poteau (55×55) cm ²	$A_{min} = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.2cm^2$
Poteau (50×50) cm ²	$A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20cm^2$
Poteau (45×45) cm ²	$A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2cm^2$
Poteau (40×40) cm ²	$A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8cm^2$
Poteau (35×35) cm ²	$A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8cm^2$

b) Armatures longitudinales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (RPA99 v 2003) :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

Tu : Effort tranchant de calcul ;

a : Hauteur totale de la section brute;

Fe : Contrainte limite élastique de l'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient dépendant de l'élancement géométrique g :

- $\rho_a = 2.5$ si $g \geq 5$; $g = \left(\frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b}\right)$
- $\rho_a = 3.5$ si $g < 5$

Avec :

L_f : Longueur de flambement.

a et b : dimensions du poteau dans la direction de déformation considérée.

δ_t : Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit

- **Dans la zone nodale :**

$$\delta_t \leq \min(10\phi L; 15cm) \text{ Zone II2}$$

- **Dans la zone courante :**

$$\delta_t \leq 15\phi L \text{ Zone IIa}$$

ϕL : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Chapitre 06 : Etude des portiques.

c) Section minimale des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$$

- 0.4% si $g \geq 5$
- 0.8% si $g \leq 3$
- si $3 \leq g \leq 5$; ; interpolation des valeurs limitent précédentes.

❖ Selon **B.A.E.L 91** :

Le diamètre minimal des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \varphi_{Lmax}$$

L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\varphi_{Lmax}; 40cm; b + 10cm)$$

Avec :

b : plus petite dimension de la section transversale du poteau.

φ_{Lmax} : Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance.

Tableau 6 4 des sollicitations pour les différents poteaux.

Combinaisons	Section (cm ²)	(35×35)	(40×40)	(45×45)	(50×50)	(55×55)	(60×60)
ELU	N_{max}	852,18	1544,79	2241,18	2962,88	3623,74	4665,84
	M_y^{cor}	-40,89	56,17	63,20	56,23	26,84	5,29
	M_z^{cor}	91,88	113,71	23,76	16,74	13,14	10,82
ACC	N_{max}	679,49	1204,95	1750,22	2318,07	2945,90	3546,84
	M_y^{cor}	27,48	84,38	92,42	88,33	167,54	9,99
	M_z^{cor}	119,97	109,86	117,17	104,91	100,03	27,69
ELS	N_{max}	619,51	1121,72	1626,07	2149,55	2629,12	3374,97
	M_y^{cor}	-29,73	39,31	45,71	40,74	19,26	3,81
	M_z^{cor}	66,55	82,35	17,34	12,34	9,29	7,80

Chapitre 06 : Etude des portiques.

ELU	N_{cor}	403,82	1179,65	1906,22	2555,44	2062,55	1747,99
	M_y^{max}	83,10	75,41	70,75	81,14	72,64	200,98
	M_z^{cor}	-64,20	30,31	19,92	157,74	99,32	71,01
ACC	N_{cor}	221,88	978,21	1124,74	1553,69	1967,93	1965,05
	M_y^{max}	94,84	51,97	63,02	76,25	48,88	42,65
	M_z^{cor}	-59,91	212,59	283,45	302,45	169,02	136,02
ELS	N_{min}	-9,71	1121,72	1626,07	2149,55	2629,12	3374,97
	M_y^{cor}	-35,16	39,31	45,71	40,74	19,26	3,81
	M_z^{cor}	39,24	82,35	17,34	12,34	9,29	7,80

➤ **Les armatures longitudinales :**

• **Exemple de calcul :**

✓ **Poteau 1er, (RDC) et sous-sol :**

▪ **1^{er} cas :**

$$N^{\max} = 4665,84 \text{ KN}$$

$$M_y^{\text{cor}} = 5.29 \text{ KN.m}$$

Calcul suivant l'axe y-y :

Calcul a l'état ultime de résistance :

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A' = \frac{N - 100B\sigma_b}{100\sigma_s} = \frac{4665.84 \times 10^3 - 100 \times 60 \times 60 \times 14.17}{100 \times 347.83} = -12.82 \text{ cm}^2 < 0 \rightarrow A' = 0$$

Détermination du type de sollicitation :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{529}{4665.84} = 0.11 \text{ cm}$$

Chapitre 06 : Etude des portiques.

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.707 \times 272 = 192.3 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{192.3}{60} = 2.27; \max \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \max \left[15; 20 \times \frac{0.11}{60} \right] = \max(15; 0.036) = 15$$

Le calcul revient à la flexion composée avec un moment fictif

$$M_f = N_u(e_1 + e_a + e_2)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_u} = \frac{2.83}{5.29} = 0.534$$

$$e_a = \max \left(2cm; \frac{L}{250} \right) = \max \left(2cm; \frac{272}{250} \right) = \max(2cm; 1.08) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} \times (2 + \alpha \cdot \Phi); \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 192.3^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0.534 \times 2] = 0.28 \text{ cm}$$

$$M_f = N_u(e_1 + e_a + e_2) = 111853.50 \text{ N.m}$$

Détermination du type de sollicitation :

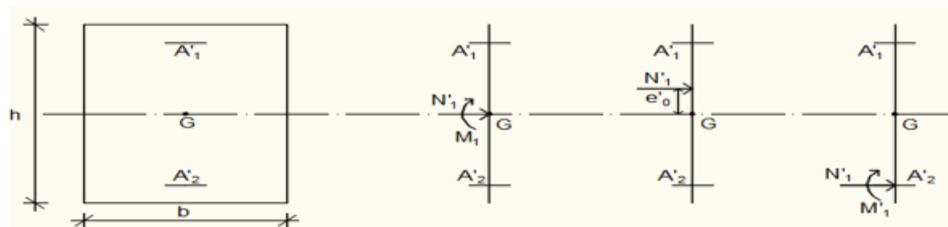
$$e_0 = \frac{M_f}{N} = \frac{11185350}{4665840} = 2.40 \text{ cm}$$

$$e = e_0 + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 2.40 + \left(\frac{60}{2} - 5 \right) = 27.4 \text{ cm}$$

$$M_1 = N \cdot e = 4665.84 \times 27.4 = 1278.314 \text{ KN.m} = 1278314 \text{ N.m}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c)}_I \times 14.2 \times b \times h \leq \underbrace{N_1(d - c)}_{II} - M_1$$



$$I : (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.05) \times 14.17 \times 0.6 \times 0.6 = 824670.10 \text{ N.m}$$

$$II : 4665840 \times (0.55 - 0.05) - 1278314 = 1054607 \text{ KN.m}$$

Conclusion :

$$I = 824670.10 \text{ KN.m} < II = 1054607 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est entièrement comprimée.

Chapitre 06 : Etude des portiques.

Calcul d'une section entièrement comprimée :

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c) \times 14.2 \times b \times h \leq N1(d - c) - M1 \leq \left[0.5 - \frac{c}{h}\right] bh^2 \sigma_b$$

$$\left[0.5 - \frac{c}{h}\right] bh^2 \sigma_b = \left[0.5 - \frac{5}{60}\right] 60 \times 60^2 \times 14.17 = 1275000.00 \text{ N.m}$$

$$II=1054.607 \text{KN.m} < III=1275000.00 \text{ N.m} \quad A'_2 = 0$$

- Si (2) \leq (3) $\Rightarrow A'_2=0$

$$\Psi = \frac{0.371 + \frac{N(d-c) - 100 \times M_1}{100 \times b \times h^2}}{0.8572 + \frac{c}{h}}$$

$$\Psi = \frac{0.371 + \frac{4665840(55 - 5) - 100 \times 1278314}{100 \times 14.2 \times 60 \times 60^2}}{0.8572 + \frac{5}{60}} = 0.760$$

$$1000 \varepsilon_{SI} = 2 + \left(3.487 - 8.019 \times \frac{c}{h}\right) \times \sqrt{1 - 0.760} = 3.870$$

Calcul de la contrainte des armatures :

$$1000 \varepsilon_L = \frac{f_e}{\gamma_s} = 1.739$$

$$\text{Si } 1000 \varepsilon_{SI} > 1000 \varepsilon_L \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.83 = 348 \text{MPa}$$

$$\text{Sinon } (1000 \varepsilon_{SI} < 1000 \varepsilon_L) \implies \sigma_{SI} = 200(1000 \varepsilon_{SI})$$

Calcul de la section des armatures :

$$A'_1 = \frac{N - 100\Psi\sigma_b \cdot b \cdot h}{100\sigma_s} = \frac{4665840 - 100 \times 0.760 \times 14.2 \times 60 \times 60}{100 \times 348} = 22.34 \text{cm}^2$$

Armature minimale :

-

- **Conditions imposées par les règles BAEL.91/A.8.1.21 :**

Chapitre 06 : Etude des portiques.

$$A_{min} = \max \left[\frac{0.2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8 \cdot (b + h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0.2 \times 60 \times 60}{100}; \frac{8 \cdot (\times 60 + 60)}{100} \right]$$

$$= \max[7.2; 9.60]$$

- **Condition imposée par les règles RPA99/2003 :**

$$A_{min} = 0.008 \times b \times h = 0.008 \times 60 \times 60 = 28.8 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

$$A = \max(A_{cal}; A_{BAEL}; A_{RPA}) = (22.34; 9.60; 28.8) = 28.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{sup} = 28.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{inf} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 16T16 = 32.17 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{max} = 151.96 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{151960}{600 \times 550} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right) = (3.33 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

ELS

$$\frac{M_{GB}}{N} < \frac{h}{6} \rightarrow 6.45 < 10 \quad CV$$

M_{GB} : le moment fléchissant au centre de gravité de la section du béton seul.

b- Détermination des contraintes :

