

République Algérienne démocratique et populaire
Ministère De L'enseignement Supérieur et De la Recherche Scientifique
Université SAAD DAHLEB Blida 1
2019-2020

Faculté de Technologie
Département de génie civil
Option : Structures



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme :

Master

Thème :

ETUDE D'UNE TOUR R+9+ENTRE SOL A USGAE
D'HABITATION ET COMMERCE

Etudiants :

1\ - **BOUKHENOUCHE Islem.**

2\ - **BACHIR Ghiles**

Promoteur & Co-promoteur :

Dr HEBBOUCHE Abdelhamid

Dr HALFAYA Fatma Zohra

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Spécialité : Structures

**ETUDE D'UNE TOUR R+9+ENTRE SOL A USGAE
D'HABITATION ET COMMERCE**

Soutenu par

BOUKHENOUCHE ISLEM

BACHIR GHILES

Devant le jury composé de :

- **KERBOUA N.**

Président

-**HAMMAT S.**

Examinatrice

- **HEBBOUCHE Abdelhamid**

Promoteur

- **HALFAYA Fatma Zohra**

Co-promoteur

Blida, septembre



الملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة حول برج سكني متكون من (مدخل أرضي + طابق أرضي + 9 طوابق) ذو طابع سكني وتجاري حيث يقع المبنى في ولاية الجزائر وبالتحديد في مدينة السويدانية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب المعايير الجزائرية المضادة للزلازل (2003 RPA 99 version) كما أنه غير منتظم من ناحية المخطط ومن ناحية الارتفاع، يتم ضمان استقرار هذا المبنى بواسطة نظام مضاد للزلازل متكون من الاعمدة والروافد والجدران الخرسانية.

تتكون هذه الدراسة من 6 فصول:

- **الفصل الأول:** " تقديم المشروع ". يركز هذا الفصل على التقديم العام للمشروع عن طريق تعريف عناصره المختلفة، اختيار المواد المستعملة وخصائصها كدرجة مقاومة الفولاذ، مقاومة الخرسانة...
- **الفصل الثاني:** " تحديد أبعاد العناصر ". الهدف من هذا الفصل تحديد الأبعاد الاقتصادية للعناصر الإنشائية الموجودة في المبنى لتجنب الاستخدام الزائد للخرسانة أو الحديد. النتائج المتحصل عليها ليست نهائية، حيث يمكن تغييرها بعد التحقق في مرحلة الأبعاد.
- **الفصل الثالث:** " دراسة العناصر الثانوية ". كما يدل عنوانه، يرتكز هذا الفصل بشكل أساسي على حساب وتسليح العناصر الغير هيكلية كحاجز السطح والشرفات والسلام والارضيات، وبالتالي سيسمح لنا بالوصول الى الفصل الرابع.
- **الفصل الرابع:** " الدراسة الديناميكية ". يهدف هذا الفصل الى تحديد النشاط الزلزالي ومدى تأثيره على الهيكل، بالإضافة إلى دراسة الفحوصات المختلفة من أجل ضمان سلامة وراحة المستخدمين، ويكون كل هذا باستخدام برنامج ETABS17.
- **الفصل الخامس:** دراسة العناصر الهيكلية. هذا الفصل مخصص فقط لتسليح الجدران الخرسانية والأعمدة والروافد.
- **الفصل السادس:** دراسة البنية التحتية. يتعلق الجزء الاخير بتحديد الأساس المناسب (الاساسات المساحية لهذا المشروع) وأيضا حساب تسليح هذه الاساسات وحساب تسليح الجدران الساندة

تم تحديد أبعاد العناصر المختلفة وحساب التسليح وفق للقواعد الإنشائية لحساب الهياكل الخرسانية المسلحة (CBA93) وبتطبيق الوثائق الفنية القانونية (BAEL91) و (RPA99.v2003)

تم إنشاء الدراسة الزلزالية والتحليل الديناميكي لهذا المشروع بواسطة البرنامج (ETABS17) وأخيراً تم حساب التسليح للعناصر المختلفة باستخدام برنامج SOCOTEC.

الكلمات المفتاحية: ETABS17، مبنى، BAEL91، Socotec، RPA 99/2003، التسليح

Summary

Civil engineering represents all the technics of civil construction, the latter intervenes in the structure, the geotechnical, the hydraulics, the transport and the environment.

Civil engineering is the art of designing and building infrastructure. It also includes buildings by their structural design or architecture, and impact on the community.

In this brief, a detailed study of a building of irregular shape in plan and in elevation used for habitation and commerce,

This work consists of a ground + ground floor and 9 floors, and it is located in the Algiers, more precisely in **Souidania** which is classified in zone III according to the Algerian seismic regulation (RPA 99 version 2003), The stability of the structure is ensured by the beams, poles and sails.

The study of this building is composed of 6 parts (chapters):

Chapter I: PRESENTATION OF THE PROJECT: This first chapter focuses on the complete presentation of the work, the definition of its different elements and the selection of materials to be used as well as their characteristics. Such as the grade of steel the strength of concrete....

Chapter II: PRE-DIMENSIONING: The second chapter will determine of the vertical actions present in the building and the pre-dimensioning of the structural and non-structural elements of the building. The result obtained are not definitive; it can be changed after verification in the design phase.

Chapter III: STUDY OF SECONDARY ELEMENTS: As its name indicates this chapter is based essentially on the calculation and reinforcement of non-structural elements such as the acrotère, balcony, staircase and floors, this will allow us to access the 4th chapter.

Chapter IV: DYNAMIC STUDY: The purpose of this chapter is to determine the seismic action and its impact on the structure and to study the various checks to ensure safety and comfort to users. This all by using the software ETABS17

Chapter V: STUDY OF THE STRUCTURAL ELEMENTS: This chapter is only dedicated to the reinforcement of the columns and beams

Chapter VI: STUDY OF THE INFRASTRUCTURE: The last part concerns the determination of the adequate foundation (Write-off for this project) it also calculating the reinforcement dimensioning of the foundations.

Reinforcement is a set of steel in reinforced concrete. Shaping and installation of frames included. But also the representation of the reinforcements of a concrete structure, made by the design office and intended for scrap dealers. In the reinforcement part, we note that: For the poles: the reinforcement is not the same for all the poles the more the section decreases the reinforcement becomes less important (the section decreases over the floors)

For the beams (secondary and main): the same section is used for the 2 beams but the reinforcement decreases for the secondary beams For the sails: after having determined the different loads thanks to the ETABS17 the calculation of the reinforcement using the software "SOCOTEC", it has been found that vertical reinforcement is different from horizontal reinforcement, and remarkable decrease in reinforcements each time when advances in an average of 4 levels The dimensioning as well as the reinforcement of the elements were made in accordance with the rules of design and calculation of reinforced concrete structures (CBA93), by applying BAEL91 and RPA99.v2003 The dynamic study and analysis of this project were established by the software (ETABS17). And finally the calculation of the reinforcement was carried out using the SOCOTEC software for the different elements.

Keywords: ETABS17, Batiemnt, BAEL91, Socotec, RPA 99/2003. Reinforcement

Résumé

Dans ce mémoire, une étude détaillée a été réalisée d'un bâtiment de forme irrégulière en plan et en élévation à usage d'habitation et commerce. Cet ouvrage est constitué d'un entre sol + RDC et 9 étages et il est implanté dans la willaya d'Alger plus précisément la ville de **Souidania** qui est classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude de ce bâtiment est composée de 6 chapitres :

Chapitre I : PRESENTATION DU PROJET : Ce premier chapitre est axé sur la présentation complète de l'ouvrage, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser ainsi que leurs caractéristiques. Telles que la nuance de l'acier, la résistance du béton

Chapitre II : PRE-DIMENSIONNEMENT : Le 2^{ème} chapitre a pour objectif la détermination des mesures dimensionnelles économiques des éléments présents dans le bâtiment afin d'éviter un sur plus d'acier et de béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être changés après vérifications dans la phase dimensionnement.

Chapitre III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES : Comme son nom l'indique ce chapitre est basé essentiellement sur le calcul et le ferrailage des éléments non structuraux tels que l'acrotère, balcon, l'escalier et les planchers, cela va nous permettre d'accéder au 4^{ème} chapitre.

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE : Ce chapitre a pour but de déterminer l'action sismique et son effet sur la structure et d'étudier les différentes vérifications pour assurer une sécurité et un confort aux usagers tout cela en utilisant le logiciel ETABS17

Chapitre V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX : Ce chapitre est dédié uniquement au ferrailage des voiles, poteaux et poutres.

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE : La dernière partie concerne la détermination de la fondation adéquate (Radier pour ce projet) mais aussi calculer le ferrailage des fondations.

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été établis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91 ainsi que RPA99.v2003

L'étude dynamique et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS17).

Pour finir le calcul du ferrailage a été réalisé à l'aide du logiciel SOCOTEC pour les différents éléments

Mots clés : ETABS17, Bâtiment, BAEL91, Socotec, RPA 99/2003, Ferrailages

Remerciements

Nous tenons en premier lieu à remercier Dieu qui nous a donné volonté, force, patience, courage et santé pour réaliser ce travail.

Nous tenons ensuite à remercier notre encadreur **Mr. HEBBOUCHE Abdelhamid** qui nous a encadré et dirigé avec rigueur dans notre travail en nous consacrant beaucoup de temps et d'attention jusqu'à la réalisation de notre présent mémoire.

Nous exprimons nos vifs remerciements aux membres de jury qui nous ont fait l'honneur de juger ce travail.

Des remerciements sont également offerts à Monsieur **ZEGHLICH Tahar** et Monsieur **TCHANTCHAN Amine** Architectes et ingénieur en génie civil pour leur soutien et aide dans nos différentes démarches.

Nos remerciements sont aussi adressés à tous nos enseignants, qui nous ont aidé et enrichi nos connaissances, durant le parcours de notre formation.

Nous remercions nos familles pour leur soutien. Sans leurs encouragements, on n'aurait pas pu mener à bien ce travail.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

Table des matières

INTRODUCTION GENERAL	1
Chap.1 : Présentation de l'ouvrage	
1.1 Introduction et présentation de l'ouvrage.....	3
1.2 Caractéristique géométriques du bâtiment.....	3
1.3 Caractéristique géométrique du sol.....	3
1.4 Conception de la structure.....	4
1.5 Caractéristique mécanique des matériaux.....	5
1.6 Hypothèse de calcul.....	9
1.7 Combinaison de calcul.....	10
1.8 Règlements Utilisés.....	10
1.9 Les logiciels utilisés.....	10
Chapitre 2 : PRE-DIMENSIONNEMENT	
2.1 Introduction	12
2.2 Pré-dimensionnement des éléments résistants.....	12
2.3 L'évaluation des charges et surcharges.....	17
2.4 La décentes des charges.....	21
Chapitre 3 : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRE	
3.1 Introduction	34
3.2 Etudes des planchers.....	34
3.3 Etudes des escaliers	51
3.4 Etude de la poutre de chainage.....	64
3.5 Etude de l'acrotère.....	66
3.6 Etude de l'ascenseur.....	71
Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE	
4.1 Introduction.....	75
4.2 Méthode de calcul.....	75
4.3 Méthode d'analyse modale spectrale.....	75
4.4 Vérification des résultats de l'analyse dynamique.....	77
4.5 Conclusion.....	83

Chapitres 5 : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1 Introduction.....	85
5.2 Etudes des poteaux.....	85
5.3 Etudes des poutres.....	90
5.4 Etudes des voiles.....	95

Chapitre 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

6.1 Introduction.....	101
6.2 Combinaison de calcul.....	101
6.3 type de fondation.....	101
6.4 Calcul de la semelle du radier.....	104
6.5 Calcul des Nervures.....	106
6.6 Etudes de voile périphérique	109

Liste des figures

Chap.1 : Présentation de l'ouvrage

Figure 1.1. Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.....	7
Figure 1.2. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	8
Figure 1.3. Diagramme contraintes-déformations du l'acier à l'ELU.....	8

Chap.2 : Pré-dimensionnement des éléments

Figure 2.1. Plancher à corps creux.....	13
Figure 2.2 panneau D ₁	13
Figure 2.3 panneau D ₂	14
Figure 2.4. Hauteur libre d'étage.....	15
Figure 2.5. Coupe de voile, élévation.....	16
Figure 2.6. La surface afférente du b5.....	21
Figure 2.7. La surface afférente du f5.....	25

Chap. 3 : Etude des éléments secondaires

Figure 3.1. Schéma d'une poutrelle	34
Figure 3.2. Schéma d'une poutre continue.....	35
Figure 3.3. Dalle sur 4 appuis	45
Figure 3.4 Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis	48
Figure 3.5 Dalle sur 3 appuis	49
Figure 3.6 Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	50
Figure. 3.7 Vue d'escalier en trois dimensions.....	51
Figure 3.8. Vue en plan d'escalier.....	51
Figure 3.9 Schéma statique de palier l'ELU.....	53
Figure 3.10 1 ^{er} tronçon à droite.....	53
Figure 3.11 2 ^{eme} tronçon à droite	53
Figure 3.12 Schéma statique de palier l'ELU	57
Figure 3.13 1 ^{er} tronçon à gauche	57
Figure 3.14 Schéma de ferrailage escalier étage courant	59
Figure 3.15 Schéma statique de la poutre palière	59
Figure 3.16 Schéma statique des charges transmises à l'appui à l'ELU.....	60
Figure 3.17 Schéma de ferrailage de la poutre palière	63
Figure 3.18 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	65
Figure 3.19 Schéma statique de l'acrotère	66

Figure 3.20. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	70
Figure 3.21 : Schémas représentant la surface d'impacte.....	71
Figure 3.22 schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur	74
Chap. 4 : Etude dynamique	
Figure 4.1 spectre de réponse.....	77
Figure 4.2 disposition des voiles du premier modèle	77
Figure 4.3 disposition des voiles du modèle finale.....	79
Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux	
Figure 5.1 schéma de la zone nodale.....	88
Figure 5.2 schéma de la répartition des voiles.....	95
Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure	
Figure 6.1 le panneau le plus sollicité.....	104
Figure 6.2 Schéma de ferrailage de la dalle du radier.....	105
Figure 6.3 Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	110

Liste des tableaux

Chapitre.2 : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau. 2.1. Évaluation des charges Terrasse inaccessible.....	17
Tableau 2.2. Evaluation des charges de plancher courant à corps creux.....	17
Tableau 2.3. Évaluation des charges dans les dalles pleines.....	18
Tableau 2.4. Évaluation des charges dans les murs extérieurs.....	18
Tableau 2.5. Évaluation des charges dans les murs intérieurs.....	19
Tableau 2.6. Evaluation des charges sur le palier.....	19
Tableau 2.7. Evaluation des charges sur la volée.....	20
Tableau 2.8. Les charges d'exploitations.....	20
Tableau 2.9. Évaluation des poids propre des poteaux.....	22
Tableau 2.10. Evaluation de la descente de charge de poteau B5.....	22
Tableau 2.11. Évaluation des poids propre des poteaux.....	26
Tableau 2.12. Evaluation de la descente de charge de poteau f5.....	26
Tableau 2.13. Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux.....	29
Tableau 2.14. Résultats des sections adoptées.....	30

Chapitre. 3 : Etude des éléments secondaires

Tableau 3.1. Les différents types des poutrelles.....	36
Tableau 3.2. Les sollicitations des poutrelles (terrasse).....	37
Tableau 3.3. Les sollicitations des poutrelles (étage courant).....	37
Tableaux 3.4. Les sollicitations maximales.....	37
Tableaux 3.5. Ferrailage des plancher d'habitation.....	43
Tableaux 3.6. Vérification a l'ELU de plancher d'habitation.....	44
Tableau 3.7. Tableau de ferrailage des poutrelles pour tous les étages.....	44
Tableau 3.8. Le ferrailage pour la dalle sur 4 appuis.....	47
Tableau 3.9. Le ferrailage pour la dalle sur 3 appuis.....	49
Tableau 3.10. Combinaison de charge qui revient à l'escalier.....	53
Tableau 3.11. Armature longitudinale de la poutre de chaînage.....	64
Tableau 3.12. Les sollicitations du calcul.....	67
Tableau 3.13 Calcul de Ferrailage.....	73
Tableau 3.14. Vérification des contraintes à l'ELS.....	74

Chapitre. 4 : Etude dynamique

Tableau 4.1 valeur des pénalités.....	76
Tableau 4.2 Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	78
Tableau 4.3 Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	79
Tableau 4.4 période et taux de participation.....	80
Tableau 4.5 Vérification des déplacements	81
Tableau 4.6 Vérification de l'effort normal réduit.....	82
Tableau 4.7 Vérification de l'effort normal réduit.....	82
Tableau 4.8 Vérification de l'effet P- Δ	83

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

Tableau 5.1 sollicitation dans les poteaux	85
Tableau 5.2 ferrailage longitudinal des poteaux.....	86
Tableau 5.3 ferrailage transversal des poteaux.....	86
Tableau 5.4 Vérification des contraintes de compression a ELS.....	87
Tableau 5.5.vérification des contraintes tangentielles.....	87
Tableau 5.6 schéma de ferrailage des poteaux.....	89
Tableau 5.7 ferrailage longitudinal des poutres.....	91
Tableau 5.8 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	86
Tableau 5.9 Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.....	92
Tableau 5.10 schéma de ferrailage des poutres.....	93
Tableau 5.11 ferrailage verticale des voiles pour E-Sol, RDC, 1er étage.....	97
Tableau 5.12 ferrailage verticale des voiles pour 2ème, 3ème, 4ème étage.....	97
Tableau 5.13 ferrailage verticale des voiles pour 5ème, 6ème, 7ème, 8ème, 9ème étage.....	98
Tableau 5.14 ferrailage horizontal des voiles pour E-sol, RDC, 1er étage.....	99
Tableau 5.15 Schéma de ferrailage pour les voiles aux niveaux d'E-Sol, RDC, 1er étage.....	99

Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

Tableau 6.1 ferrailage de la dalle radié.....	104
Tableaux 6.2 Vérification des contraintes a ELS.....	105
Tableaux 6.3 Coefficients des charges suivant l'axe X-X et Y-Y.....	106
Tableaux 6.4 résultats de ferrailage des nervures.....	107
Tableaux 6.5 résultats de ferrailage des nervures.....	107
Tableaux 6.6 Vérification des contraintes a ELS.....	108

Tableaux 6.7 schéma de ferrailage.....	108
Tableau 6.8 ferrailage de mur périphérique.....	110
Tableaux 6.9 Vérification des contraintes a ELS.....	110

Introduction générale

La réalisation d'un ouvrage parasismique est souvent liée à de nombreux problèmes, qui sont en relation directe avec les différentes exigences économiques imposées par les coûts croissants des matériaux de construction mais surtout et le plus important les exigences de sécurité imposées par les règlements afin d'obtenir un meilleur rapport sécurité/prix. Tout cela est dû à l'emplacement géographique de l'Algérie qui se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle est classée comme étant une région de forte activité sismique.

Les constructions verticales sont souvent soumises aux actions horizontales, c'est pour cela que le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme des lois

Pour notre cas, une étude sera menée sur un bâtiment en R+9 avec un Entre-sol à usage d'habitation et commerce avec un système de contreventement mixte, implanté en zone III et pour cela nous procéderons comme suit :

La première étude de la super structure consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriés aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BEAL) et du règlement parasismique algérien (RPA99), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lequel il est conçu.

La deuxième étude de l'infrastructure consiste à calculer des fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement des charges transmises et la nature du sol sur lequel est implanté l'ouvrage.

Cette étude sera réalisée conformément aux différents règlements (BAEL91 ; RPA99.v.2003 ; CBA) et en utilisant 2 logiciels de calcul c'est-à-dire ETABS17 et SOCOTEC pour le ferrailage des différents éléments

Chapitre 1 :
INTRODUCTION ET
PRESENTATION DU PROJET

1.1. INTRODUCTION ET PRESENTATION DU L'OUVRAGE

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment à usage multiple. La structure est de type R+9+ES, le contreventement est assuré par des voiles et des portiques en béton armé.

Le bâtiment est implanté à Souidania, Alger. Cette région est classée comme étant une zone de forte sismicité (zone III) selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99-version 2003).

La tour sera composée de :

- Un entre sol utilisé pour usage de commerce.
- Un rez-de-chaussée à usage d'habitation.
- Neuf étages à usage d'habitation avec quatre logements par niveau.

La terrasse sera inaccessible munie d'un local technique et d'un acrotère, la relation entre les étages sera assurée par une cage d'escalier et aussi par une cage d'ascenseur pour assurer le confort des acquéreurs.

D'après la classification du RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48 m.
- La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de forte sismicité (zone III).

1.2. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DU BATIMENT

Le bâtiment a une forme rectangulaire et présente les dimensions suivantes :

- Longueur en plan..... $L_x=29,60$ m.
- Largeur en plan..... $L_y=24,20$ m.
- Hauteur totale du bâtiment..... $H=30,60$ m.
- Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère..... $H_t=31,10$ m.
- Hauteur de l'entre sol..... $h_{es}=04,08$ m.
- Hauteur du RDC..... $h_{rdc}=03,06$ m.
- Hauteur des étages courants..... $h_{eta}=03,06$ m.

1.3. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DU SOL

-D'après le rapport du sol, nous pouvons classer notre sol en classe S3 (sol meuble).

-Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de 2 bars.

-Les caractéristiques mécaniques jusqu'à 6 m de profondeur : $C=0,44$ bars

Avec C : Cohésion du sol

1.4. CONCEPTION DE LA STRUCTURE

1.4.1. Ossature de l'ouvrage

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

1.4.2. Plancher

Cette aire généralement plane est destinée à séparer les niveaux, pour notre projet nous avons :

- ✓ **Plancher à corps creux** : Constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.
- ✓ **Plancher à dalle pleine** : Utilisé généralement dans les cas d'irrégularité de forme, afin d'éviter de perdre du temps et de minimiser le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

1.4.3 Escalier

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter-étages.

1.4.4. Maçonnerie

Nous distinguons :

- Mur extérieur (double parois).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

- a. Murs extérieurs :

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

- b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.

1.4.5. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

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

1.4.6. Acrotères

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

1.4.7. Gaine d'ascenseurs

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

1.4.8. Fondation

Le choix du mode de fondation est en fonction de l'importance de l'ouvrage, des surcharges et de la nature du sol afin de limiter au maximum les tassements différentiels. Ce système de fondation doit être homogène.

1.5. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et aux règlements applicables en Algérie à savoir :

- BAEL91 modifié99
- CBA93.
- RPA99 version 2003.

1.5.1 Béton

Le béton est un matériau hétérogène comme tous les matériaux ; ce dernier résiste très bien à la compression et mal à la traction

a- Composition du béton

Les proportions de différents constituants du béton dépendent de la résistance recherchée, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, telle que la température.

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

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

b- Résistance du béton [BAEL91 /99]

Compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28}

****Résistance du béton à la compression**

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

Pour notre étude, nous prenons $f_{c28} = 25\text{MPa}$

****Résistance du béton à la traction**

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \text{ (MPa) [CBA93 A.2.1.1.2]}$$

Nous avons : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, nous trouvons : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

c. Caractéristiques Physiques et Mécaniques du Béton :

****Masse Volumique**

La masse volumique du béton est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. Nous prenons dans notre cas une masse volumique de 2500 kg/m³.

****Poids volumique**

Nous adoptons la valeur $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

****Coefficient de poisson**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "v". Conformément au règlement **BAEL 91**:

- à l'ELU : $\nu = 0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- à l'ELS : $\nu = 0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

****Retrait Hygrométrique**

Au cours de sa vie, le volume du béton subit une variation lorsqu'il est conservé dans une atmosphère séchée, le phénomène de diminution du volume est appelé retrait.

****Module de déformation longitudinale**

Ce module est connu sous le nom du module de Young ou module de déformation longitudinale ; il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

Il existe deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

➤ **Module d'élasticité instantanée <<Eb_{ij}>>**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures, nous avons :

$$E_{b_{ij}} = 11000(f_{c_j})^{1/3} \quad \text{D'où : } E_{i28} = 32164,2\text{MPa} \quad (f_{c_j}; E_{b_{ij}}: \text{en MPa}).$$

➤ **Module d'élasticité différée <<Eb_{vj}>>**

Pour des charges de longue durée d'application, nous avons :

$$E_{v_j} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad \text{D'ou : } E_{v28} = 10818.86\text{MPa}$$

**** Les contraintes limites de calcul**

➤ **Contraintes à l'état limite ultime (E.L.U)**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage. Pour le calcul, nous adoptons le diagramme parabole- rectangle suivant : [BAEL 91 A.4.3,41]

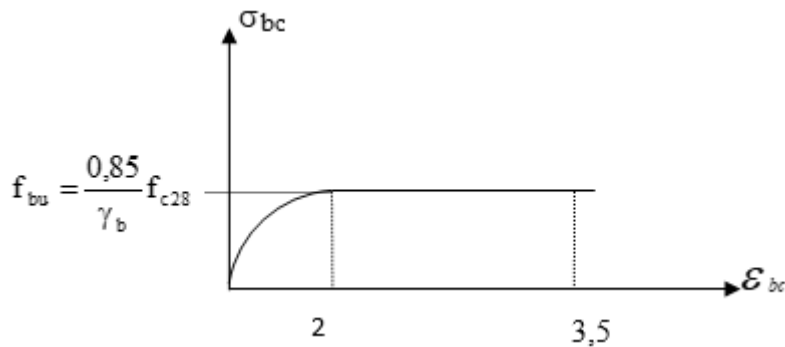


Figure 1.1. Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU. [BAEL 91 A.4.3,41]

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles

➤ **Contraintes à l'état limite de service (E.L.S)**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue, nous distinguons :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.
- La contrainte limite de service est donnée par $\sigma_{bc}=0,6 f_{c28}$

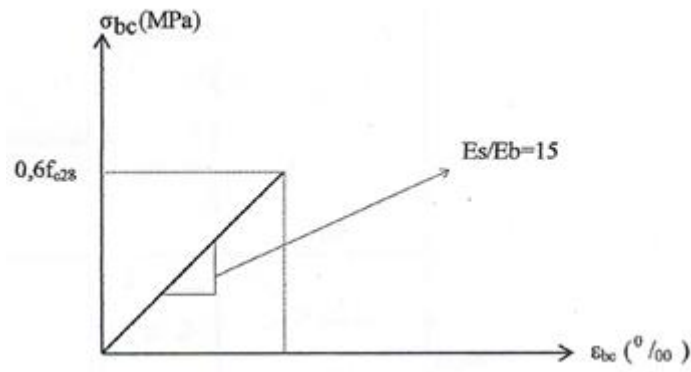


Figure 1.2. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS. [BAEL91 /A.4.5, 2]

1.5.2 Acier

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

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (R.L) : $F_e E_{24}$
- Barres à hautes adhérences (HA) : $F_e 400$
- Treillis soudés (T.S) : TLE 52 $\phi=6$ mm pour les dalles.

****Contraint limite de l'acier :**

➤ **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant : [CBA93 A.2.2.2]

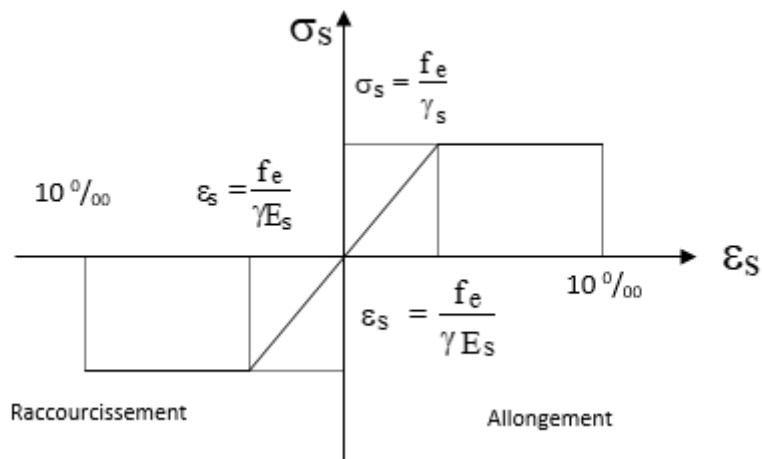


Figure 1.3. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU. [BAEL91 A.2.2,2]

Avec :

f_e : contrainte limite élastique.

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

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ en cas de situations durables ou transitoires.} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ en cas de situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

➤ **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, nous déterminons :

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
2. Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 150\eta)$ (MPa)
3. Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 110\eta)$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les aciers à haute adhérence (HA).} \end{array} \right.$$

****Les limites élastiques :**

- Les ronds lisses (R .L) : $f_e = 235$ MPa
- Barres à hautes adhérences (HA) : $f_e = 400$ MPa
- Treillis soudés (T .S) : $f_e = 520$ MPa

****Module d'élasticité des aciers :**

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.

Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$$

****Le coefficient d'équivalence :**

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

- n : Coefficient d'équivalence
- E_s : Module de déformation de l'acier
- E_b : Module de déformation du béton

1.6. HYPOTHESE DE CALCUL

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = n \times E_b$; $n = 15$)

1.7. COMBINAISON DE CALCUL

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

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

- Pour les situations durables

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

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

$$P2 = G + Q + E$$

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

- Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :

$$P4 = G + Q.$$

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

1.8. LES REGLEMENTS UTILISES

- ✓ B.A.E.L 91 Modifié 99.
- ✓ R.P.A 99 Version 2003.
- ✓ C.B.A 93.
- ✓ D.T.R.

1.9. LES LOGICIELS UTILISES

- ✓ ETABS (version 2017) : Pour la modélisation de la structure.
- ✓ AUTOCAD (version 2013) : Pour les dessins des plans.
- ✓ SOCOTEC (version 1.02) : pour le calcul et la vérification de ferrailage

Chapitre 2 :
PRE-DIMENSIONNEMENT

2.1 INTRODUCTION

L'étape de pré-dimensionnement est très importante, son but est de déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

Le pré-dimensionnement et la descente de charges des éléments de la structure est conforme au règlement B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être changés après vérifications dans la phase de dimensionnement.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux
→ fondations → sol.