Les contraintes seront déterminées comme suit :

$$B_0 + B \cdot H + 15 \cdot (A'_1 + A'_2) \quad B_0 = 60 \times 60 + 15 \times (32.17 + 0) = 4082.55 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot (A'_1 \cdot d' + A'_2 \cdot d) \right] = \frac{1}{4082.55} \left[\frac{60 \times 60^2}{2} + 15 \cdot (32.17 \times 5 + 0 \cdot d) \right]$$

$$= 27.04 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 60 - 27.04 = 32.96 \text{ cm}$$

Chapitre 06 : Etude des portiques.

$$I_{xx'} = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot [A'_1 \cdot (V_1 - d')^2 + A'_2 \cdot (d - V_1)^2] = 1170432 = \text{cm}^4$$

$$M_G = -30101.66 \text{ N.m}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N} = \frac{-33101.66}{4665840} = -0.89$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{100 \cdot B_0} = \frac{4665840}{100 \times 3750.8} = 9 \text{ MPa} \quad ; \quad K = \frac{M_{GB}}{I_{xx'}} = \frac{30101.66}{1170432} = -0.03$$

$$\sigma_{b1} = \sigma_0 + K \cdot V_1 = 9 - 0.03 \times 27.04 = 8.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \sigma_0 - K \cdot V_2 = 9 + 0.03 \times 32.96 = 9.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s1} = 15 \cdot [\sigma_0 + K \cdot (V_1 - d')] = 15 \times [\sigma_0 - 0.03 \times (27.04 - 5)] = 125.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = 15 \cdot [\sigma_0 + K \cdot (d - V_2)] = 15 \times [9 + 0.03 \times (55 - 32.96)] = 145 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes :

$$\text{Plus défavorable : } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 + f_{c28} = 15 \rightarrow 14.2 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration : } \begin{cases} 1 \rightarrow R.L \\ 1.6 \rightarrow HA \end{cases}$$

*Fissuration très préjudiciable : (cas des éléments devant assurer une étanchéité ou exposés à des milieux agressifs.

Avec $\emptyset \geq 8 \text{ mm}$

Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier résultat robot :

$$T_{max} = 268.07 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{268070}{600 \times 550} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right) = (3.3 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa}$$

Section et écartement des armatures transversales At :

Chapitre 06 : Etude des portiques.

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_{Lmax}}{3} = \frac{2}{3} = 0.66cm$$

On prend : $\varphi_t = 8mm$ de nuance d'acier FeE235 $2,01cm^2$ (1 cadre + 1 étrier).

L'espaceur des armatures transversales :

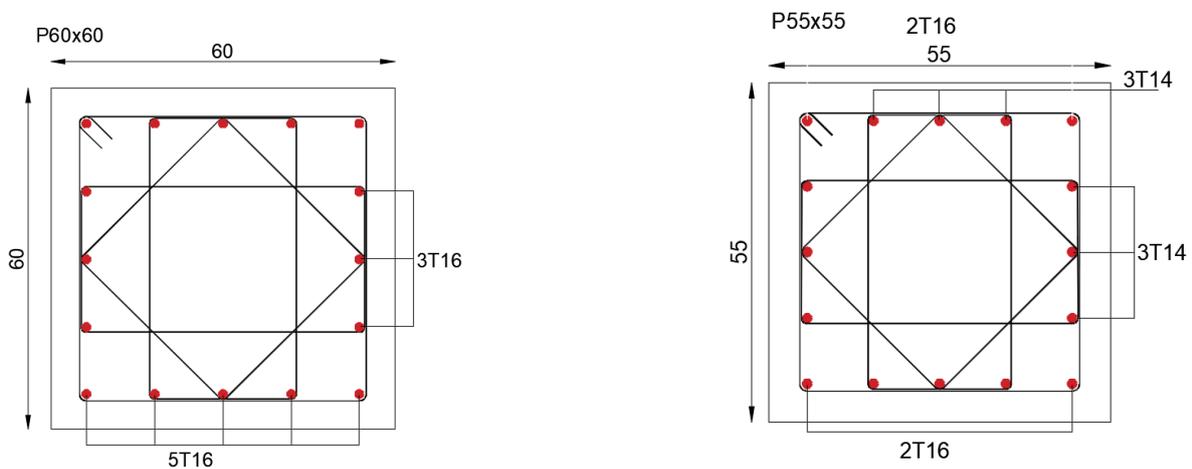
✓ Selon le [BAEL91] :

$$\delta_t = \min(15\varphi_{Lmax}; 40cm; b + 10cm) = 30cm$$

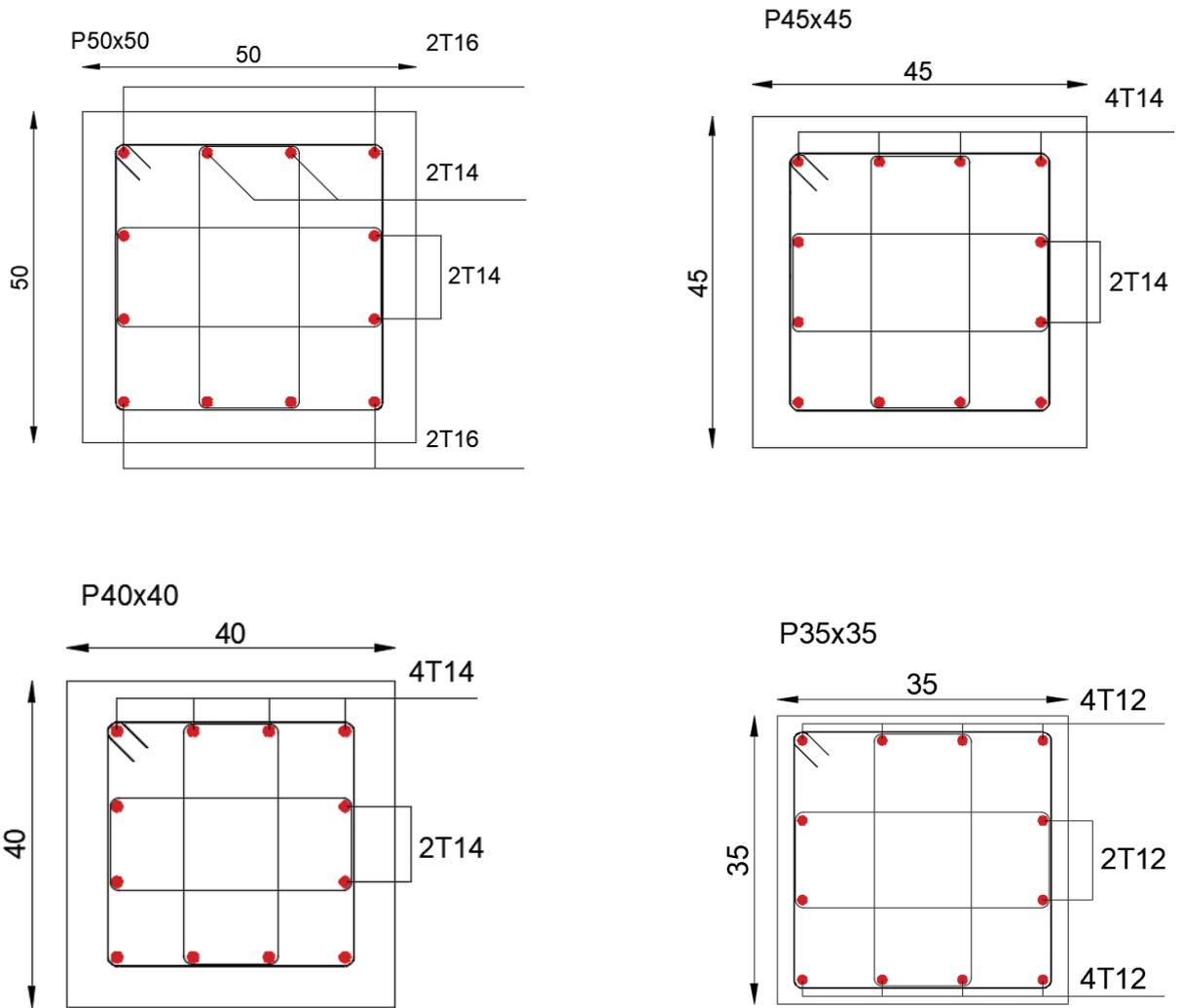
Tableau 6 5 récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Type	A_{cal}	A_{BAEL}	A_{RPA}	A_{choix}	Choix
P60x60	22.34	9.60	28.8	32.17	16T16
P55x55	17.6	8.8	24.2	26.52	4T16+12T14
P50x50	18.36	8	20	20.36	4T16+8T14
P45x45	15.07	7.2	16.2	18.47	12T14
P40x40	11.4	6.4	12.8	18.47	12T14
P35x35	2.74	5.6	9.8	13.57	12T12

Ferrailage des poteaux :



Chapitre 06 : Etude des portiques.



Chapitre 07 : Etude des voiles

Chapitre 07 : Etude des voiles

7.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieure à l'épaisseur et la longueur est au moins quatre fois supérieure à l'épaisseur. Dans notre structure, on distingue trois types de voiles :

Les Voiles sont ferrailés à l'aide des résultats donnés par le logiciel ROBOT.

7.2. Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 de RPA99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-

2.41 "CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement des voiles de contreventement fixées par l'article [7.7.1/ RPA99, V2003] (voir chapitre II).
- Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposés dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes (voir chapitre II), par la suite on devra disposer les ferrailages suivants :
- Des aciers verticaux ;
- Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.41]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrailages sont Composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

Condition du [RPA99(2003) /7.7.4.1] :

A chacune des extrémités du voile $A_{v1} \geq 4HA10$.