2.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré-dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitation verticale : due aux charges permanentes, surcharge du plancher, poutrelle et poutre; poteau
- Sollicitation horizontale : due aux effets du vent et du séisme.

2.2.1. Les planchers

Dans not

re structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de la résistance.

2.2.1.1. Plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22,5} \text{ (Art B.6.8.4.2) [2]}$$

Avec :

L_{max} : la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens porteur

ht : Hauteur totale du plancher

$$L_{max} = 425 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{425}{22,5} \rightarrow ht \geq 18.89 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de:

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm: l'épaisseur de corps creux.} \\ 4 \text{ cm: dalle de compression} \end{cases}$$

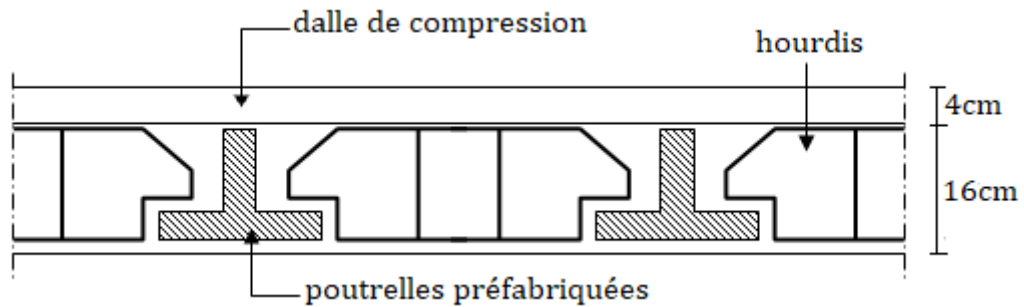


Figure 2.1. Plancher à corps creux

2.2.1.2. Plancher en dalle pleine

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulés sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

✓ Critère de résistance

$$e \geq \frac{Lx}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis}$$

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly}$$

Lx : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

Ly : est la grande portée de la dalle.

✓ Coupe-feu

$$e \geq 7\text{cm} \rightarrow \text{Pour une heure de coupe-feu.}$$

$$e \geq 11\text{cm} \rightarrow \text{Pour deux heures de coupe-feu.}$$

$$e \geq 14\text{cm} \rightarrow \text{Pour trois heures de coupe-feu}$$

Notre projet comporte deux types de dalle pleine :

- **Panneau sur 04 appuis (D₁)**

Nous avons à 3 dalles pleines sur 4 appuis donc nous allons étudier celle qui a les plus grandes portées

$$\rho = \frac{2.1}{3.6} = 0,58 > 0,4$$

$$\frac{210}{45} \leq e \leq \frac{210}{40} \Rightarrow 4,67\text{cm} \leq e \leq 5,25\text{cm}$$

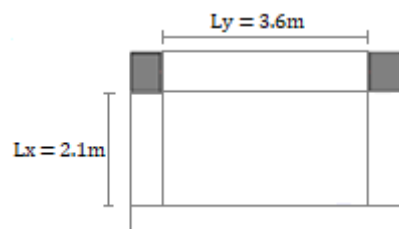


Figure.2.2. panneau D₁

• **Panneau sur 3 appuis (D₂)**

$$\frac{140}{45} \leq e \leq \frac{140}{40} \Rightarrow 3.11 \text{ cm} \leq e \leq 3.5 \text{ cm}$$

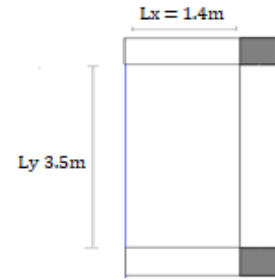


Figure.2.3. panneau D₂

Afin de satisfaire la condition de l'incendie et vu le poids élevé des planchers donc l'épaisseur retenue est $e = 15 \text{ cm}$

2.2.2. Les poutres

On a deux types de poutres :

• **Poutres principales**

Reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

Selon le BAEL91, le pré-dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche)}$$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

Nous avons : $L = 425 \text{ cm}$

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10}$$

D'où : $28.33 \leq h \leq 42.5$

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h \Rightarrow 14 \leq b \leq 28$$

Nous prenons : **h = 40 cm**

b = 30 cm

Nous adoptons une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) pour la zone III qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \text{ condition vérifiée.} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ condition vérifiée} \dots\dots\dots \text{(RPA 99 version 2003 Art.7.5.1)} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \text{ condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

• **Poutres secondaires**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche)}$$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

Nous avons : L = 415 cm

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10}$$

D'où : $27.66 \leq h \leq 41.5$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

Donc nous prenons :

$$h = 35 \text{ cm}$$

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

Nous adoptons une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

Maintenant, nous vérifions les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) pour la zone III qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \text{ condition vérifiée.} \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \text{ condition vérifiée.} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{(RPA 99 version 2003 Art.7.5.1)}$$

2.2.3. Les poteaux

Un poteau est un élément structural vertical qui assure la transmission des charges d'une structure soit à un autre élément porteur, soit à une fondation.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

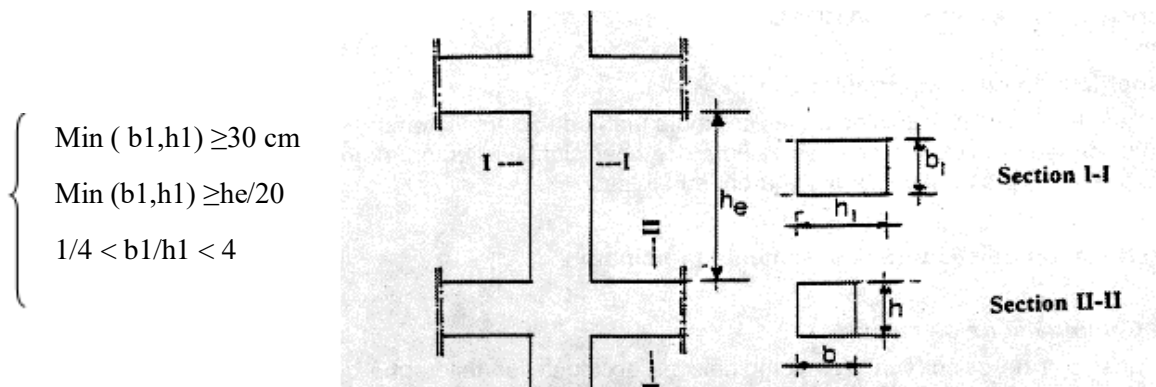


Figure 2.4. Hauteur libre d'étage.

Tel que :

he : hauteur libre d'étage

$h_e = 408 - 20 = 388\text{cm}$ pour entre-sol

$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$ pour RDC et les autres niveaux

Nous fixerons les dimensions des poteaux avant avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci-dessus.

2.2.4. Les voiles

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes : [RPA99.03 Art 7.7.1]

$$\left\{ \begin{array}{l} e > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots(1). \\ e > h_e / 25 \dots\dots\dots(2). \\ L > 4e \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

L : la largeur de voile

h_e : Hauteur libre d'étage

e : Epaisseur du voile

Dans notre cas :

- Hauteur de l'entre sol $h = 408 - 20 = 388\text{cm}$

- Hauteur de RDC et autres niveaux $h = 306 - 20 = 286$

- Pour l'entre sol $h = 387 \Rightarrow e \geq \frac{388}{25} \Rightarrow e \geq 15.48\text{cm}$

- Pour le RDC et les autres étages $h = 286 \Rightarrow \frac{286}{25} \Rightarrow e = 11.4 \text{ cm}$

Nous adoptons pour tous les voiles une épaisseur $e = 20 \text{ cm}$ (pour tous les niveaux).

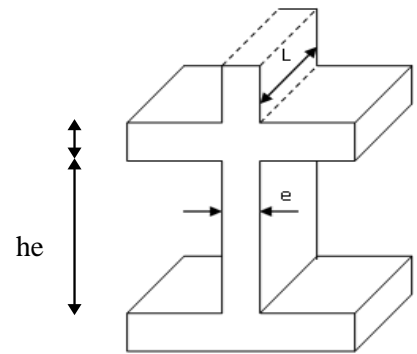


Figure. 2.5 Coupe de voile, élévation

2.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

2.3.1 Charges permanentes

- Plancher terrasse inaccessible

Tableau. 2.1. Évaluation des charges Terrasse inaccessible:

N	Matériau	Epaisseur (m)	Poids surfaciques (kN/m^2)	Poids volumique (kN/m^3)
1	Gravillons de protection	0.05	1.00	17
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12	9.38
3	Isolation thermique	0.25	0.01	0.04
4	Forme en pente	0.10	2.20	22
5	Plancher à corps creux.	0.20	2.65	13.75
6	Enduit plâtre	0.02	0.2	13
G_{terrasses}			6.18	75.17

- Plancher étages courants a corps creux

Tableau 2.2. Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

N	Matériau	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)	Poids Volumique (kN/m^3)
1	Carrelage	0.02	0.4	<u>20</u>
2	Mortier de pose	0.02	0.4	20
3	Sable	0.02	0.36	18
4	Plancher à cc (16+4)	0.2	2.65	13.75
5	Enduit plâtre	0.02	0.2	13
6	Cloisons de séparation	0.1	1	/
G_{p.courant}			5.01	84.75

- Dalles pleines

Tableau 2.3. Évaluation des charges dans les dalles pleines.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m ²)	Poids volumique (kN/m ³)
1	Carrelage	0.02	0.4	20
2	Mortier de pose	0.02	0.4	20
3	Couche sable	0.02	0.36	17
4	Plancher dalle pleine	0.15	3.75	25
5	Enduit plâtre	0.02	0.2	13
6	Cloisons	/	1	/
G dalle pleines			5.71	95

- Murs extérieurs

Tableau 2.4. Évaluation des charges dans les murs extérieurs

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m ²)	Poids volumique (kN/m ³)
1	Enduit de ciment	0.02	0.4	18
2	Brique creuse	0.15	1.35	/
3	Lame d'air	/	/	/
4	Brique creuse	0.10	0.9	/
5	Enduit plâtre	0.02	0.2	13
G Mur extérieur			2.85	31

- Murs intérieurs

Tableau 2.5. Évaluation des charges dans les murs intérieurs

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.28
2	Brique creuse	0.10	/	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	13	0.28
G Mur intérieur			31	1.46

- Palier

Tableau 2.6. Evaluation des charges sur le palier

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Revêtement	0.02	20	0,40
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	17	0,36
4	Dalle en BA	0.15	25	3,75
5	Enduit plâtre	0.02	13	0.2
G Palier			105	5.11

- Volée

Tableau 2.7 Evaluation des charges sur la volée

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	Revêtement verticale	0.13	20	0.26
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Lit de sable	0.02	13	0.36
5	Marches	0.17* (1/2)	22	1.87
6	Paillasse	0.15 / (cos32.52°)	18	4.48
G_{Volée}			113	7.97

2.3.2 Charges d'exploitations

Tableau 2.8 Les charges d'exploitations

Exploitations	Valeur prévue par le règlement (kN/m ²)
terrasse inaccessible	1
Habitation	1.5
Escalier (volé, palier)	2.5
Halls d'entrée de l'ascenseur	2.5
Balcon	3,5
Commerce	5

2.4 LA DESCENTE DES CHARGES

La descente des charges est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour les poteaux le plus sollicités et qui ont souvent la plus grande surface afférente soit les poteaux P B5 et P F5 de l'escalier.

- **La loi de dégression :**

L'application de la loi de dégression aux bâtiments de plusieurs étages (selon DTR).

- Sous toit ou terrasse (N_1) : Q_0
- Sous dernier étage (N_2) : $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (N_3) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (N_4) : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous étage immédiatement inférieur (N_5) : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Pour $N \geq 5$: $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

- **Pour le poteau B5 :**

$$S1 = 1.775 \times 1.965 = 3.49 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.765 \times 1.965 = 3.47 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.775 \times 1.565 = 2.78 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.565 \times 1.715 = 2.76 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{total}} = 12.5 \text{ m}^2$$

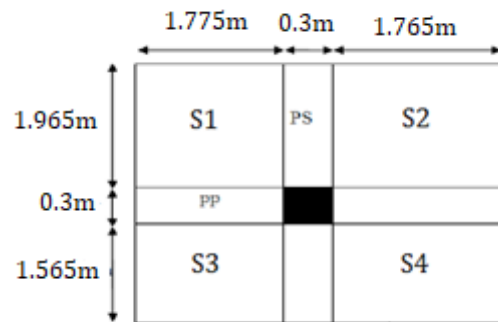


Figure 2.6. La surface afférente du b5

- Poids des poutres :

$$L_{pp} = 3.54 \text{ m}$$

$$L_{ps} = 3.53 \text{ m}$$

$$G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 3.54 = 10.62 \text{ kN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.53 = 9.27 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow G_{\text{poutre}} = G_{pp} + G_{ps} = 19.89 \text{ kN}$$

- Poids des planchers

Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.18 \times 12.5 = 77.25 \text{ kN}$$

$$Q = 1 \times 12.5 = 12.5 \text{ kN}$$

Plancher étage courant (habitation) corps creux :

$$G = 5.01 \times 12.5 = 62.63 \text{ kN}$$

$$Q = 1.5 \times 12.5 = 18.75 \text{ kN}$$

- Poids du poteau

$$P = S_{\text{poteau}} \times 25 \times h_e$$

Tableau 2.9. Évaluation des poids propres des poteaux

Etages	Enter-sol	RDC, 1 ^{er}	2 ^{ème} , 3, 4	5 ^{ème} , 6, 7	8 ^{ème} , 9
S (m ²)	0.25	0.25	0.2025	0.16	0.1225
G (kN)	25.5	19.12	15.49	12.24	9.37

- Poids des murs extérieurs

$$G = S_{\text{mur}} \times 2.85$$

$$G = ((2.66 \times 1.76) + (2.66 \times 1.2)) \times 2.85 = 22.43 \text{ KN}$$

- Evaluation des charges

Les résultats de la descente de charge pour le poteau B5 sont dans le tableau suivant :

Tableau 2.10. Evaluation de la descente de charge de poteau B5

Niveau	Eléments	G(kN)	Q(kN)
N1	Plancher terrasse	77.25	
	PP (40× 30) cm ²	10.62	
	PS (35× 30) cm ²	9.27	
	Poteau (30 × 30) cm ²	6.885	
	Cloisons double	22.43	
	Σ	126.45	12.5
N2	N1	126.45	
	Plancher d'étage (16+4)	62.63	
	PP (30× 40) cm ²	10.62	
	PS (30× 40) cm ²	9.27	
	Poteau (30 × 30) cm ²	6.885	
	Cloisons double	22.43	
	Σ	238.29	31.25
N3	N2	238.29	
	Plancher d'étage (16+4)	62.63	
	PP (30× 40) cm ²	10.62	