En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

$$A_1 = ((L - 2a) \times e) \times 10\%$$

$$A_1 = (L \times e \times 0.15\%) - A_v$$

$$A_v = \max(A_1; A_2).$$

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Espacement des barres verticales :

$S = \min(1,5e ; 30\text{cm}) \rightarrow$ en zone courante.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm. Le diamètre des barres verticales du voile : $\varnothing = \frac{L}{10} e$

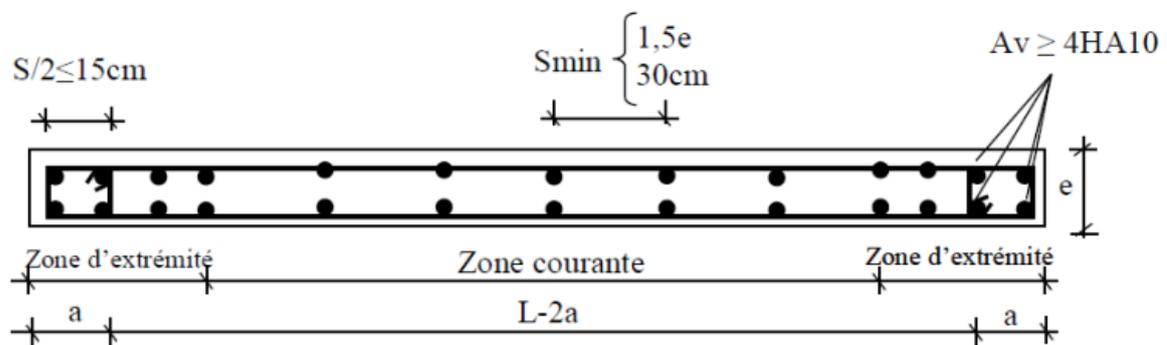


Figure 7 1 Les sollicitations de calcul d'un voile.

7.3. Exemple de calcul :

Voile de contreventement le plus défavorable sans ouverture d'épaisseur 20 cm.

7.3.1. Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67e_a}{h}; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm}; \frac{h}{250} \right) = \left(2\text{cm}; \frac{306}{250} \right) = 2\text{cm}$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \times 2}{306}; 100 \right) \right] = 50$$

$$\lambda = L_f \times \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$L_f = 0.707 \times 306 = 216.3 \text{ cm}$$

$$\lambda = 216.3 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 37.46 \text{ cm}$$

$\lambda = 47.63 \text{ cm} < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée.

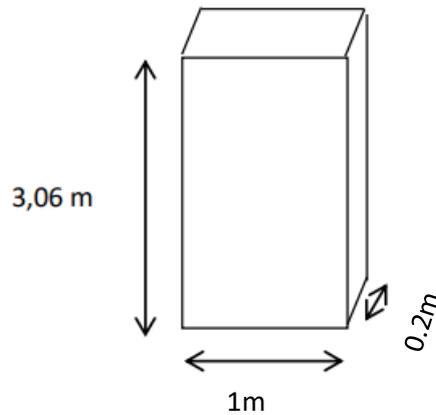


Figure 7 2 voile le plus sollicité.

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « robot bat » les sollicitations maximales sont :

7.4. Calcul de ferrailage :

Sens x-x :

$$\begin{cases} N = 1392.92 \text{ KN} \\ M = 0.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (b×100cm) (bande de 1m de largeur).

Verticale

Tbaleau 7 1 Les sollicitation de calcule x-x.

Cas	Sollicitation	Ferrailage
-----	---------------	------------

ELU 1.35G+1.5Q	$N_{yy}^{max}=325.43 \text{ KN}$	A = 10
	$M_{xx}^{corr}=3.11 \text{ KN*m}$	
	$M_{xx}^{max}=14.99 \text{ KN*m}$	A = 10
	$N_{yy}^{corr}=206,33 \text{ KN}$	
ACC G+Q±E 0.8D±E	$N_{yy}^{max}=903.04 \text{ KN}$	A = 10
	$M_{xx}^{corr}=1.55 \text{ KN*m}$	
	$N_{yy}^{min}=1392.92 \text{ KN}$	A = 6.36
	$M_{xx}^{corr}=0.59 \text{ KN*m}$	
	$M_{xx}^{max}=14.98 \text{ KN*m}$	A = 10
	$N_{yy}^{corr}=142,44 \text{ KN}$	

Effort tranchant => T=47.57 KN

FERALLAGE Horizontale

Tbaleau 7 2 Les sollicitation de calcule y-y.

Cas	Sollicitation	Ferraillage
ELU 1.35G+1.5Q	$N_{xx}^{max}=320.54 \text{ KN}$	A = 6.36
	$M_{yy}^{corr}=10,46 \text{ KN*m}$	
	$M_{yy}^{max}=64.01 \text{ KN*m}$	A = 9.8
	$N_{xx}^{corr}=143,09 \text{ KN}$	

ACC G+Q±E 0.8D±E	$N_{xx}^{max}=529.48 \text{ KN}$	$A = 6.36$
	$M_{yy}^{corr}=7.72 \text{ KN}\cdot\text{m}$	
	$N_{xx}^{min}=555.15 \text{ KN}$	$A = 6.83$
	$M_{yy}^{corr}=5.37 \text{ KN}\cdot\text{m}$	
	$M_{yy}^{max}=60.87 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$A = 8.1$
	$N_{xx}^{corr}=64.87 \text{ KN}$	

Effort tranchant $\Rightarrow T=16.13 \text{ KN}$

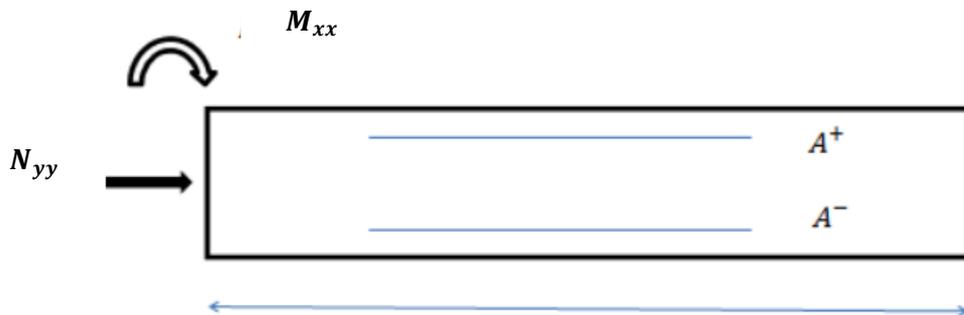


Figure 7 3 Section de calcul suivant l'axe x-x.

FERALLAGE SENS X-X (EXEMPLE DE CALCUL)

Etat limite ACC :

$$\begin{cases} N = 1392.92 \text{ KN} \\ M = 0.59 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{cases}$$

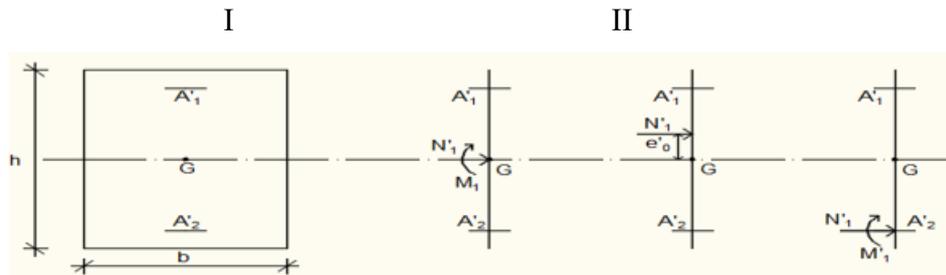
Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.59}{1392.92} = 0.04 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 8 \text{ cm}$$

\Rightarrow L'effort normal de compression N se trouve à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c)}_{\text{}} \times 14.2 \times b \times h \leq \underbrace{N1(d - c) - M1}_{\text{}}$$



Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.59 + 1392.92 \times \left(0.18 - \frac{0.02}{2} \right) = 112.02 \text{ KN.m}$$

$$I : (0.337 \times 20 - 0.81 \times 2) \times 14.17 \times 100 \times 20 = 145408 \text{ N.m} = 145.608 \text{ KN.m}$$

$$II : 1392.92 \times (0.18 - 0.02) - 112.02 = 110.84 \text{ KN.m}$$

Conclusion :

$$I = 145.608 \text{ KN.m} > II = 110.84 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est partiellement comprimée

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{112.02 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 18^2} = 0.243 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.243}) = 0.353$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.353 = 0.858$$

• **Détermination des armatures :**

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_1}{b \times \sigma_s \times d^2} = \frac{112.02 \times 10^3}{0.858 \times 400 \times 18} = 18.13 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} = 20.84 - \frac{1392920}{100 \times 400} = -13.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = -13.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow 0$$

Armatures minimales :

$$A_{min} = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 3 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T12=4.52 \text{ cm}^2$$

Condition du [RPA99(2003) /7.7.4.1] :

$$A_1 = ((L - 2a) \times e) \times 0.10\% = ((398 - 2 \times 40) \times 20) \times 0.0010 = 6.36 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2A_t = (398 \times 20 \times 0.0015) - 2 \times 4.52 = 2.9 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \max(A_1; A_2)$$

$$A_v = 6.36 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$5T14=9.24 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres verticales :

$$S = \min(1,5e ; 30\text{cm})$$

$$S = \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}.$$

Alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$. Donc, on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

FERALLAGE SENS Y-Y (EXEMPLE DE CALCUL)

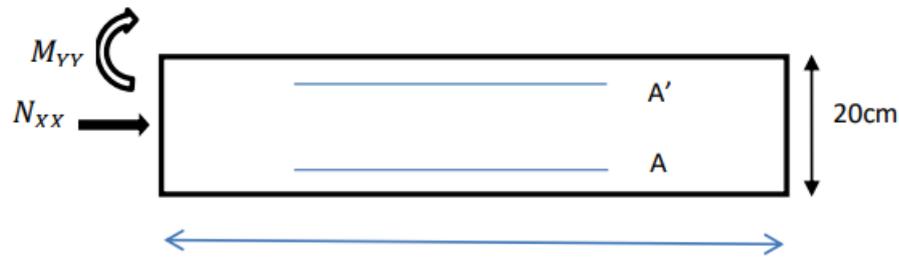


Figure 7 4 Section de calcul suivant l'axe y-y.

Sens y-y :

$$\begin{cases} N = 555.15 \text{ KN} \\ M = 5.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Etat limite ACC :

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{537}{555.15} = 0.96 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 8 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N se trouve à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c)}_I \times 14.2 \times b \times h \leq \underbrace{N(d - c) - M1}_II$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M1 = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 5.37 + 555.15 \times \left(0.18 - \frac{0.02}{2} \right) = 49.78 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$I : (0.337 \times 20 - 0.81 \times 2) \times 14.2 \times 100 \times 20 = 145408 \text{ N} \cdot \text{m} = 145.608 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$II : N(d - c) - M1 = 555.15 \times (0.18 - 0.02) - 49.78 = 41.04 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

I = 145.608 KN*m > II = 41.04 KN*m ⇒ La section est partiellement comprimée.

✓ Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{49.78 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 18^2} = 0.108 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.108}) = 0.143$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.143 = 0.942$$

• **Détermination des armatures :**

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_1}{b \times \sigma_s \times d} = \frac{49.78 \times 10^3}{0.942 \times 400 \times 18} = 7.33 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} = 7.33 - \frac{555150}{100 \times 400} = -6.54 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

$$A_{min} = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 3 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T12=4.52 \text{ cm}^2$$

Condition du [RPA99(2003) /7.7.4.1] :

$$A_1 = ((L - 2a) \times e) \times 0.10\% = ((398 - 40) \times 20) \times 0.0010 = 6.36 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2A_t = (398 \times 20 \times 0.0015) - 2 \times 4.52 = 2.9 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \max(A_1; A_2)$$

$$A_v = 6.36 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6T12=6.79 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres horizontale :

$$S = \min(1,5e ; 30\text{cm})$$

$$S = \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}.$$

Alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$. Donc, on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

7.5. Calcul des armatures transversales :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right] = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{e \times b}; \text{ avec } \bar{T} = 1.4T_u^{\text{max}}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 47570}{200 \times 1000} = 0.332 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \text{CV}$$

Armatures transversales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 0 (\text{Pas de reprise de betonage}) \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t = \frac{0.332}{0,9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 0.368 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{t\text{min}}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{t\text{min}} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{0.332}{2} = 0.166 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{t\text{cal}}; A_{t\text{min}})$$

$$A_t = \max(0.368 ; 0.166) \text{ cm}^2 = 0.368 \text{ cm}^2$$

- Choix : $3\emptyset 10 \Rightarrow A_t = 2.36 \text{ cm}^2$

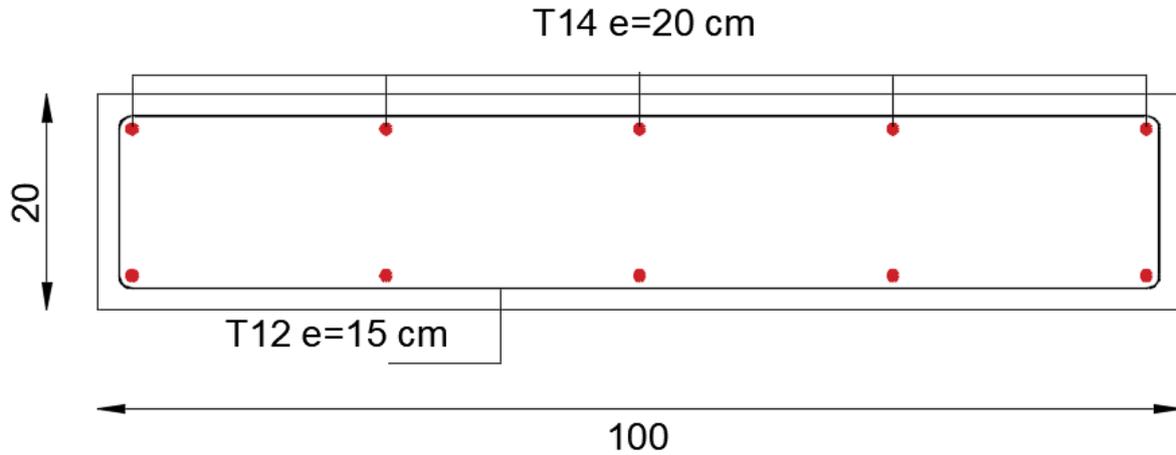


Figure 7 5 Ferrailage de voile contreventement.

8. Voile périphérique :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur

8.1. Le Dimensionnement :

D'après le R.P.A.99; l'épaisseur être supérieure ou égale à 15cm.

Dans notre structure on a : $e = 30 \text{ cm}$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67e_a}{h}; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm}; \frac{h}{250} \right) = \left(2\text{cm}; \frac{272}{250} \right) = 2\text{cm}$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \times 2}{306}; 100 \right) \right] = 50$$

$$\lambda = L_f \times \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$L_f = 0.707 \times = 192.3 \text{ cm}$$

$$\lambda = 192.3 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 33.30 \text{ cm}$$

$\lambda = 33.30 \text{ cm} < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée

8.2. Calcul de ferrailage :

Verticale

Tbaleau 7 3 Les sollicitation de calcule x-x.

Cas	Sollicitation	Ferrailage
ELU 1.35G+1.5Q	$N_{yy}^{max}=8,47$ KN	A = 13.2
	$M_{xx}^{corr}=19,90$ KN*m	
	$N_{xx}^{min}=1700,04$ KN	A = 13.2
	$M_{xx}^{corr}=6.40$ KN	
	$M_{xx}^{max}=19,90$ KN*m	A = 13.2
	$N_{yy}^{corr}=543.02$ KN	
ACC G+Q±E 0.8D±E	$N_{yy}^{max}=739,28$ KN	A = 13.2
	$M_{xx}^{corr}=2.15$ KN*m	
	$N_{yy}^{min}=735,19$ KN	A = 13.2
	$M_{xx}^{corr}=5.24$ KN*m	
	$M_{xx}^{max}=16,48$ KN*m	A = 13.2
	$N_{yy}^{corr}=631,00$ KN	

8.3 Ferrailage horizontale :

Tbaleau 7 4 Les sollicitation de calcule y-y.

Cas	Sollicitation	Ferrailage
ELU 1.35G+1.5Q	$N_{xx}^{max}=224,41$ KN	A = 10.4
	$M_{yy}^{corr}=27.27$ KN*m	
	$M_{yy}^{max}=23.11$ KN*m	A = 10.4
	$N_{xx}^{corr}=190.87$ KN	
	$N_{xx}^{max}=301,66$ KN	A = 10.4
	$M_{yy}^{corr}=12.29$ KN*m	
	$N_{xx}^{min}=531,13$ KN	A = 13.57

ACC G+Q±E 0.8D±E	$M_{yy}^{corr}=11.60 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$A = 10.4$
	$M_{yy}^{max}=19.26 \text{ KN}\cdot\text{m}$	
	$N_{xx}^{corr}=217.38 \text{ KN}$	

Sens X-X

Etat limite ACC :

Calcul de l'excentricité :

$$\begin{cases} N = 739.28 \text{ KN} \\ M = 2.15 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{cases}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{215}{739.28} = 0.29 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 12 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N se trouve à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c) \times 14.2 \times b \times h}_I \leq \underbrace{N1(d - c) - M1}_{II}$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M1 = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2.15 + 739.28 \times \left(0.27 - \frac{0.03}{2} \right) = 90.86 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$I : (0.337 \times 30 - 0.81 \times 3) \times 14.2 \times 100 \times 30 = 327168 \text{ N}\cdot\text{m} = 327.168 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$II : 739.28 \times (0.27 - 0.03) - 90.86 = 86.56 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Conclusion :

$$I = 327.468 \text{ KN}\cdot\text{m} > II = 86.56 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

⇒ La section est partiellement comprimée

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{90.86 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 27^2} = 0.08 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}) = 0.104$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.104 = 0.958$$

• Détermination des armatures :

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_1}{b \times \sigma_s \times d^2} = \frac{90.86 \times 10^3}{0.958 \times 400 \times 27} = 8.78 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} = 8.78 - \frac{739280}{100 \times 400} = -9.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} < 0 \Rightarrow A_{fc} = 0$$

Armatures minimales :

$$A_{min} = 0.0015 \times 100 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 4.5 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T12=4.52 \text{ cm}^2$$

Condition du [RPA99(2003) /7.7.4.1] :

$$A_1 = ((L - 2a) \times e) \times 0.10\% = ((5.60 - 2 \times 60) \times 20) \times 0.0010 = 13.2 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2A_t = (560 \times 30 \times 0.0015) - 2 \times 4.52 = 16.16 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \max(A_1; A_2)$$

$$A_v = 16.6 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$11T14=16.93 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres verticales :

$$S = \min(1,5e ; 30\text{cm})$$

$$S = \min(1,5 \cdot 30 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}.$$

Alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$. Donc, on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

Sens y-y :

$$\begin{cases} N = 531.13 \text{ KN} \\ M = 11.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Etat limite ACC :

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1160}{531.13} = 2.18 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 133 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N se trouve à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c) \times 14.2 \times b \times h}_I \leq \underbrace{N1(d - c) - M1}_II$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M1 = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 11.60 + 531.13 \times \left(0.27 - \frac{0.03}{2} \right) = 75.33 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$I : (0.337 \times 30 - 0.81 \times 3) \times 14.2 \times 100 \times 30 = 327168 \text{ N} \cdot \text{m} = 327.168 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$II : N1(d - c) - M1 = 531.13 \times (0.27 - 0.03) - 75.33 = 52.14 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$I = 327.168 \text{ KN} \cdot \text{m} > II = 52.14 \text{ KN} \cdot \text{m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{75.33 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 27^2} = 0.07 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.07}) = 0.09$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.09 = 0.964$$