	PS (30× 40) cm ²	9.27	
	Poteau (30 × 30) cm ²	6.885	
	Cloisons double	22.43	
	Σ	350.125	48.125
N4	N3	350.125	
	Plancher d'étage (16+4)	62.63	
	PP (30× 40) cm ²	10.62	
	PS (30× 40) cm ²	9.27	
	Poteau (30 × 30) cm ²	6.885	
	Cloisons double	22.43	
	Σ	461.96	63.125
N5	N4	451.34	
	Plancher d'étage (16+4)	62.63	
	PP (30× 40) cm ²	10.62	
	PS (30× 35) cm ²	9.27	
	Poteau (30 × 30) cm ²	6.885	
	Cloisons double	22.43	
	Σ	573.79	76.25
N6	N5	573.79	
	Plancher d'étage (16+4)	62.63	
	PP (30× 40) cm ²	10.62	
	PS (30× 35) cm ²	9.27	
	Poteau (30 × 30) cm ²	6.885	
	Cloisons double	22.43	
	Σ	685.62	82.81
N7	N6	685.62	
	Plancher d'étage (16+4)	62.63	
	PP (30× 40) cm ²	10.62	
	PS (30× 35) cm ²	9.27	

	Poteau (30 × 30) cm ²	6.885	
	Cloisons double	22.43	
	Σ	797.455	92.375
N8	N7	797.455	
	Plancher d'étage (16+4)	62.63	
	PP (30× 40) cm ²	10.62	
	PS (30× 35) cm ²	9.27	
	Poteau (30 × 30) cm ²	6.885	
	Cloisons double	22.43	
	Σ	909.29	103.06
N9	N8	909.29	
	Plancher d'étage (16+4)	62.63	
	PP (30× 40) cm ²	10.62	
	PS (30× 35) cm ²	9.27	
	Poteau (50 × 50) cm ²	19.12	
	Cloisons double	22.43	
	Σ	1021.15	113
N10	N9	1021.15	
	Plancher d'étage (16+4)	62.63	
	PP (30× 40) cm ²	10.62	
	PS (30× 40) cm ²	9.27	
	Poteau (30 × 30) cm ²	19.12	
	Cloisons double	22.43	
	Σ	1132.98	122.19
N11	N10	1132.95	
	Plancher d'étage (16+4)	62.63	
	PP (30× 40) cm ²	10.62	
	PS (30× 40) cm ²	9.27	

	Poteau (30× 30) cm ²	22.43	
	Σ	1244.815	130.63

- **Pour le poteau F5 :** (poteau de la cage d'escalier)

$$S1 = 1.775 \times 1.565 = 2.78 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.765 \times 1.565 = 2.76 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.775 \times 1.965 = 3.49 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.765 \times 1.965 = 3.46 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{total}} = 12.49 \text{ m}^2$$

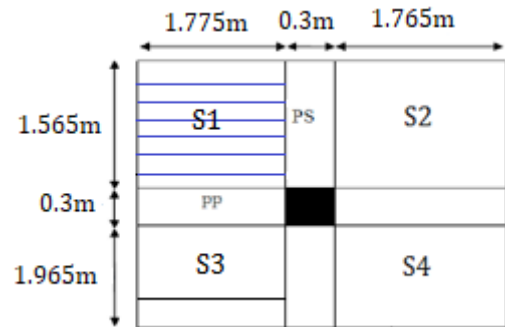


Figure 2.7. La surface afférente du f5

Poids des poutres :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{pp} = 3.54 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.53 \text{ m} \\ G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 3.54 = 10.62 \text{ kN} \\ G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.53 = 9.27 \text{ kN} \\ \Rightarrow G_{\text{poutre}} = G_{pp} + G_{ps} = 19.89 \text{ kN} \end{array} \right.$$

- Poids des planchers

Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.18 \times 12.49 = 77.18 \text{ kN}$$

$$Q = 1 \times 12.49 = 12.5 \text{ kN}$$

Plancher étage courant (habitation) corps creux :

$$G = 5.01 \times (S2+S4) = 31.16 \text{ kN}$$

$$Q = 1.5 \times (S2+S4) = 8.31 \text{ kN}$$

- Escalier

Palier :

$$S_{\text{palier}} = (1.2 \times 1.775) = 2.13 \text{ m}^2$$

$$G = G_{\text{palier}} \times S_{\text{palier}} = 5.11 \times 2.13 = 10.89 \text{ kN}$$

$$Q = Q_{\text{palier}} \times S_{\text{palier}} = 2.5 \times 2.13 = 5.33 \text{ kN}$$

Volée :

$$S_{\text{volée}} = (1.3 \times 1.775) = 2.31 \text{ m}^2$$

$$G = G_{\text{volée}} \times S_{\text{volée}} = 7.97 \times 2.31 = 18.41 \text{ kN}$$

$$Q = Q_{\text{volée}} \times S_{\text{volée}} = 2.5 \times 2.31 = 5.76 \text{ kN}$$

$$G = G_{\text{palier}} + G_{\text{volée}} = 29.3 \text{ kN}$$

$$Q = Q_{\text{palier}} + Q_{\text{volée}} = 11.09 \text{ kN}$$

- Poids du poteau

$$P = S_{\text{poteau}} \times 25 \times h_e$$

Tableau 2.11. Évaluation des poids propres des poteaux

étages	Enter-sol	RDC, 1 ^{er}	2 ^{ème} , 3, 4	5 ^{ème} , 6, 7	8 ^{ème} , 9
S (m ²)	0.25	0.25	0.2025	0.16	0.1225
G (Kn)	25.5	19.12	15.49	12.24	9.37

- Poids des murs extérieur

$$G = S_{\text{mur}} \times 2.85$$

$$G = ((2.66 \times 1.965) + (2.66 \times 1.775)) \times 2.85 = 28.35 \text{ kN}$$

- Evaluation des charges

Les résultats de la descente de charge pour le poteau F5 sont dans le tableau suivant :

Tableau 2.12. Evaluation de la descente de charge de poteau f5

Niveau	Eléments	G(kN)	Q(kN)
N1	Plancher terrasse	77.19	
	PP (40×30) cm ²	10.62	
	PS (35×30) cm ²	9.27	
	Poteau (30×30) cm ²	6.885	
	Cloisons double	28.35	
	Σ	132.315	12.5
N2	N1	132.315	
	Plancher d'étage (16+4)	31.16	
	PP (30× 40) cm ²	10.62	
	PS (30× 35) cm ²	9.27	
	Poteau (30 × 30) cm ²	6.885	
	Escalier	29.3	
	Cloisons double	28.35	
Σ	247.9	31.9	
N2	N2	247.9	
	Plancher d'étage (16+4)	31.16	

N3	PP (30× 40) cm ²	10.62		
	PS (30× 35) cm ²	9.27		
	Poteau (30 × 30) cm ²	6.885		
	Escalier	29.3		
	Cloisons double	28.35		
	Σ	363.485	49.36	
N4	N3	363.485		
	Plancher d'étage (16+4)	31.16		
	PP (30× 40) cm ²	10.62		
	PS (30× 35) cm ²	9.27		
	Poteau (30 × 30) cm ²	6.885		
	Escalier	29.3		
	Cloisons double	28.35		
	Σ	479.07	64.88	
	N5	N4	479.07	
		Plancher d'étage (16+4)	31.16	
PP (30× 40) cm ²		10.62		
PS (30× 35) cm ²		9.27		
Poteau (30 × 30) cm ²		6.885		
Escalier		29.3		
Cloisons double		28.35		
Σ	594.655	78.46		
N6	N5	594.665		
	Plancher d'étage (16+4)	31.16		
	PP (30× 40) cm ²	10.62		
	PS (30× 35) cm ²	9.27		
	Poteau (30 × 30) cm ²	6.885		
	Escalier	29.3		
	Cloisons double	28.35		

	Σ	710.24	85.25
N7	N6	710.24	
	Plancher d'étage (16+4)	31.16	
	PP (30× 40) cm ²	10.62	
	PS (30× 35) cm ²	9.27	
	Poteau (30 × 30) cm ²	6.885	
	Escalier	29.3	
	Cloisons double	28.35	
	Σ	825.825	95.14
	N7	825.825	
	Plancher d'étage (16+4)	31.16	
N8	PP (30× 40) cm ²	10.62	
	PS (30× 35) cm ²	9.27	
	Poteau (30 × 30) cm ²	6.885	
	Escalier	29.3	
	Cloisons double	28.35	
	Σ	941.41	106.20
N9	N8	941.41	
	Plancher d'étage (16+4)	31.16	
	PP (30× 40) cm ²	10.62	
	PS (30× 35) cm ²	9.27	
	Poteau (30 × 30) cm ²	6.885	
	Escalier	29.3	
	Cloisons double	28.35	
	Σ	1056.995	116.48
N10	N9	1056.995	
	Plancher d'étage (16+4)	31.16	
	PP (30× 40) cm ²	10.62	
	PS (30× 35) cm ²	9.27	
	Poteau (30 × 30) cm ²	6.885	

	Escalier	29.3	
	Cloisons double	28.35	
	Σ	1171.58	125.99
N11	N10	1171.58	
	Plancher d'étage (16+4)	31.16	
	PP (30× 40) cm ²	10.62	
	PS (30× 35) cm ²	9.27	
	Poteau (30× 30) cm ²	9.135	
	Escalier	29.3	
	Cloisons double	28.35	
	Σ	1289.415	134.72

➤ Nous avons pour les deux poteaux :

Tableau 2.13. Résultats de la descente des charges obtenues pour les deux poteaux

Poteau	G (kN)	Q (kN)	ELS (kN)	ELU (kN)
PB5	1309.24	130.63	1439.87	1787.92
PF5	1289.415	134.72	1424.135	1942.79

Nous trouvons que le poteau F5 est le plus sollicité sous charge verticale

2.4.1 Vérification du poteau le plus sollicité

D'après le BAEL 91 (Art B.8.1,1), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10 %.

$$N_u = 1942.79 \times 1.1 = 2134.5522 \text{ kN}$$

a. Vérification au flambement

α : Coefficient tenant compte de l'élançement

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50, \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5, γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{h \times b^3}{12}$$

On prend $A_s = 1 \% \times B_r$

$$Br_{cal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{Fc28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{Fe}{100 \times \gamma_s} \right)} \quad \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

$$Br \geq (a-2)^2$$

On adopte une section et voici les dimensions choisies :

Tableau 2.14. Résultats des sections adoptées

Etages	Nu (kN)	i (m)	λ	α	Br_{cal} (m)	Section adoptée (a×b)	Vérification RPA
9	217.112	0.101	24,73	1.09	0.012	30 × 30	Vérifiée
8	420.76	0.101	24,73	1.09	0.023	30 × 30	Vérifiée
7	621.21	0.115	24,73	1.09	0.034	30 × 30	Vérifiée
6	818.47	0.115	24,73	1.09	0.045	30 × 30	Vérifiée
5	1012.52	0.115	24,73	1.09	0.056	30 × 30	Vérifiée
4	1195.36	0.129	24,73	1.09	0.066	35 × 35	Vérifiée
3	1381.68	0.129	24,73	1.09	0.076	35 × 35	Vérifiée
2	1573.22	0.129	24,73	1.09	0.087	35 × 35	Vérifiée
1	1761.82	0.144	24,73	1.09	0.097	40 × 40	Vérifiée
RDC	1947.67	0.144	24,73	1.09	0.110	40 × 40	Vérifiée
Entresol	2259.29	0.144	32,82	1.17	0.128	40 × 40	Vérifiée

• **Conclusion**

Afin de faire un pré-dimensionnement qui répond aux différentes exigences réglementaires données par **RPA99.V2003**, **BAEL91** et **CBA93**, les dimensions des poteaux sont :

- Entre sol, RDC, 1^{er} étage : poteaux **(40×40) cm²**
- 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage : poteaux **(35×35) cm²**
- 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage : poteaux **(30×30) cm²**
- 8^{ème}, 9^{ème} étage : poteaux **(30×30) cm²**

Chapitre 3 :
ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES

3.1 INTRODUCTION

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

Durant ce chapitre, le calcul concernera les éléments suivants :

- Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine)
- Les escaliers
- Les poutres de chaînage
- La dalle d'ascenseur
- L'acrotère

3.2 ETUDE DES PLANCHERS

Nous avons deux types de planchers à étudier : plancher à corps creux et plancher à dalle pleine

3.2.1 plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle
- Dalle de compression

3.2.1.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement.

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$(b-b_0)/2 \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{2} \right) \dots\dots\dots \text{CBA93 (art A.4.1.3)}$$

Avec : $b_0 = 10\text{cm}$

L_x : distance entre nus des poutrelles

L_y : Longueur de la travée minimale d'une poutrelle.

Dans notre cas nous avons :

$h_t = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$

$L_x = 55\text{cm}$; $L_y = 330\text{cm}^*$

$$(b - 10)/2 \leq \min (25\text{cm} ; 33\text{cm})$$

Alors nous prenons $b = 65\text{ cm}$

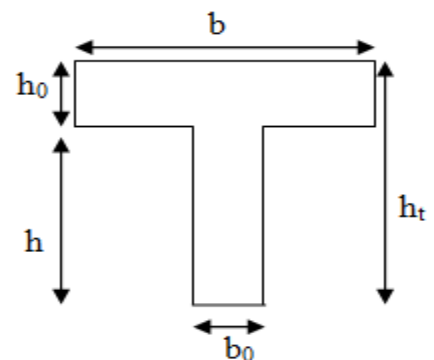


Figure 3.1. Schéma d'une poutrelle

1. Méthode de calcul des sollicitations

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutres, le règlement B.A.E.L.91 (annexe E.2) propose une méthode dite "méthode de Caquot", le principe repose sur la méthode de 3 moments.