• **Détermination des armatures :**

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_1}{b \times \sigma_s \times d^2} = \frac{75.33 \times 10^3}{0.964 \times 400 \times 27} = 7.23 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A - \frac{N}{100\sigma_s} = 7.23 - \frac{531130}{100 \times 400} = -6.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} < 0 \Rightarrow A_{fc} = 0$$

Armatures minimales :

$$A_{min} = 0.0015 \times 100 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 4.5 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6T12=6.79 \text{ cm}^2$$

Condition du [RPA99(2003) /7.7.4.1] :

$$A_1 = ((L - 2a) \times e) \times 0.10\% = ((560 - 2 \times 60) \times 30) \times 0.0010 = 13.2 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2A_t = (560 \times 30 \times 0.0015) - 2 \times 6.79 = 11.62 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \max(A_1; A_2) = 13.2$$

$$A_v = 6.36 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$12T12=13.57 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres horizontale :

$$S = \min(1,5e ; 30\text{cm})$$

$$S = \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}.$$

Alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$. Donc, on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

8.3. Calcul des armatures transversales :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right] = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{e \times b}; \text{ avec } \bar{T} = 1.4T_u^{\text{max}}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 24760}{300 \times 1000} = 0.115 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \text{CV}$$

Armatures transversales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\begin{cases} k = 0 (\text{Pas de reprise de betonage}) \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t = \frac{0.115}{0,9 \times \frac{400}{1}} \times 30 \times 20 = 0.191 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{t\text{min}}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{t\text{min}} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{30 \times 20}{400} \times \frac{0.115}{2} = 0.086 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{t\text{cal}}; A_{t\text{min}}) \text{ alors } A_t = \max(0.191 ; 0.086) \text{ cm}^2 = 0.191 \text{ cm}^2$$

- Choix : $3\emptyset 10 \Rightarrow A_t = 2.36 \text{ cm}^2$

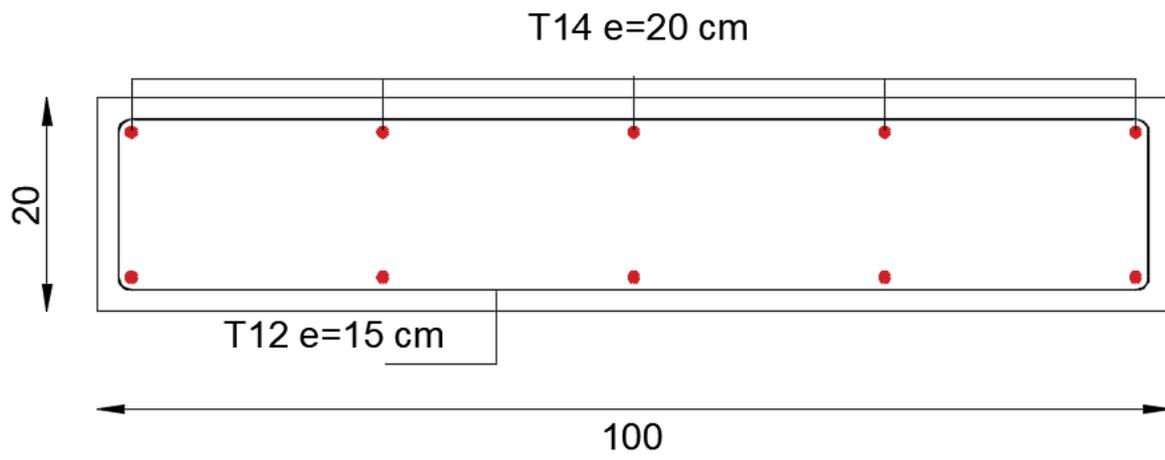


Figure 7 6 Ferrailage de voile périphérique.

Chapitre 08 : Etude des fondations

Chapitre 08 : Etude de fondation

Chapitre 08 : Etude des fondations

8.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ❖ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ❖ Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ❖ Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

8.1.1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ❖ Les semelles continuent sous mur.
- ❖ Les semelles continuent sous poteaux.
- ❖ Les semelles isolées.
- ❖ Les radiers.

8.1.2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ❖ Les pieux.
- ❖ Les puits.

Chapitre 08 : Etude de fondation

8.2. Choix du type de fondation :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 2.5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de **764.51 m²**, ainsi que le poids de la structure **W = 77304.42 KN**, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ❖ Semelle filante.
- ❖ Radier évider.
- ❖ Radier général.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : $\frac{S_S}{S_B} < 50 \%$.

Avec :

S_S : Est la surface de la semelle.

S_B : Est la surface d'impact du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_S} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \quad S_S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}$$

N_u : Effort normal dû aux charges verticales.

On a de puis Robot : **N_u = 123792,83 KN**

$$S_S = \frac{123792,83}{250} = \mathbf{495.17 \text{ m}^2}$$

Vérification :

$$\frac{S_S}{S_B} \leq 0.5 \quad \frac{495.17}{764.51} = 0.64 > 0.5$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation. Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure. La réduction des tassements différentiels.
- ❖ Néglige l'hétérogénéité du sol.
- ❖ La facilité de son exécution.

8.3.1. Pré dimensionnement du radier :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles

Chapitre 08 : Etude de fondation

de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ Condition de rigidité.
- ❖ Condition forfaitaire.
- ❖ Condition de non cisaillement.
- ❖ Condition de non poinçonnement.

8.3.1.1. Condition de rigidité :

$$\text{Radier } L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \quad \text{et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

L_e : Est la longueur élastique.

L_{\max} : La plus grande distance entre deux voiles = 6.05 m

b : Largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

E : Module de déformation 3×10^4 MPa

I : Inertie d'une bande de 1 m du radier $I = \frac{bh_r^3}{12}$.

h_r : Hauteur du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen. $K = 40$ MN/m³.

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{3K \times 2L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$
$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \times \left(\frac{2 \times 6.05}{3.14}\right)^4} = 0.95m$$

$$h_r \geq \mathbf{0.95 \text{ m}}$$

8.3.1.2. Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Chapitre 08 : Etude de fondation

$$\frac{605}{8} \leq h_r \leq \frac{605}{5}$$

$$75.6 \leq h_r \leq 121$$

$$h_r = \mathbf{80 \text{ cm}}$$

8.3.1.3. Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :

Pour le panneau le plus défavorable :

On a :

$$\begin{cases} L_x = 5.6 \text{ m} \\ L_y = 6.05 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{T_{max}}{b \times 0.9 \times d}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \\ \mathbf{4 \text{ MPa}} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.6}{6.05} = 0.95 \quad \text{Si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Donc :

$$T_x = q \frac{L_x \times L_y}{(2L_x + L_y)} \quad \text{Et } T_y = q \frac{L_x}{3}$$

q : charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{89836.46}{764.51} = \mathbf{117.5 \text{ KN/m}^2}$$

$$T_x = 117.5 \times \frac{5.6 \times 6.05}{(2 \times 5.6 + 6.05)} = \mathbf{230.77 \text{ KN/ml}}$$

$$T_y = 230.77 \times \frac{5.6}{3} = \mathbf{430.77 \text{ KN/ml}}$$

$$T_{max} = (T_x ; T_y) = \mathbf{430.77 \text{ KN/ml}}$$

Chapitre 08 : Etude de fondation

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{0.9 \times b \times \tau_u} = \frac{430.77}{0.9 \times 1 \times 2.5 \times 10^3} = 0.19 \text{ m}$$

8.3.1.4. Condition de non poinçonnement : bond de 1m

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 1\text{m}$$

$$\begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

Appliquée par un poteau de section carré (60×60) cm^2

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

$$N_u = 4665.84 \text{KN} = 4.66 \text{MN}$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 2(a + h + b + h) = 2 \times (0.6 + h + 0.6 + h) = 2.4 + 4h$$

$$N_u \leq 0.045 \times (2.4h + 4h^2) \times 10^3 \times \frac{25}{1.5}$$

$$N_u \leq 0.045 \times (2.4h + 4h^2) \times \frac{25 \times 10^3}{1.5}$$

$$3000 h^2 + 1800 h - 4665.84 \geq 0$$

$$\text{On aura : } h \geq 0.98 \text{ m}$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à $h_r = 80 \text{ cm}$. Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et

Calcul le débordement :

$$d \geq \max\left(\frac{h_t}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30\text{cm}\right) = \max(40; 30\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend $d=100 \text{ cm} \Rightarrow 1\text{m}$

Calcul la surface de radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + d(L_{x\text{max}} + L_{y\text{max}}) = 764.51 + 1 \times (5.6 + 6.05) = 776.16 \text{ m}^2$$

Chapitre 08 : Etude de fondation

Caractéristiques du radier :

$$h_{\text{radier}} = 80 \text{ cm}$$

$$S_{\text{radier}} = 776.16 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre : } Gr = \gamma b * h * S = 25 * 1 * 776.16 = 19404 \text{ KN}$$

8.7. Combinaison d'action :

8.7.1. Vérification des contraintes sous radier :

8.7.1.1. AL'ELU :

Remarque : D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 1.5, donc : $\sigma_{\text{sol}} = 3.5 \text{ MPa}$ par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

$$\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ MPa} = 1.5 \times 3.5 = 5.25 \text{ bar}$$

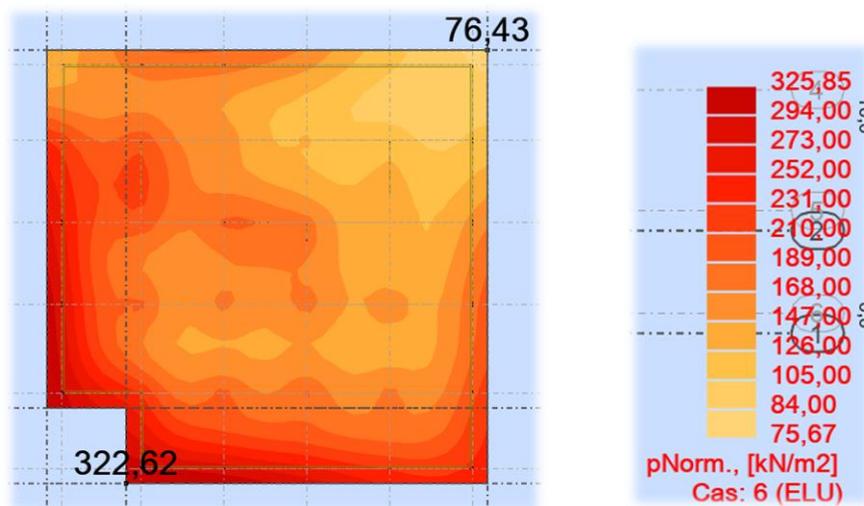


Figure 8 1 Cartographies A L'ELU.

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 3.2262 + 0.7643}{4} = 2.61 \text{ bar}$$

$$\sigma_m = 2.61 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol}} = 5.25 \text{ bar} \quad \dots \text{ CV}$$

Chapitre 08 : Etude de fondation

8.7.1.2. AL'ELS:

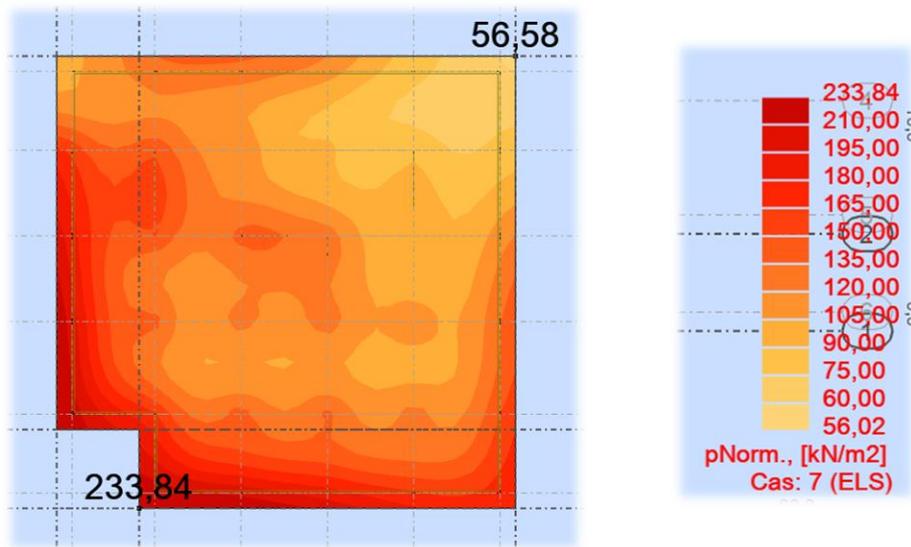


Figure 8 2 Cartographies A L'ELS.

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 2.3384 + 0.5658}{4} = \mathbf{1.89 \text{ bar}}$$

$$\sigma_m = 1.89 \text{ bar} < \sigma_{sol} = 2.5 \text{ bar} \dots CV$$

8.8. Vérification de l'effet de sous pression :

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$p > 1.5 \times S \times \gamma \times Z$$

Où :

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

$$1.5 \times S \times \gamma \times Z = 1.5 \times 776.16 \times 10 \times 1 = 11642.4 \text{ KN}$$

Chapitre 08 : Etude de fondation

$$P_{bat} = 77304,44 \text{ KN}$$

$$77304,44 \text{ KN} > 11642,4 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

8.9. Ferrailage de radier :

On a obtenu par logiciel robot.

8.9.1. Sens xx :

Nappe inférieure (x-) :

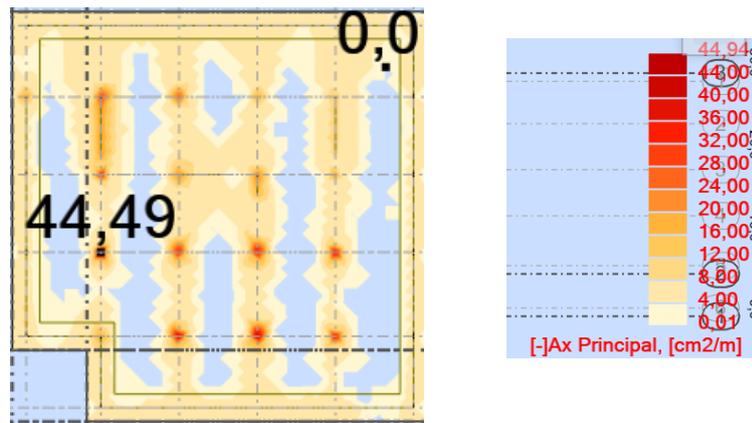


Figure 8 3 Ferrailage de radier nappe inf sens X avec robot.

Choix : 10T25=49.09 cm² e=10 cm

Nappe supérieure (x+) :

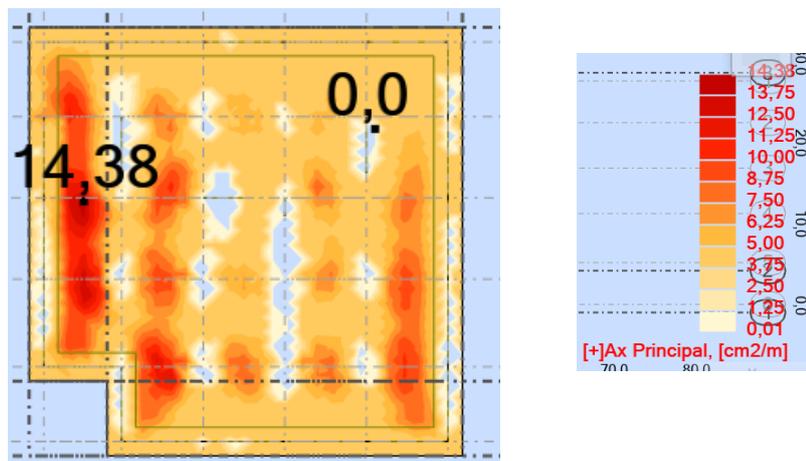


Figure 8 4 Ferrailage de radier nappe sup X avec robot.

Chapitre 08 : Etude de fondation

Choix 10T14=15.39 cm² e=10 cm

8.9.2. Sens y-y :

Nappe inférieure (y-) :

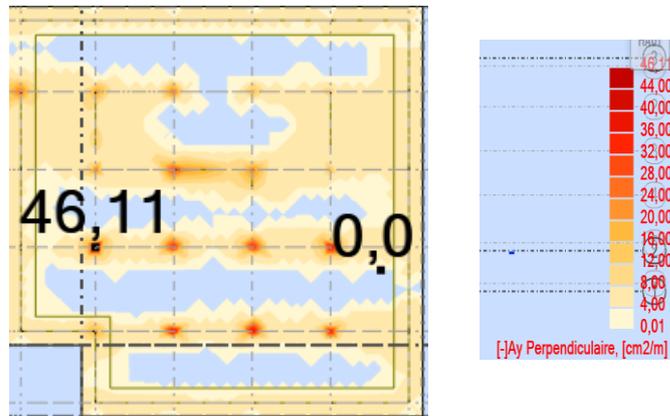


Figure 8 5 Ferrailage de radier nappe inf sens Y avec robot.

Choix 10T25=49.09 cm² e=10 cm

Nappe supérieure (y+) :

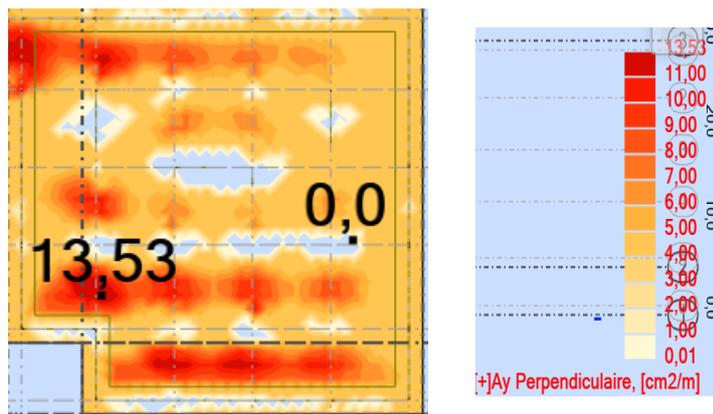


Figure 8 6 errailage de radier nappe sup sens Y avec robot.