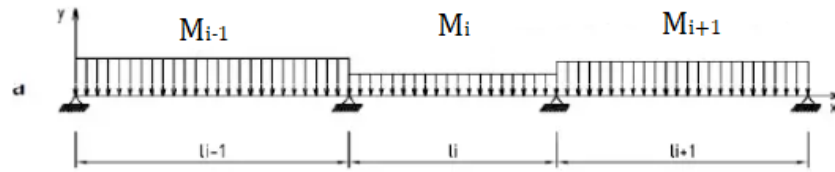


Figure 3.2. Schéma d'une poutre continue

A) Evaluation des moments

- En appui (M_i)

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent être :

$$M_a = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

$$\begin{cases} l'_g, l'_d : \text{longeur fictives} \\ q_g, q_d : \text{chargements à gauche et adroite de l'appui respectivement} \end{cases}$$

$l' = 0.8 L$ (travée intermédiaire) ; $l' = L$ (appui de rive)

- En travée (M_t)

$$M_t = -x^2 \frac{q}{2} + \frac{ql}{2} x + M_{i-1} + (M_i - M_{i-1}) \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } x = \frac{l}{2} + \frac{Me - Mw}{q \times l}$$

B) Valeurs des efforts tranchants

$$T(x) = \frac{ql}{2} - q(x) - \frac{Mg + Md}{l}$$

2. Différentes types de poutrelles

Tableau 3.1. Les différents types des poutrelles

Types	Schéma statique (m)
Type 1	
Type 2	
Type 3	

3. Charges et surcharges revenants aux poutrelles

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; $p_u = q_u \times b$

ELS : $q_s = G + Q$; $p_s = q_s \times b$ avec $b = 0.65m$

- Terrasse inaccessible : $G = 6.18 \text{ kN/m}^2$ $Q = 1 \text{ kN/m}^2$
 $\rightarrow q_u = 9.84 \text{ kN/m}^2$ $p_u = 6.40 \text{ kN/ml}$
 $\rightarrow q_s = 7.18 \text{ kN/m}^2$ $p_s = 4.47 \text{ kN/ml}$
- Etage d'habitation : $G = 5.01 \text{ Kn/m}^2$ $Q = 1.5 \text{ Kn/m}^2$
 $\rightarrow q_u = 9.01 \text{ kN/m}^2$ $p_u = 5.86 \text{ kN/ml}$
 $\rightarrow q_s = 6.51 \text{ kN/m}^2$ $p_s = 4.03 \text{ kN/ml}$

4. Calcul des sollicitations (M, V)

Après avoir utilisé le logiciel socotec (koka) qui permet de calculer les moments fléchissant et les efforts tranchant max dans une poutre continue selon la méthode de « CAQUOT » définie en annexe E2 des règles BAEL 91. Nous résumons tous les résultats dans les tableaux suivants :

Tableau 3.2. Les sollicitations des poutrelles (terrasse)

	ELU ($q_u = 6.4 \text{ kN/ml}$)			ELS ($q_s = 4.47 \text{ kN/ml}$)	
	M_{appui} (max) (kN.m)	M_{travée} (max) (kN.m)	V_{max} (kN)	M_{appui} (max) (kN.m)	M_{travée} (max) (kN.m)
Type 1	-8.26	6.5	13.60	-6.02	4.71
Type 2	-10.6	9.34	15.75	-7.33	6.79
Type 3	-11.12	9.2	16.01	-8.10	6.55

Tableau 3.3. Les sollicitations des poutrelles (étage courant)

	ELU ($q_u = 5.57 \text{ kN/ml}$)			ELS ($q_s = 4.03 \text{ kN/ml}$)	
	M_{appui} (max) (kN.m)	M_{travée} (max) (kN.m)	V_{max} (kN)	M_{appui} (max) (kN.m)	M_{travée} (max) (kN.m)
Type 1	-7.56	6.24	12.50	-5.46	4.47
Type 2	-9.13	8.55	12.71	-6.60	6.16
Type 3	-10.17	8.39	14.65	-7.35	6.30

Les sollicitations maximales dans les différents planchers :

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrants un moment égal à $0.15 \times M_0$

Tableaux 3.4. Les sollicitations maximales

	ELU				ELS		
	M^{max}_{a inter}	M^{max}_t	V^{max}	M^{max}_{a rive}	M^{max}_{a inter}	M^{max}_t	M^{max}_{a rive}
Terrasse inaccessible	-11.02	9.34	16.01	-2.05	-7.33	6.79	-1.42
Etage courant	-10.77	8.55	14.65	-1.87	-7.35	6.30	-1.28

- **Ferraillage des poutrelles**

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de l'effort tranchant en prenant en compte l'exemple de la poutrelle de la terrasse

Calcul des armatures longitudinal :

- **En travée**

On a $M_u = 9.34 \text{ kN.m}$

$B = 65 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

$$M_t = 650 \times 40 \times 14.17 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right) = 58.45 \text{ kN.m}$$

$M_t > M_u \rightarrow$ Axe neutre dans la table de compression on calcule section rectangulaire $b \times h$

$$\mu_u = \frac{9.34 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.031 < \mu_R = 0.371 \text{ armature tendu seulement}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) = 0.039$$

$$Z = 180(1 - 0.04 \times 0.039) = 177.14 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{9.34 \times 10^6}{177.14 \times 348} = 1.51 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : $A_u > A_{\min} = 0.23b_0 \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

$$A_{\min} = 0.23 \times 650 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark \text{ Vérifier}$$

Nous prenons 2HA10+ 1HA8 = 2.07 cm²

- **En appui intermédiaire**

Nous avons $M_u = -11.02 \text{ kN.m} < 0 \rightarrow$ la table tendu n'intervient pas dans la résistance donc nous prenons à calculer la section $b_0 \times h$

$$\mu_u = \frac{11.02 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.17} = 0.240 < \mu_R = 0.371 \text{ armature tendue seulement}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.240}) = 0.349$$

$$Z = 180(1 - 0.4 \times 0.349) = 154.89 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{11.02 \times 10^6}{154.89 \times 348} = 2.04 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : $A_u > A_{\min} = 0.23b_0 \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Nous prenons 2HA12 = 2.26 cm²

- **En appui de rive**

Nous avons $M_u = -2.05 \text{ kN.m} < 0 \rightarrow$ la table tendu n'intervient pas dans la résistance donc nous calculons une section $b_0 \times h$

$$\mu_u = \frac{2.05 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.17} = 0.044 < \mu_R = 0.371 \text{ armature tendue seulement}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) = 0.057$$

$$Z = 180(1 - 0.4 \times 0.057) = 175.89 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{2.05 \times 10^6}{175.89 \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : $A_u > A_{\min} = 0.23 b_0 \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Nous prenons 1HA12 = 1.13 cm²

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 16.01 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16.01 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\text{FPN} \rightarrow \tau_{\text{adm}} = \min [0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{\text{adm}} \dots \dots \dots \checkmark$ Vérifiée donc pas de risque de rupture par cisaillement

Calcul des armatures transversales

$$\Theta_t \leq \min \left(\frac{b_0}{10} ; \frac{h}{34} ; \Theta_{14} \right) \leq \min \left(\frac{10}{10} ; \frac{20}{35} ; 1.54 \right)$$

$$\Theta_t \leq 0.57 \text{ cm}^2 \text{ nous prenons un étrier } \Theta_6 \text{ soit } 2\Theta_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement S_t

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = 57\text{cm} \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 K \times f_{t28})} = 79\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites.

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Donc nous prenons $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification de la bielle

Nous devons vérifier que :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a \leq 0.9d \Rightarrow a = 0.162 \text{ m}$$

$$V_u = 14.41 \text{ kN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 108.135 \text{ kN} \dots \dots \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales :

➤ **Appui de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 16.01 \times 10^3}{400} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Avec $A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 + 1\text{HA}12 = 3.20 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark$ Vérifiée

➤ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u - \frac{Mu}{0.9d}) = \frac{1.15}{400} (16.01 - \frac{11.02 \times 10^3}{0.9 \times 180}) = -0.15 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2HA10 + 1HA8 + 2HA12 = 4.33 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 4.33 \text{ cm}^2 > -0.15 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u

Vérification de la jonction table-nervure

Il faut que : $\tau_{adm} \geq \tau_u = \frac{Vu \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0}$

Avec $b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27.5 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{16.01 \times 10^3 \times 275}{0.9 \times 180 \times 650 \times 40} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} > \tau_u = 1.05 \text{ MPa} \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

Nous devons vérifier :

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de compression du béton
- État limite de déformation.

a. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

b. Etat limite de compression du béton

Il faut que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$; $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

- Position de l'axe neutre

$$H = \frac{b \times h_c^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0)$$

Si $H \geq 0$ l'axe neutre passe par la table de compression alors vérification d'une section ($b \times h$)

Si $H \leq 0$ l'axe neutre passe par la nervure alors vérification d'une section T

En travée

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.07 \times 10^{-4} (0.180 - 0.04)$$

$$H = 8.53 \times 10^{-5} \text{ m} > 0 \text{ l'axe neutre passe par la table alors vérification d'une section } (b \times h)$$

Calcul de la position de l'axe neutre « y » :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$32.5y^2 + 31.05y - 558.9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 271.33 \rightarrow y = 3.7\text{cm}$$

Calcul de l'inertie I :

$$I = \frac{by^2}{3} + 15 A (d - y)^2 = 6646.03 \text{ cm}^4$$

Contrainte :

$$\sigma_{bc} = \frac{6.79 \times 10^6}{6646.03 \times 10^4} \times 37 = 3.78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

En appuis intermédiaires

Nous avons ($M_s=7.33 \text{ kN.m}$; $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$) avec le même travail nous trouvons :

$$\sigma_{bc} = 3.51 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

En appuis de rive

Nous avons ($M_s = 1.42 \text{ kN.m}$; $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$) avec le même travail nous trouvons :

$$\sigma_{bc} = 0.69 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

c. Etat limite de déformation

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_o} \\ \frac{A}{b_o \times d} \geq \frac{4.2}{Fe} \end{array} \right.$$

Nous avons $\frac{h}{l} = \frac{20}{415} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.0625$ la condition n'est pas vérifiée donc il est nécessaire

de vérifier la flèche d'après le **BAEL9 (Art B.6.5.2)** comme suit :

$$\Delta f_i = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{415}{500} = 0.83 \text{ cm}$$

f_{gv} et f_{gi} = Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} = Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons

f_{pi} = Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

• **Évaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement (Plancher corps creux (16+4) + cloison)

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G+Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.65 = 1.72 \text{ kN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 6.18 = 4.02 \text{ kN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (6.18+1) = 4.67 \text{ kN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{0.85Qjser \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 1.72 \times 4.15^2}{8} = 3.15 \text{ kN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{0.85Qgser \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 4.02 \times 4.15^2}{8} = 7.36 \text{ kN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{0.85Qpser \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 4.67 \times 4.15^2}{8} = 8.55 \text{ kN.m}$$

- **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$Y = 3.7 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$Y_G = \frac{b_o \times \frac{h^2}{2} + (b-b_o) \frac{h_o^2}{2} + n(Ad + A'd')}{b_o \times h + (b-b_o)h_o + n(A+A')}$$

$$Y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65-10) \frac{4^2}{2} + 15(2.07 \times 18)}{10 \times 20 + (65-10)4 + 15(2.07)} = 5.91 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_o h^3}{3} + b_o h \left(\frac{h}{2} - YG \right)^2 + (b - b_o) h_o \left(YG - \frac{h_o}{2} \right)^2 + (b - b_o) \frac{h_o^3}{12} + nA(d - YG)^2$$

$$I_0 = 40018.40 \text{ cm}^4 \text{ (Moment d'inertie de la section totale (acier +béton))}$$

$$\rho = \frac{A}{b_o \times d} = \frac{2.07}{10 \times 18} = 0.0115$$

$$\lambda_i = \frac{0.05ft28}{(2+3\frac{b_o}{b})\rho} = 3.709 \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.484 \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

- **Contraintes :**

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{7.36 \times (18-3.7)}{6646.03} 10^3 = 237.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{3.15 \times (18-3.7)}{6646.03} 10^3 = 101.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{8.55 \times (18-3.7)}{6646.03} 10^3 = 275.95 \text{ MPa}$$

• **Inerties fictives (I_f):**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + ft_{28}} = 0.56 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + ft_{28}} = 0.71 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + ft_{28}} = 0.75 \end{array} \right. \quad \text{si } \mu \leq 0 \text{ en prend } \mu = 0$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 14306.03 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 11640.17 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 12115.47 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 20833.05 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 E_i \times I_{fij}} = \frac{3.15 \times 10^6 \times 4150^2}{10 \times 32164.2 \times 14306.03 \times 10^4} = 1.18 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 E_i \times I_{fig}} = \frac{7.36 \times 10^6 \times 4150^2}{10 \times 32164.2 \times 12115.47 \times 10^4} = 3.25 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 E_i \times I_{fip}} = \frac{8.55 \times 10^6 \times 4150^2}{10 \times 32164.2 \times 11640.17 \times 10^4} = 3.93 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 E_v \times I_{fgv}} = \frac{8.55 \times 10^6 \times 4150^2}{10 \times 10721.4 \times 20833.05 \times 10^4} = 6.59 \text{ mm}$$

• **Calcul de la flèche total**

$$\Delta f_i = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (6.59 - 1.18 + 3.93 - 3.25) = 6.09 \text{ mm}$$

$$\Delta f_i = 6.09 \text{ mm} < f_{adm} = 8.3 \text{ mm} \dots \dots \dots \checkmark \text{ Vérifier}$$

Et pour les poutrelles des étages courants les résultats sont résumée comme suivant :

1. Calcul de ferrailage :

Tableaux 3.5. Ferrailage des planchers d'habitation

	M _{max} (kN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adopté
Travée	8.55	1.39	1.09	2HA10+1HA8= 2.07cm ²
Appuis(inter)	-10.77	2.00	0.22	2HA12= 2.26 cm ²
Appuis (rive)	-1.28	0.21	0.22	1HA12= 1.13 cm ²

2. Vérification à l'ELU

Tableaux 3.6. Vérification a l'ELU du plancher d'habitation

Effort tranchant (MPa)	La bielle (kN)	Les armatures (cm ²)		Jonction table nervure (MPa)
		Appui rive	Appui inter	
0.814 < 3.25	14.65 < 120.15	0.42 < 3.20	-0.15 < 4.33	0.97 < 3.25
Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

3. Vérification à l'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

b) Etat limite de compression du béton

Travée : $\sigma = 3.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa}$

Appui intermédiaire : $\sigma = 3.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa}$

Appui de rive : $\sigma = 0.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$

c) Etat limite de déformation

$q_j = 2.37 \text{ kN}$

$q_g = 3.26 \text{ kN}$

$q_p = 4.23 \text{ kN}$

$M_j = 4.34 \text{ kN.m}$

$M_g = 5.97 \text{ kN.m}$

$M_p = 7.74 \text{ kN.m}$

$\Delta f_i = 7.81 \text{ mm} < f_{adm} = 8.3 \text{ mm} \dots \dots \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$

Nous remarquons que toutes les vérifications sont satisfaites avec le même ferrailage de la poutrelle de plancher terrasse, car les charges sont presque les mêmes donc nous allons prendre un seul type de ferrailage de poutrelle pour tous les planchers.