Choix 9T14=13.85 cm² e=11 cm

Chapitre 08 : Etude de fondation

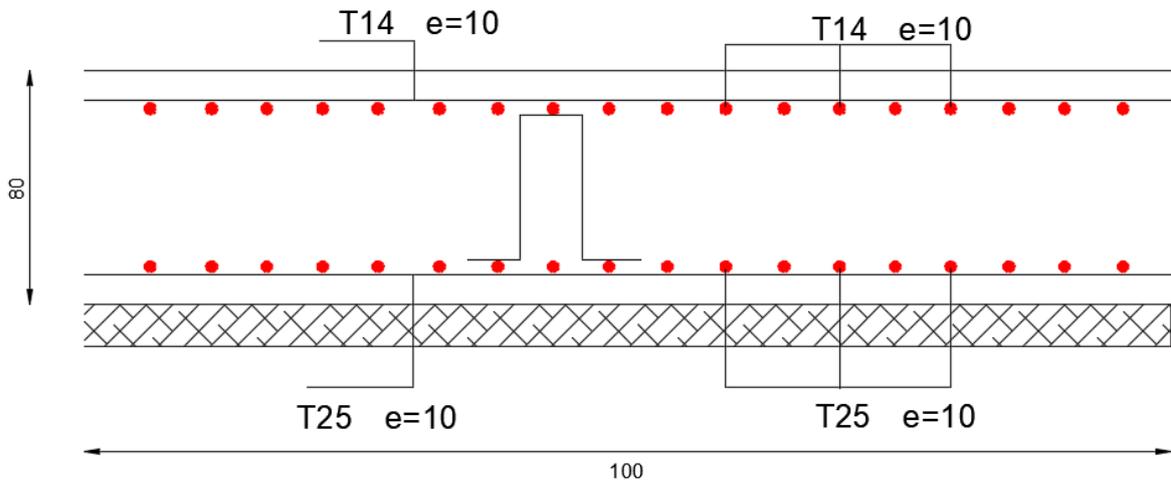


Figure 8 7 Ferrailage du radier.

Bibliographie

- **Livre :**

[1]. HENRY THONIER : « formulaire ; conception et calcul des structures »

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées ; Édition - 5 novembre 1999.

[2]. JEAN- PIERRE MOUGIN : « B.A.E.L 91 calcul des éléments simples et des structures

Des bâtiments » Edition EYROLLES PARIS 1992.

[3]. M.BELAZOUGHI : « calcul des ouvrages en béton armé » Edition office des

Publications universitaires ALGER 1992.

- **Règlements :**

[4]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : « DTR – B.C.2.2 charges permanentes et charges

D'exploitation » Edition office des publications universitaires ALGER 1989.

[5]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : « DTR – B.C.2.41 règles de conception et de calcul

Des structures en béton armé CBA93 » Edition office des publications universitaires

ALGER 1992.

[6]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : « DTR – B.C.2.48 règles parasismique algérienne

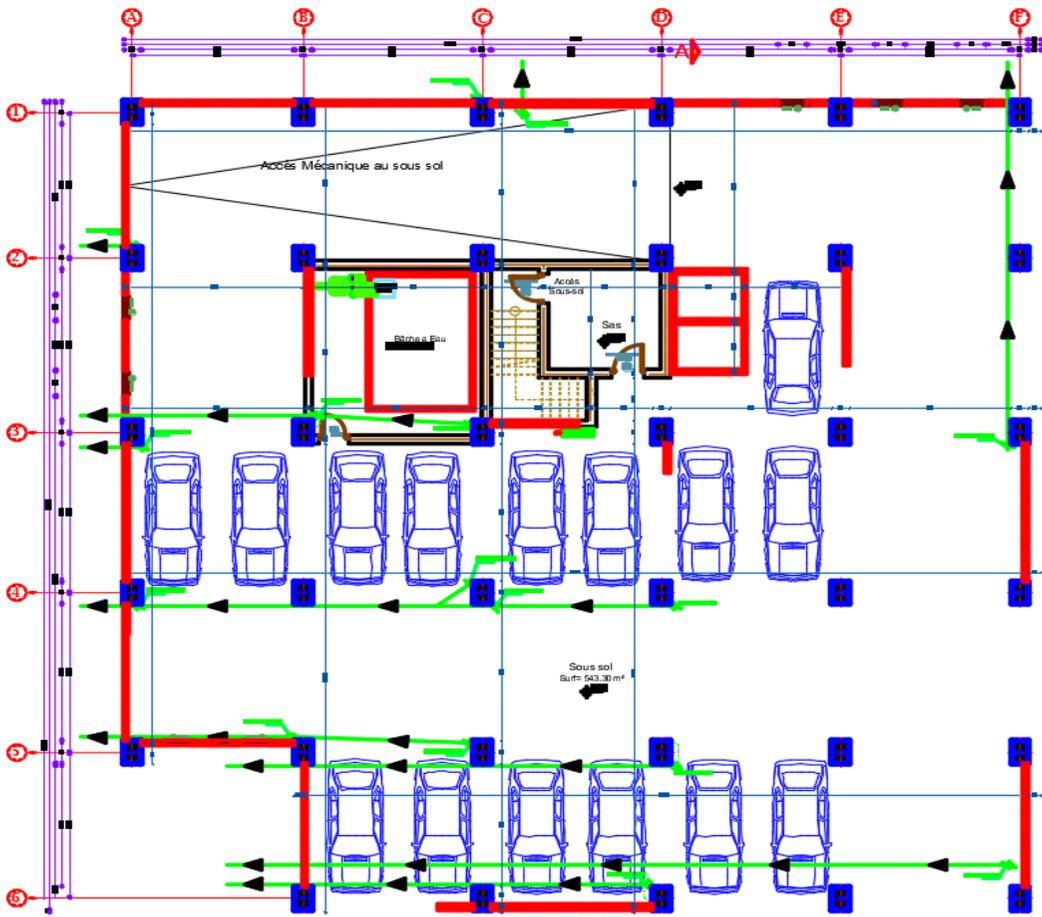
RPA 99(version2003) » Edition office des publications universitaires ALGER 2003.

- **Logiciels et programmes :**

- ✓ AUTOCAD 2024 (Dessin)

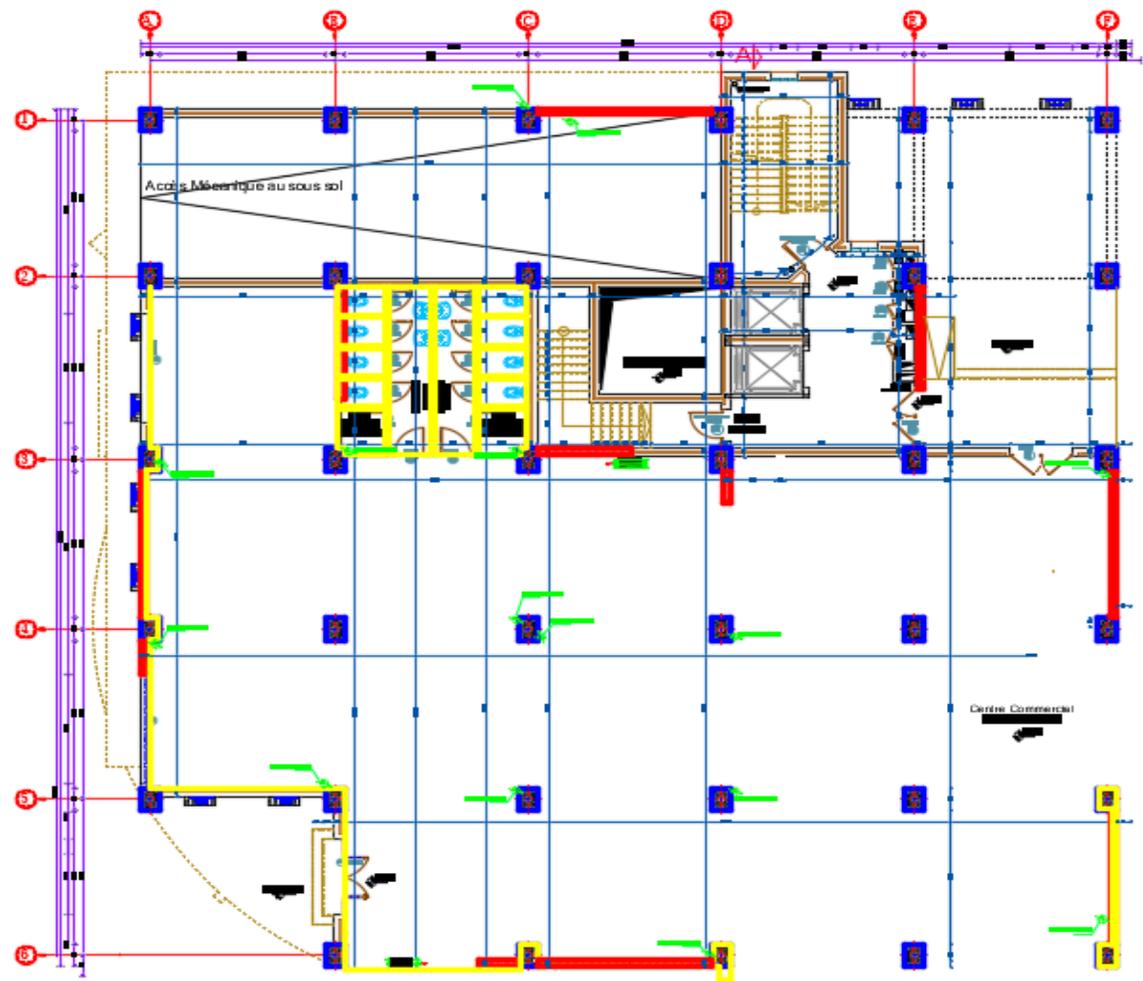
- ✓ ROBOT 2023 (Analyse des structures).