Tableau 3.7. Tableau de ferrailage des poutrelles pour tous les étages

Types	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Tous les étages			

3.3.1.2 Etude de la dalle de compression

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les sections doivent être :

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$\text{Si } l \leq 50 \text{ cm} \quad A_{s1} \geq \frac{200}{f_e} \text{ cm}^2$$

$$\text{Si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm} \quad A_{s1} \geq \frac{4l}{f_e} \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{s2} \geq \frac{A_s}{2}$$

Avec :

l : longueur entre l'axe des nervures (cm)

Dans notre cas nous avons $l = 60 \text{ cm}$ et $f_e = 500 \text{ MPa}$

$$A_{s1} \geq \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} \geq \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ cm}^2$$

Donc nous adoptons un treillis soudé d'un quadrillage à mailles rectangulaires TS Ø5 200×200

3.1.2 Plancher en dalle pleine

Les dalles sont des éléments rectangulaires de dimensions L_x et L_y tel que : $L_x < L_y$ elles peuvent être encastrées sur deux ou trois ou quatre appuis.

a) Dalle pleine sur quatre appuis

Evaluation des charges :

$$L_x = 2.10 \text{ m}$$

$$L_y = 3.60 \text{ m}$$

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

$$G = 5.71 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.1}{3.6} = 0.583 > 0.4 \text{ (la dalle travaille dans les deux sens)}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.46 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 8.21 \text{ kN/m}^2$$

Calcul de M_{x0} et M_{y0}

$$\mu_{xu} = 0,0851$$

$$\mu_{xser} = 0,0897$$

$$\mu_{yu} = 0,2703$$

$$\mu_{yser} = 0,4462 \dots \dots \dots (\text{ANNEXE1})$$

$$M_0^x u = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0851 \times 11.46 \times 2.1^2 = 4.3 \text{ kN.m/ml}$$

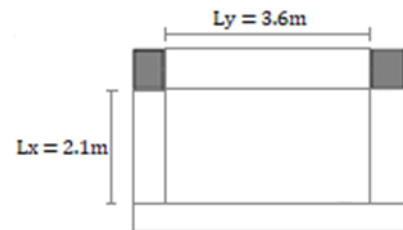


Figure 3.3. Dalle sur 4 appuis

$$M_0^y u = \mu_y \times M_0^x u = 4.3 \times 0.2703 = 1.16 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_0^x \text{ ser} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times Lx^2 = 0.0897 \times 8.21 \times 2.1^2 = 3.28 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_0^y \text{ ser} = \mu_y \times M_0^x \text{ ser} = 1.45 \text{ kN.m/ml}$$

Calcul des moments :

- **En travées** $\left\{ \begin{array}{l} M_t^y u = 0.75 M_0^x = 3.23 \text{ kN.m} \\ M_0^{xy} u = 0.75 M_0^y = 0.87 \text{ kN.m} \end{array} \right.$
- **En appui** $\left\{ \begin{array}{l} M_a^x = -0.5 M_0^x = -2.15 \text{ kN.m} \\ M_a^y = -0.5 M_0^y = -0.85 \text{ kN.m} \end{array} \right.$

Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple sur une bande de 1m avec $d = h - c = 15 - 2 = 13$

a) Sens X-X (travée)

$$\mu_u = \frac{3.23 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.013 < \mu_R = 0.371 \text{ armature tendue seulement}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013}) = 0.016$$

$$Z = 130(1 - 0.4 \times 0.016) = 129.12 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{3.23 \times 10^6}{129.12 \times 348} = 0.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{CNF} : A_x^{\min} = 0.23 b_0 \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_s^{\min} = 0.23 \times 1000 \times 130 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2 > A_s \text{ donc nous ferrailons avec } A_s^{\min}$$

Nous prenons 4HA8 $\rightarrow A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Appuis :

$$\mu_u = \frac{2.15 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 8.97 \times 10^{-3} < \mu_R = 0.371 \text{ armature tendue seulement}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00897}) = 0.012$$

$$Z = 130(1 - 0.4 \times 0.012) = 129.39 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{2.15 \times 10^6}{129.39 \times 348} = 0.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{CNF} : A_s^{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 > A_s \text{ donc nous ferrailons avec } A_s^{\min}$$

Nous prenons 4HA8 $\rightarrow A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

b) Sens Y-Y (travée)

Avec $d = h - c - \Theta_x = 15 - 2 - 0.8 = 12.2$

$$\mu_u = \frac{0.87 \times 10^6}{1000 \times 122^2 \times 14.17} = 4.13 \times 10^{-3} < \mu_R = 0.371 \text{ armature tendue seulement}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0041}) = 0.005$$

$$Z = 122(1 - 0.4 \times 0.005) = 121.74 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0.87 \times 10^6}{121.75 \times 348} = 0.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

CNF : $A_s^{\min} = 0.23 \times 1000 \times 122 \times \frac{2.1}{400} = 1.47 = 1.20 \text{ cm}^2 > A_s$ donc nous ferrailons avec A_s^{\min}

Nous prenons 4HA8 $\rightarrow A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Appui

$\mu_u = \frac{0.85 \times 10^6}{1000 \times 122^2 \times 14.17} = 4.03 \times 10^{-3} < \mu_R = 0.371$ armature tendue seulement

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.004}) = 0.005$

$Z = 122(1 - 0.44 \times 0.002) = 121.75 \text{ mm}$

$A_s = \frac{0.85 \times 10^6}{121.75 \times 348} = 0.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$

CNF : $A_s^{\min} = 1.47 \text{ cm}^2 > A_s$ donc nous ferrailons avec A_s^{\min}

Nous prenons 4HA8 $\rightarrow A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 3.8. Le ferrailage pour la dalle sur 4 appuis

En travée				
Sens	$A_{cal} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_{opt} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$S_t \text{ (cm)}$
Sens-x	0.72	1.56	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.21	1.47	4HA8=2.01	25
En appuis				
Sens-x	0.48	1.56	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.20	1.47	4HA8=2.01	25

Vérification des espacements

Sens X-X : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \dots \checkmark$ Vérifiée

Sens Y-Y : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) \dots \checkmark$ Vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$V_{\max} = \frac{Pu \times Lx}{2} \times \frac{Ly^4}{Lx^4 + Ly^4} = \frac{3.23 \times 2.1}{2} \times \frac{3.6^4}{2.1^4 + 3.6^4} = 3.04 \text{ kN}$

$\tau_u^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{3.04 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.0233 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \dots \checkmark$ Vérifiée

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

Vérification a l'ELS

Calcul des moments

On a : $M_0^x \text{ ser} = 3.28 \text{ kN.m/ml}$

$M_0^y \text{ ser} = 1.45 \text{ kN.m/ml}$

c) **En travée** $\left\{ \begin{array}{l} M_t^y \text{ ser} = 0.75 M_0^x = 2.46 \text{ kN.m} \\ M_0^{xy} \text{ ser} = 0.75 M_0^y = 1.09 \text{ kN.m} \end{array} \right.$

• **En appui** $\left\{ \begin{array}{l} M_a^x = -0.5 M_0^x = -1.64 \text{ kN.m} \\ M_a^y = -0.5 M_0^y = -0.73 \text{ kN.m} \end{array} \right.$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

$$50y^2 + 30.15y - 376.87 = 0$$

$$Y = 2.89 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 3589 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.98 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Pas de risque de fissuration de béton

Vérification de la contrainte dans l'acier

Dans notre cas la dalle se situe à l'intérieur donc la fissuration est peu préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire

Vérification de l'état limite de déformation

Sens X-X

$$1) \frac{h}{L_x} > \frac{3}{80} \rightarrow \frac{15}{210} = 0.071 > 0.0375 \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}}{20 \times M_{tx}} \rightarrow \frac{15}{210} = 0.071 > \frac{2.46}{20 \times 3.28} = 0.037 \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 130} = 0.001 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifier donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Sens Y-Y

$$1) \frac{h}{L_x} > \frac{3}{80} \rightarrow \frac{15}{210} = 0.071 > 0.0375 \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}}{20 \times M_{tx}} \rightarrow \frac{15}{210} = 0.071 > \frac{1.09}{20 \times 1.45} = 0.037 \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 122} = 0.001 \leq \frac{2}{500} = 0.004 \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage

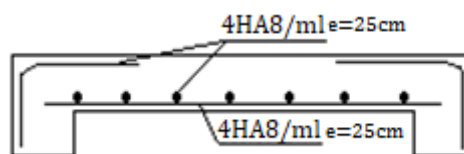


Figure 3.4. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

d) Dalle pleine sur trois appuis

Evaluation des charges :

$L_x = 1.4 \text{ m}$

$L_y = 3.5 \text{ m}$

$e = 15 \text{ cm}$

$G = 5.71 \text{ kN/m}^2$

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

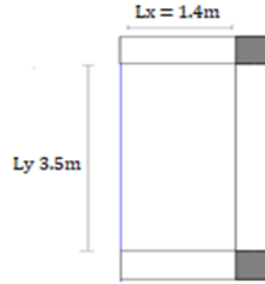


Figure 3.5. Dalle sur 3 appuis

Calcul des sollicitations :

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.4}{3.5} = 0.4 \geq 0.4$ la dalle travaille suivant L_x comme une console ($L_x < \frac{L_y}{2}$)

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.96 \text{ kN/m}^2$

$q_s = G + Q = 7.21 \text{ kN/m}^2$

Calcul des moments :

$M_u = \frac{q_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q_u \times l_x^3}{3} = 15.94 \text{ kN.m}$

$M_s = \frac{q_s \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q_s \times l_x^3}{3} = 11.54 \text{ kN.m}$

Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple sur une bande de 1m avec $d = h - c = 15 - 2 = 13$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.9. Le ferrailage pour la dalle sur 3 appuis

	Mt (kN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	S _t (cm)
En travée	13.55	3.09	1.56	5HA10=3.93	20
En appui	7.97	1.79	1.56	5HA8 = 2.51	20

Armature secondaire : $\frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 < A_s^{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$ en ferraille avec A_s^{\min}

Nous prenons 4HA8 = 2.01 cm²

Vérification des espacements

Sens X-X : $S_t = \frac{100}{6} \approx 15 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \checkmark$ Vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 6.80 \text{ kN}$

$\tau_u^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.80 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.0523 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \dots \dots \dots \checkmark$ Vérifiée

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

Vérification à l'ELS

Calcul des moments

Nous avons : $M_0^x \text{ ser} = 0.85 \times M_{\text{ser}} = 9.81 \text{ kN/ml}$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

$$50y^2 + 58.95y - 766.35 = 0$$

$$Y = 3.37 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 6742.6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.9 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \dots \dots \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Pas de risque de fissuration de béton

Vérification de la contrainte dans l'acier

La dalle se situe à l'intérieur donc la fissuration est peu préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire

Vérification de l'état limite de déformation

Sens X-X

$$1) \frac{h}{L_x} > \frac{3}{80} \quad \rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > 0.0375 \dots \dots \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}}{20 \times M_{tx}} \quad \rightarrow \frac{15}{155} = 0.107 > \frac{9.81}{20 \times 11.54} = 0.042 \dots \dots \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \rightarrow \frac{3.93}{100 \times 130} = 0.003 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage

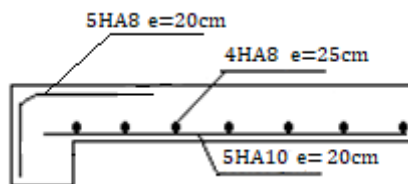


Figure 3.6. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

3.3 ETUDE DES ESCALIERS

Les escaliers sont réalisés en béton armé coulé sur place, les dimensions des marches sont variables selon leur destination.

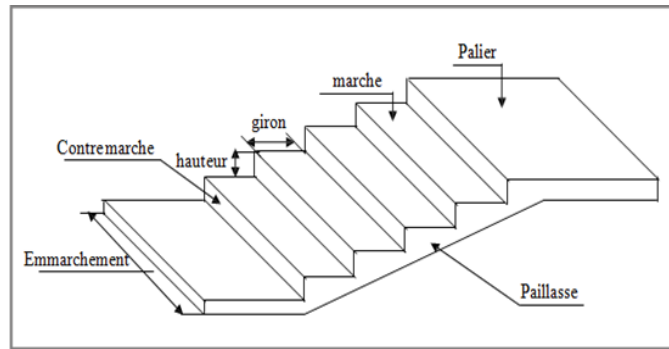


Figure. 3.7 Vue d'escalier en trois dimensions

- Les escaliers des étage d'habitation (RDC, 1^{er}, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9^{ème} étage)

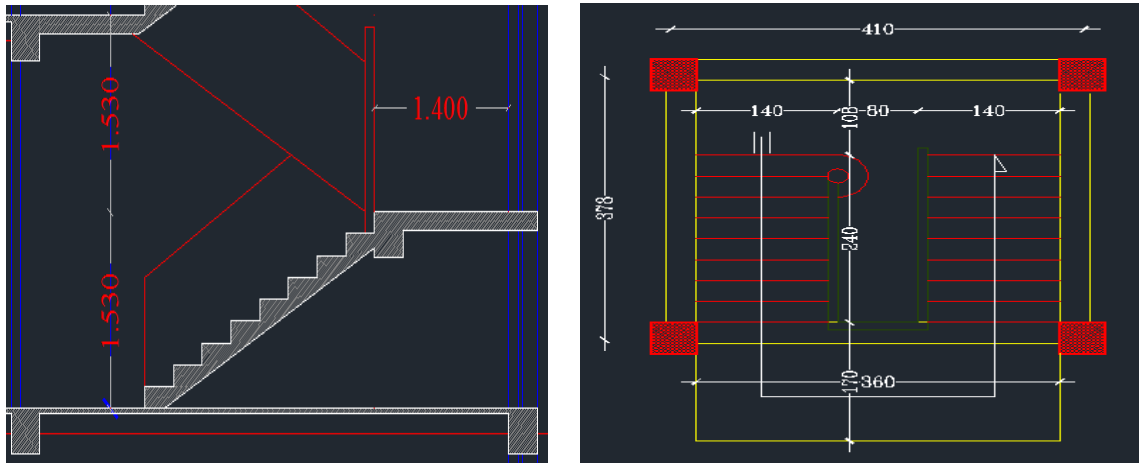


Figure 3.8. Vue en plan d'escalier.

L'escalier est assimilé à une dalle brisée simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de « BLONDEL ».

- La hauteur d'étage $H = 306\text{cm}$
- Le giron $g = 30\text{cm}$

1. Calcul du nombre de contre marches

$$n = (H / 2) \times 1 / h_0$$

Avec : h_0 (hauteur de la contre marches). = 17 cm

$$n = (3.06 / 2) \times 1 / 17 = 9$$

2. Calcul du nombre de marche:

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

3. Calcul de l'angle α :

$$\tan \alpha = h' / L'$$

$$h' = H / 2 = 1.53\text{m}$$

$$L' = 30 \times 8 = 2.40\text{m}$$

$$\text{tag}\alpha = (h' / L') = 1.53 / 2.40 = 0,64$$

$$\alpha = 32,52^\circ$$

4. Calcul de la longueur inclinée:

$$L'' = (L' / \cos\alpha) = 2.85\text{m}$$

5. Vérification de la relation de blondel:

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

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

6. Épaisseur de la paille

L'épaisseur de la paille (e) est donnée par :

$$L / 30 \leq e \leq L / 20 \quad L = L_v + L_p$$

Avec : L_v : longueur de la volée

L_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$L_v = (2.40^2 + 1.53^2)^{1/2} = 2.84\text{m}$$

$$L_p = 1.4\text{m}$$

$$L = 140 + 284 = 424\text{cm}$$

$$424/30 \leq e \leq 424/20$$

$$14.13 \leq e \leq 21.2$$

Soit $e = 15 \text{ cm}$

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations qui nous donnent le ferrailage correspondant, le calcul se fait à la flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire d'1 m de largeur et de hauteur $h=15\text{cm}$

Nous allons étudier :

- La volée
- Le palier intermédiaire

1- La volée

Nous avons : - $G_{\text{palier}} = 5.11 \text{ kN/ml}$

- $G_{\text{volée}} = 7.97 \text{ kN/ml}$

- $Q_{\text{palier/volée}} = 2.5 \text{ kN/ml}$

Alors la combinaison de charge sera :

Tableau 3.10. Combinaison de charge qui revient à l'escalier

		Palier (kN/ml)	Volée (kN/ml)
ELU	1.35G + 1.5Q	10.65	14.51
ELS	G + Q	7.61	10.47

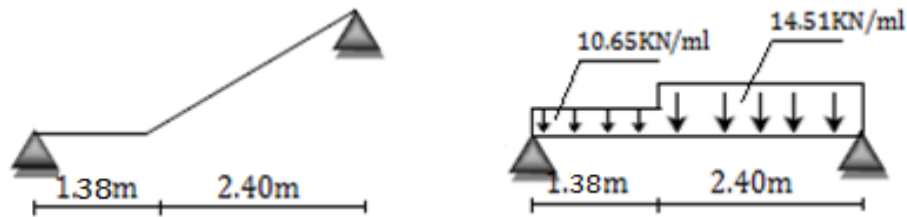


Figure 3.9. Schéma statique de l'escalier à l'ELU

La méthode utiliser pour déterminer les efforts tranchants et les moments maximums pour une poutre isostatique, c'est la méthode de la résistance des matériaux.

- Les réactions

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = (10.65 \times 1.38) + (14.51 \times 2.4) = 49.52 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow - (10.65 \times 1.38) \times 0.69 - (14.51 \times 2.4) \times 2.58 + R_B \times 3.78 = 0$$

$$\rightarrow R_B = 26.45 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_A = 49.52 - 26.45 = 23.07 \text{ kN}$$

- Calcul des sollicitations

$$0 \leq x \leq 1.38 \text{ (à droite)}$$

$$+ M - 23.07x + 10.65x \left(\frac{x}{2}\right) = 0$$

$$M_{(x)} = -5.325x^2 + 23.07x$$

$$M_{(0)} = 0 \quad M_{(1.38)} = 8.37 \text{ kN.m}$$

$$T_{(x)} = \frac{dM}{dx} = -10.65x + 23.07$$

$$T_{(0)} = 23.07 \text{ kN} \quad T_{(1.38)} = 8.37 \text{ kN}$$

$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ (à gauche)}$$

$$+T - 14.51x + 26.45 = 0$$

$$T_{(x)} = 14.51x - 26.45$$

$$T_{(0)} = -26.45 \text{ kN} \quad T_{(2.4)} = 8.37 \text{ kN} \text{ changement de signe sur}$$

$$x = 1.83$$

$$-M - 14.51x \left(\frac{x}{2}\right) + 26.45x = 0$$

$$M_{(x)} = -7.255x^2 + 26.45x$$

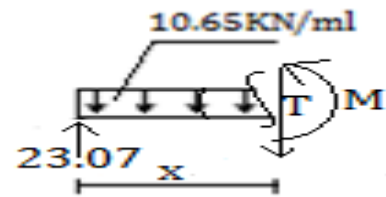


Figure 3.10. 1^{er} tronçon à droite

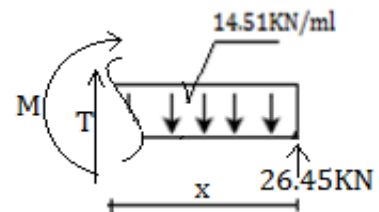


Figure 3.11. 2^{eme} tronçon à droite

$$M_{(0)} = 0$$

$$M_{(1,82)} = 24.11 \text{ kN.m}$$

$$M_{(2,4)} = 21.69 \text{ kN.m}$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} M^{\max} = 24.11 \text{ kN.m} \\ V^{\max} = -26.45 \text{ kN} \end{cases}$$

Le moment réel sera :

$$M^a = \begin{cases} M^t = 0.75 M_{\max} = 18.08 \text{ kN.m} \\ 0.5 M_{\max} = 12.05 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Calcul de ferrailage

- En travée :

Nous avons a $M_u = 18.08 \text{ kN.m}$

$B = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{18.08 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.075 < \mu_1 = 0.371 \text{ armature tendue seulement}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.075}) = 0.098$$

$$Z = 130(1 - 0.4 \times 0.098) = 124.89 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{18.08 \times 10^6}{124.89 \times 435} = 3.32 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : $A_u > A_{\min} = 0.23 b_0 \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

$$A_{\min} = 0.23 \times 130 \times 1000 \times \frac{2.1}{500} = 1.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Nous prenons 5HA10 = 3.93 cm²/ml

- En appui :

Nous avons $M_u = 12.05 \text{ kN.m}$

$B = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{12.05 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.05 < \mu_1 = 0.371 \text{ armature tendue seulement}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) = 0.065$$

$$Z = 130(1 - 0.4 \times 0.065) = 126.64 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{12.05 \times 10^6}{126.64 \times 435} = 2.19 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : $A_u > A_{\min} = 0.23 b_0 \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

$$A_{\min} = 0.23 \times 130 \times 1000 \times \frac{2.1}{500} = 1.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Nous prenons 4HA10 = 3.14 cm²/ml

- Armature de répartition

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm²/ml

- Espacement

$$St = \frac{100}{5} = 25\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELU**

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{26.45 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.20 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement

- L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui

Nous avons deux types d'influence à vérifier :

- L'influence sur le béton :

$$V_{\max} \leq 0.267 \times 0.9d \times b \times f_{c28}$$

$$V_{\max} = 26.45 \text{ KN} < 780.97 \text{ kN} \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

- L'influence sur l'acier :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times Vu}{Fe} \quad \text{avec } A_l = 3.93 + 3.14 = 7.07 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7.07 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 26.45 \times 10}{500} = 0.6 \text{ cm}^2 \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS**

De la même méthode de RDM sur la poutre isostatique les sollicitations à l'ELS sont :

$$M^{\max} = 17.37 \text{ kN.m}$$

$$V^{\max} = -19.07 \text{ kN}$$

$$\text{Le moment réel sera : } M^t = 13.03 \text{ kN.m}$$

$$M^a = 8.68 \text{ kN.m}$$

- Vérification de la contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

e) En travée

$$50y^2 + 58.95y - 766.35 = 0$$

$$Y = 3.36 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = 6742.64 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.03 \times 10^2}{6742.64} \times 33.6 = 6.49 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

f) **En appui**

$$50y^2 + 47.1y - 612.3 = 0$$

$$Y = 3.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 5608.74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.68 \times 10^2}{5608.74} \times 30.6 = 3.10 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte dans l'acier :

Les escaliers se situent à l'intérieur donc la fissuration est peu préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.

- Vérification de l'état limite de déformation :

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \rightarrow \frac{15}{378} = 0.0397 > 0.0625 \dots \text{pas vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{Mt}{10 \times M_0} \quad \rightarrow \frac{15}{378} = 0.0397 > \frac{13.03}{10 \times 17.37} = 0.075 \dots \text{pas vérifiée}$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \rightarrow \frac{393}{1000 \times 130} = 0.00302 \leq \frac{4.2}{500} = 0.0084 \dots \checkmark \text{ vérifiée}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire selon la méthode exposée à l'article B.6.5.2 des règles BAEL91

q_{jser} : (charge permanente sans revêtement)

$$G_{\text{palier}} = 3.75 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{volée}} = 6.35 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{jser} = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 10.15 = 7.61 \text{ kN.m}$$

q_{gser} : (charge permanente)

$$G_{\text{palier}} = 5.11 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{volée}} = 7.97 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{gser} = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 12.83 = 9.62 \text{ kN.m}$$

q_{pser} : (la charge permanente plus la surcharge d'exploitation)

$$G_{\text{palier}} = 5.11 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{volée}} = 7.97 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{pser} = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 17.39 = 13.04 \text{ kN.m}$$

Nous utilisons le logiciel socotec pour le calcul des flèches nous obtenons :

$$\Delta f_i = 6.668 \text{ mm} < f_{adm} = 7.56 \text{ mm} \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

2 – Le palier intermédiaire

Le palier intermédiaire se calcule comme une console avec une charge concentrée à l'extrémité qui représente le poids propre du mur.

Nous avons :

$$G_{\text{palier}} = 5.11 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{palier}} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{mur}} = 2.85 \text{ kN/m}^2$$

La combinaison sera :

$$\text{ELU} = 1.35G + 1.5Q = 10.65 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} = G + Q = 7.61 \text{ kN/ml}$$

Le poids propre du mur extérieur :

$$P_{\text{mur}} = 2.85 \times \left(\frac{3.06}{2}\right) \times 1.35 = 5.88 \text{ kN}$$

- Les sollicitations

$$0 \leq x \leq 1.4 \text{ (à gauche)}$$

$$M(x) = -5.325 x^2 - 5.89x$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.4) = -18.68 \text{ kN.m}$$

$$T(x) = -\frac{dM}{dx} = 10.65x + 5.89$$

$$T(0) = 5.89 \text{ kN}$$

$$T(1.4) = 20.8 \text{ kN}$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} M^{\max} = -18.68 \text{ kN.m} \\ V^{\max} = 20.8 \text{ kN} \end{cases}$$

- Ferrailage

Nous $M_u = 18.68 \text{ kN.m}$

$$B = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{18.68 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.078 < \mu_1 = 0.371 \text{ armature tendue seulement}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.078}) = 0.102$$

$$Z = 130(1 - 0.4 \times 0.102) = 124.71 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{18.68 \times 10^6}{124.71 \times 435} = 3.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Condition de non fragilité : } A_u > A_{\min} = 0.23b_0 \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 130 \times 1000 \times \frac{2.1}{500} = 1.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Nous prenons 6HA10 = 4.71 cm²/ml

- Armature secondaire

$$A_r^t = \frac{A_t}{3} = \frac{4.71}{3} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm²/ml

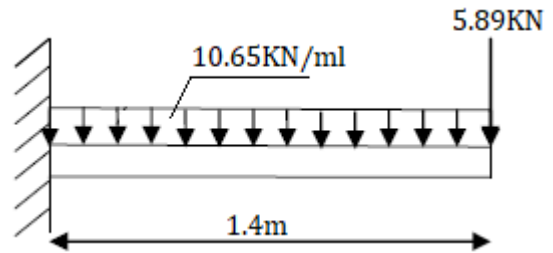


Figure 3.12 Schéma statique de palier l'ELU

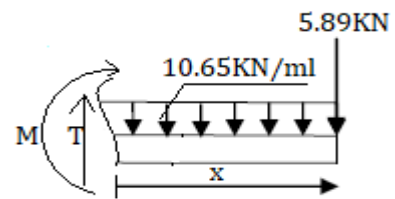


Figure 3.13. 1^{er} tronçon à gauche

- Espacement

$$St = \frac{100}{6} \approx 15\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \dots \checkmark \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

- **V\u00e9rification \u00e0 l'ELU**

- V\u00e9rification de l'effort tranchant

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{20.8 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.16 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \checkmark \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

Pas de risque de cisaillement

- L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui

Nous avons deux types d'influence \u00e0 v\u00e9rifier :

- L'influence sur le b\u00e9ton :

$$V_{\max} \leq 0.267 \times 0.9d \times b \times f_{c28}$$

$$V_{\max} = 21.78 \text{ kN} < 780.97 \text{ kN} \dots \checkmark \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

- L'influence sur l'acier :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times Vu}{Fe} \quad \text{avec } A_l = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 4.71 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 26.45 \times 10}{500} = 0.6 \text{ cm}^2 \dots \checkmark \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

- **V\u00e9rification \u00e0 l'ELS**

De la m\u00eame m\u00e9thode de RDM sur la poutre isostatique les sollicitations \u00e0 l'ELS sont :

$$M^{\max} = 13.56 \text{ kN.m}$$

$$V^{\max} = 15.01 \text{ kN}$$

- V\u00e9rification de la contrainte de b\u00e9ton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

$$50y^2 + 70.65y - 1059.75 = 0$$

$$Y = 3.95 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = 7840.74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.56 \times 10^2}{7840.74} \times 39.5 = 6.83 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \checkmark \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

- V\u00e9rification de la contrainte dans l'acier :

Les escaliers se situent \u00e0 l'int\u00e9rieur donc la fissuration est peu pr\u00e9judiciable alors aucune v\u00e9rification n'est n\u00e9cessaire

- V\u00e9rification de l'\u00e9tat limite de d\u00e9formation :

$$1) \frac{h}{L} > \frac{3}{80} \quad \rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > 0.0375 \dots \checkmark \text{ v\u00e9rifi\u00e9e}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{Mt}{10 \times M_s} \rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{18.79}{20 \times 18.79} = 0.05 \dots \checkmark \text{ vérifiée}$$

$$3) \frac{As}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{471}{1000 \times 130} = 0.003 \leq \frac{2}{500} = 0.004 \dots \checkmark \text{ vérifiée}$$

Les conditions des règlements BAEL91 sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

- Schéma de ferrailage

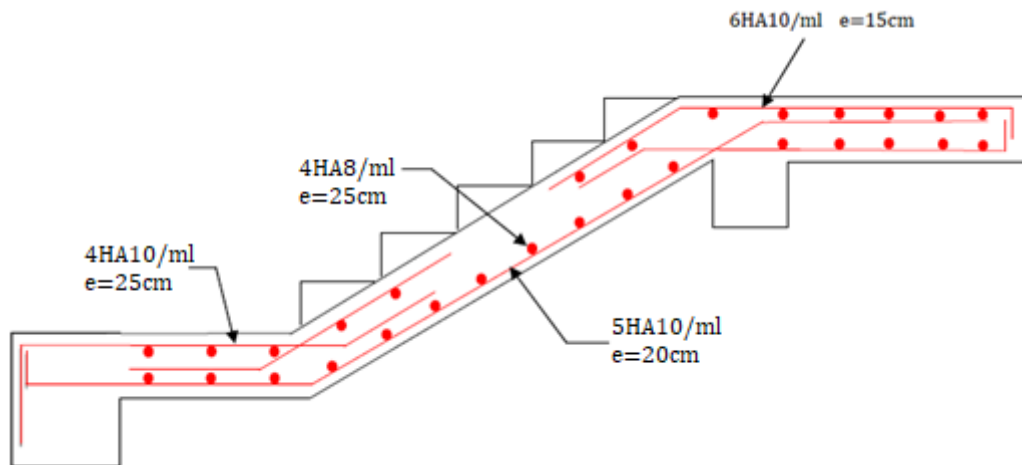


Figure 3.14 Schéma de ferrailage escalier étage courant

3. La poutre palière

La poutre palière est soumise à la flexion simple combinée avec la torsion.