Annexes n°01 :



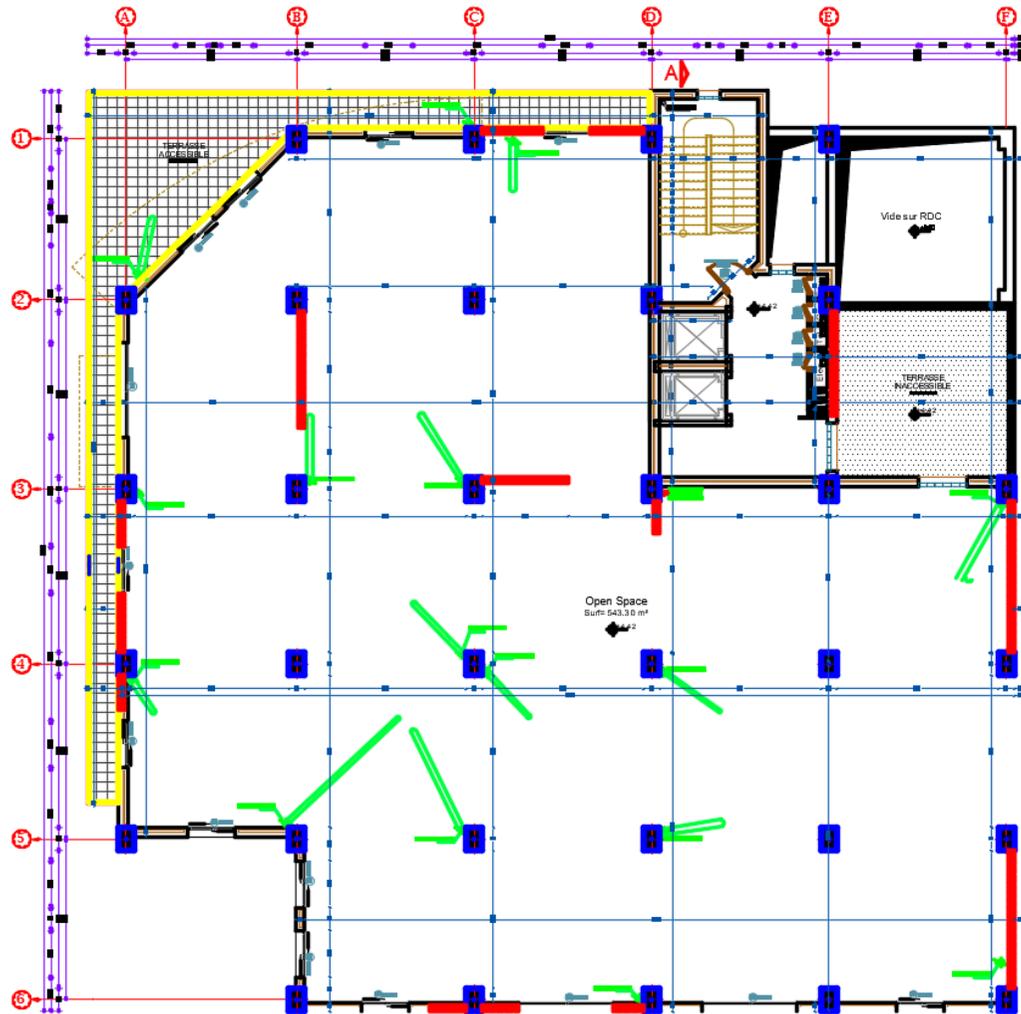
PLAN DU SOUS-SOL

Annexes n°02 :



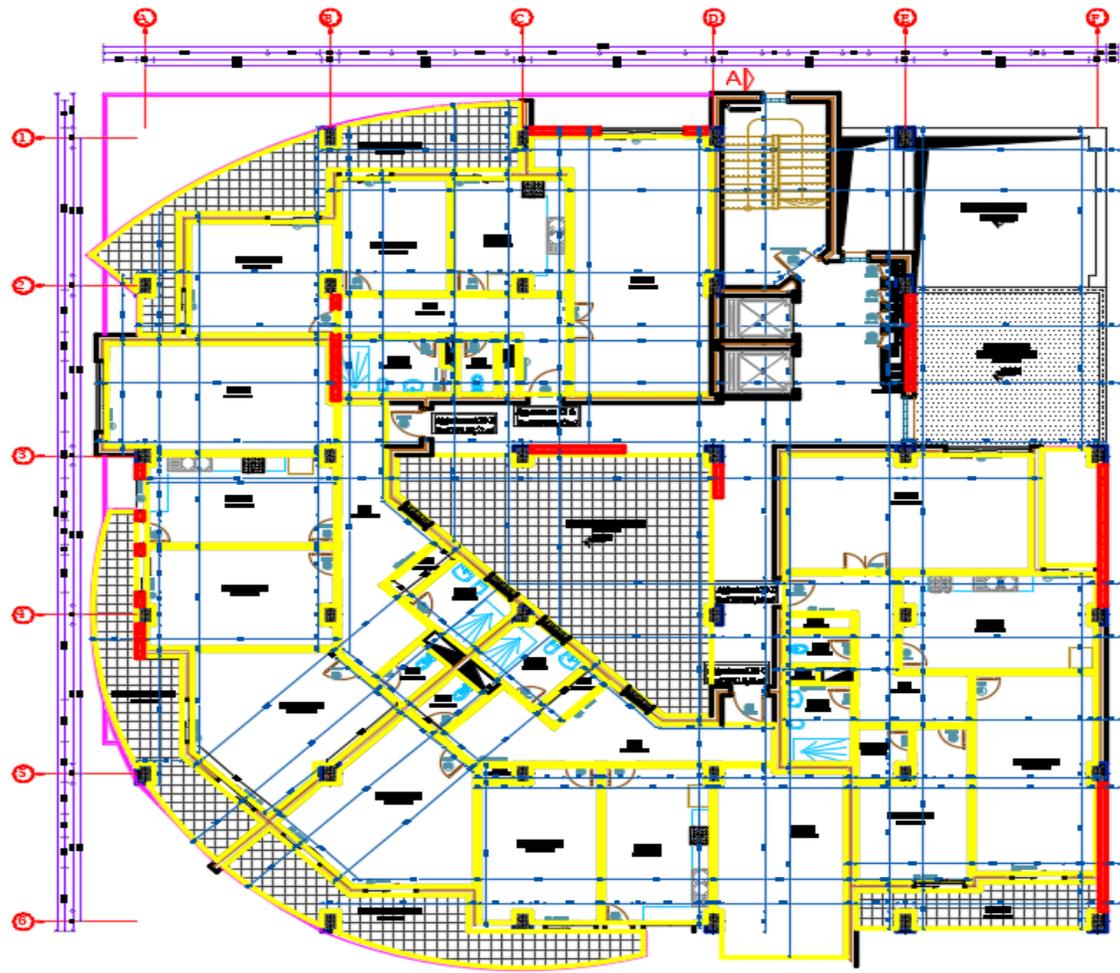
PLAN DU R.D.C

Annexes n°03 :



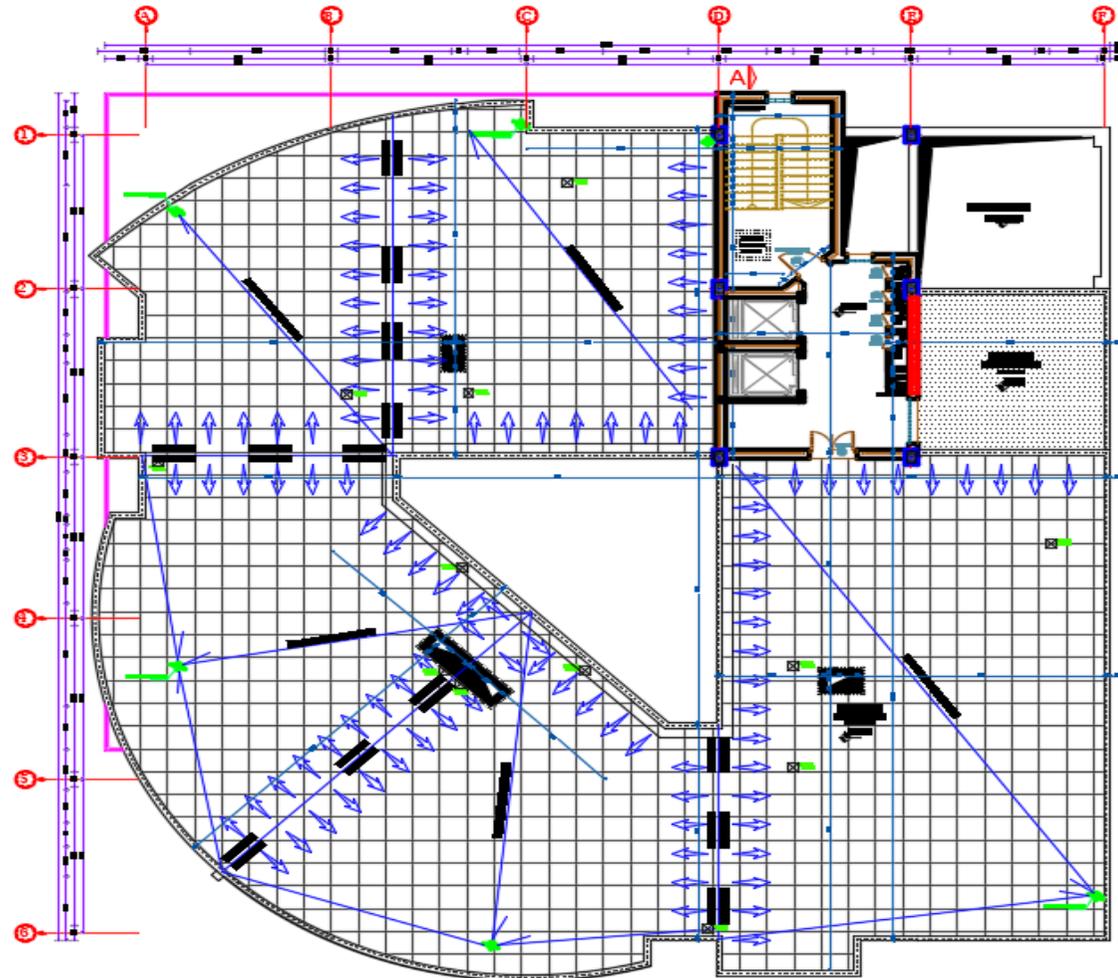
PLAN DU 1ER ETAGE

Annexes n°04 :



PLAN DU 2eme au 10eme ETAGE

Annexes n°05 :



PLAN DU TERRASSE ACCESSIBLE