- Pré dimensionnement :

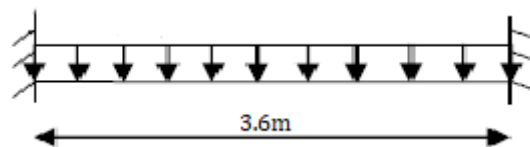


Figure 3.15. Schéma statique de la poutre palière

Condition de la flèche :

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

$$24\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm}$$

Conditions de RPA :

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

Alors nous prenons une poutre de 30×30 cm

• **Calcul des sollicitations**

- Poids propre de la poutre : $g_0 = 25 \times 0.3^2 = 2.25 \text{ kN/ml}$
- La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appui au point B

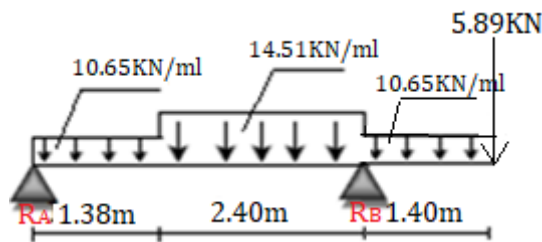


Figure 3.16. Schéma statique des charges transmises à l'appui à l'ELU

ELU $R_B = 52.19 \text{ kN}$

ELS $R_B = 37.67 \text{ kN}$

$P_u = (1.35 \times g_0) + R_B = 1.35 \times 2.25 + 52.19 = 55.23 \text{ kN}$

$P_s = g_0 + R_B = 2.25 + 37.67 = 39.92 \text{ kN}$

$M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 29.82 \text{ kN.m}$

$M_a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -59.65 \text{ kN.m}$

$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 99.41 \text{ kN}$

• **Calcul de la section d'acier (flexion simple)**

- En travée

Nous avons : $M_t = 29.82 \text{ kN.m}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$; $F_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Nous utilisons le logiciel socotec nous trouvons $A_s = 2.68 \text{ cm}^2$

- En appui

Nous avons : $M_t = -59.65 \text{ kN.m}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$; $F_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Nous utilise le logiciel socotec nous trouvons $A_s = 5.72 \text{ cm}^2$

• **Calcul de la section d'acier (la torsion)**

Nous avons : $A_l = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times F_e} \dots \text{BAEL (Chap.II.b)}$

Avec :

- e : épaisseur de la paroi : $e = \frac{\emptyset}{6} = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm}$

- U : périmètre de la section : $U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$

- Ω : Air du contour tracée à mi-hauteur : $\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$

Alors : $A_l = 5.48 \text{ cm}^2$

• **Ferraillage**

- En travée

$$A^t = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} = 2.68 \text{ cm}^2 + \frac{5.48}{2} \text{ cm}^2 = 5.42 \text{ cm}^2$$

Nous prenons 6HA12 = 6.78 cm²

Condition de non fragilité : $A_u > A_{\text{min}} = 0.23b_0 \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

$A_{\text{min}} = 1.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark$ Vérifiée

- En appui

$$A^a = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} = 5.72 \text{ cm}^2 + \frac{5.48}{2} \text{ cm}^2 = 8.46 \text{ cm}^2$$

Nous prenons 6HA14 = 9.23 cm²

Condition de non fragilité : $A_u > A_{\text{min}} = 0.23b_0 \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

$A_{\text{min}} = 1.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark$ Vérifiée

• **Calcul de l'espacement**

$St \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 24.3\text{cm}$ nous prenons $St = 15 \text{ cm}$

• **Calcul des armatures transversales**

Nous avons $st = 15 \text{ cm}$

- flexion simple

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{500} = 0.36 \text{ cm}^2$$

- torsion

$$A_t \geq \frac{M_{tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{29.82 \times 150 \times 1.15 \times 10^6}{2 \times 83325 \times 500} = 0.62 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{min}} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

Alors $A_t = 1.35 + 0.36 = 1.71 \text{ cm}^2$

Nous prenons un cadre et un étrier de 8 \emptyset $\rightarrow 4HA = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \checkmark$ vérifiée

• **Vérification à ELU**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} \dots\dots\dots [\text{BAEL91 Art A.5.421}].$$

Nous avons $V_{max} = 99.41$ kN

$$\tau_{flexion} = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{99.41 \times 10^3}{300 \times 270} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{Mtu}{\Omega \times 2 \times e} = \frac{29.82 \times 10^6}{62500 \times 2 \times 50} = 4.77 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 4.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.133f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \dots$ pas vérifiée donc il faut augmenter la section de la poutre, nous prenons $30 \times 40 \text{ cm}^2$ alors nous aurons :

$$\tau_{flexion} = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{99.41 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{Mtu}{\Omega \times 2 \times e} = \frac{29.82 \times 10^6}{83325 \times 2 \times 66.7} = 2.68 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \checkmark$ vérifiée

• **Vérification à ELS**

Nous avons $P_s = g_0 + R_B = 39.92$ kN alors :

$$M_t = \frac{39.92 \times 3.6^2}{24} = 21.55 \text{ kN.m}$$

$$M_a = \frac{39.92 \times 3.6^2}{12} = 43.11 \text{ kN.m}$$

- **Etat limite de compression de béton**

Il faut que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Avec } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{Y}{I}$$

- En travée :

$M_{ser} = 21.55 \text{ kN.m}$; $A_s = 6.78 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on utilise le logiciel socotec nous trouvons :

$$\sigma_{bc} = 3.59 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

- En appui

$M_{ser} = 43.11 \text{ kN.m}$; $A_s = 9.23 \text{ cm}^2 \rightarrow$ nous utilisons logiciel socotec nous trouvons :

$$\sigma_{bc} = 6.48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation**

Si toutes les conditions suivantes sont vérifiées la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \rightarrow \frac{40}{360} = 0.111 > 0.0625 \dots\dots\dots \checkmark \text{ vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{Mt}{10 \times M_a} \quad \rightarrow \frac{40}{360} = 0.111 > \frac{21.55}{10 \times 43.11} = 0.05 \dots\dots\dots \checkmark \text{ vérifiée}$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \rightarrow \frac{678}{300 \times 370} = 0.0061 \leq \frac{4.2}{500} = 0.0084 \dots\dots\dots \checkmark \text{ vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

- **Schéma de ferrailage**

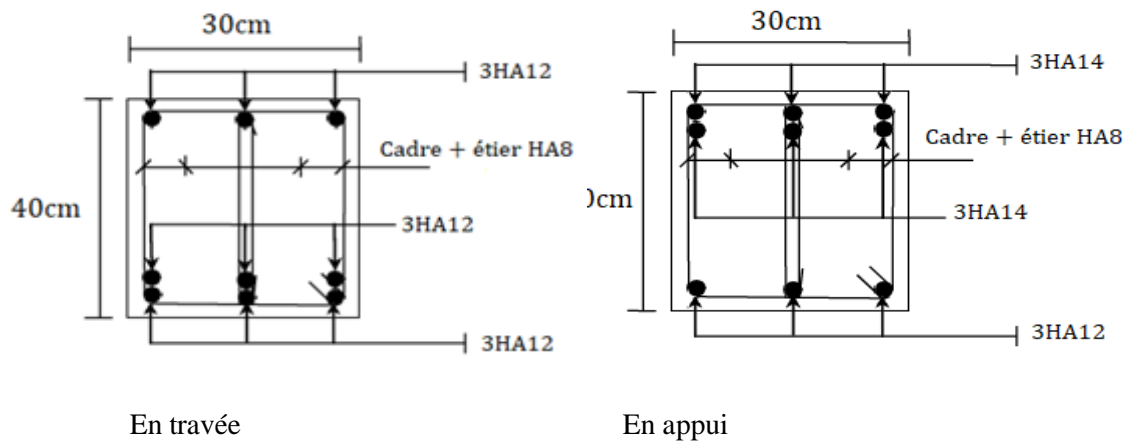


Figure 3.17. Schéma de ferrailage de la poutre palière

3.4 ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE

a) Définition

Les poutres de chaînage sont des éléments de liaison horizontale fabriquées en béton armé ils servent à solidariser les planchers et ceinturent les murs (façades, pignons et refends)

b) Dimensionnement

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \text{ avec } L_{max} = 3.6 \text{ m}$$

$$24\text{cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

Soit (20×25) cm²

c) Calcul des sollicitations

Poids propre de la poutre : $25 \times 0.25 \times 0.20 = 1.25 \text{ kN/ml}$

Poids du plancher de la dalle pleine : $5.71 \times \frac{2.1}{2} = 5.99 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation : $2.5 \times \frac{2.1}{2} = 2.63 \text{ kN/ml}$

ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 13.72 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 9.87 \text{ kN/ml}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = 22.23 \text{ kN.m (avec } L = 3.6 \text{ m)}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = 15.99 \text{ kN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 24.69 \text{ kN}$$

d) Le ferrailage

a) armatures longitudinales

Le calcul se fait à la flexion simple

Tableau 3.11. Armature longitudinale de la poutre de chaînage

Mu kN.m	As _{cal} (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As _{opt} (cm ²)
22.23	3.03	0.55	3HA12 = 3.39

b) calculs des armatures transversales

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_1 \right) \rightarrow \varnothing_t \leq 8.57 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art. III.3.b)}$$

Nous prenons un cadre et un épingle de 8Ø → 3HA8 = 1.51 cm² ...✓ vérifiée

c) calcul des espacements

$$St \leq \min (0.9 \times d ; 40\text{cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

Condition de **RPA99/version2003** $St \leq \min (h ; 25\text{cm})$

Nous prenons $St = 20 \text{ cm}$

- **Vérification à l'ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut : $\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0.53 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = (0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \dots \checkmark$ Vérifiée

- **Vérification à l'ELS**

- **Vérification de la contrainte dans le béton**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 9.27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \checkmark$ Vérifiée

- **Vérification de l'état limite de déformation**

a) chaînage mur balcon :

Si toutes les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

1) $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{25}{360} = 0.0694 > 0.0625 \dots \checkmark$ vérifiée

2) $\frac{h}{L} > \frac{Mt}{10 \times M_s} \rightarrow \frac{25}{360} = 0.0694 > \frac{11.86}{10 \times 11.86} = 0.010 \dots \checkmark$ vérifiée

3) $\frac{As}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{339}{200 \times 230} = 0.0073 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \checkmark$ vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

- **Schéma de ferrailage**

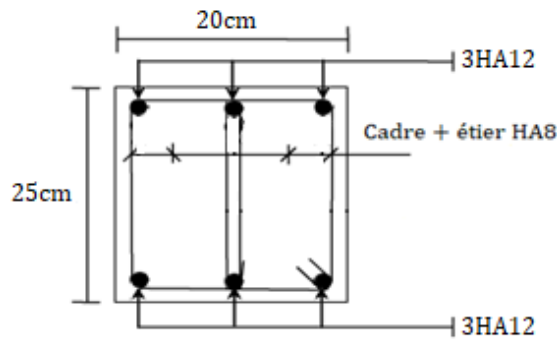


Figure 3.18. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

3.5 ETUDE DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est un élément réalisé en béton armé encastré dans le plancher, il est sollicité en flexion composée, trois forces se conjuguent pour exercer leurs pressions respectives sur celui-ci :

- Son poids propre (G)
- Une force latérale due à l'effet sismique
- Une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

a) Calcul des sollicitations :

$$S = 0,1 \times 0,6 + \frac{0,12 \times 0,03}{3} + 0,12 \times 0,07 = 0,0702 \text{ m}^2$$

Poids propre : $G1 = 28 \times 0,0702 \times 1 = 1,755 \text{ kN}$

Poids d'enduit de ciment intérieur (ciment : e=1.5cm) : $G2=18 \times 0.015 \times 0.6 \times 1 = 0.162 \text{ kN}$

Poids d'enduit de ciment extérieur (ciment : e=1.5cm) : $G3=18 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 = 0.216 \text{ kN}$

$W_p = G1+G2+G3 = 2.1334 \text{ kN.}$

$Q=1.5 \text{ kN}$

- La force sismique

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

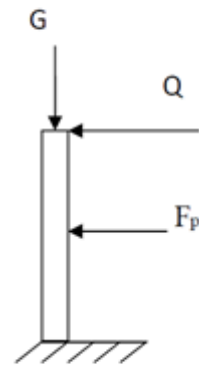
$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ **RPA (Art. 6.2.3)**

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone III, A= 0.25).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0.8$).

W_p : poids de l'acrotère

Figure 3.19. Schéma statique de l'acrotère



Donc : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.1334 = 1.706 \text{ kN}$

- Calcul du centre de gravité de la section G (X_g ; Y_g)

$$X_{cg} = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} = \frac{0,6 \times 0,1 \times \left(\frac{0,1}{2}\right) + 0,07 \times 0,12 \times \left(0,12 + \frac{0,1}{2}\right) + (0,12 \times 0,03) \times 0,5 \times \left(0,1 + \frac{0,12}{3}\right)}{0,0702} =$$

$X_{cg} = 0.0666 \text{ m}$

$$Y_{cg} = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,6/2) + 0,07 \times 0,12 \times \left(0,5 + \frac{0,07}{2}\right) + (0,12 \times 0,03) \times 0,5 \times \left(0,57 \times 0,03 / 3\right)}{0,0702} =$$

$Y_{cg} = 0.320 \text{ m}$

- Moment engendré par les sollicitations

$N_g = 2.1334 \text{ kN} \rightarrow M_g = 0 \text{ kN.m}$

$Q = 1 \text{ kN/m} \rightarrow M_q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$

$M_f = F_p \times Y_g = 1.706 \times 0.320 = 0.5459 \text{ kN.m}$

Le calcul se fait en flexion composée de bande de 1m

Tableau 3.12. Les sollicitations du calcul.

	RPA	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (kN)	2.133	2.87	2.133
M (kN.m)	1.1459	0.9	0.6

2. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q

$$N_u = 2.87 \text{ kN}$$

$$M_u = 0.9 \text{ kN.m}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.87} = 0.31 \text{ m}$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central. Pour cela la section est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple. Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer e_1 par e qui est l'excentricité réelle de calcul.

$$\text{Avec : } e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_1 : l'excentricité structurale.

e_2 : Excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; L / 250) = \max(2 \text{ cm}; 60/250) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2 \times (2 \times \alpha \times \varnothing)}{10^4 \times h} \text{ avec } \alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} \text{ (BAEL 91 Article A.4.3.5)}$$

$$M_g = 0 \rightarrow \alpha = 0$$

\varnothing : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dues aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$L_f : \text{Longueur de flambement ; } L_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\text{Donc : } \begin{cases} e_2 = 0.0086 \text{ m} \\ e = 0.31 + 2 + 0.0086 = 0.3386 \text{ m} \end{cases}$$

3. Ferrailage de la section

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2.87 \text{ kN} ; M_u = N_u \times e = 2.87 \times 0.3386 = 0.971 \text{ kN.m}$$

Selon le BAEL 91:

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 0.971 + 2.87 \times (0.08 - 0.1/2) \Rightarrow M_{ua} = 1.057 \text{ kN.m}$$

M_{ua} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature

Avec : $d = 0.08$; $h = 0.1$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.057}{1 \times 0.08^2 \times 14.17} = 0.0116 < \mu_1 = 0.3916$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0145$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0795$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.057 \times 10^{-3}}{0.0795 \times 348} \Rightarrow A = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} \times \frac{2.87 \times 10^{-3}}{348} = 0.313 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELU**

- **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \text{ nous adoptons donc } A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

- **Espacements**

Armatures principales : $St \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. Nous adoptons $St = 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $St \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$. Nous adoptons $St = 15 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau \leq \min (0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{ mPa}) \Rightarrow \tau \leq \min (2.5 ; 3) \Rightarrow \tau \leq 2.5 \text{ mPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.706 + 1 \Rightarrow V_u = 2.706 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.706 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0338 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau \dots \dots \checkmark$ Vérifiée (pas de risque de cisaillement)

- Vérification de l'adhérence

$$\tau_s = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \Sigma \mu i}$$

$\Sigma \mu i$: Somme des périmètres des barres

$$\Sigma \mu i = n \times \phi \times \pi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{2.706 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.07 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.42 \text{ mPa}$$

$$\tau'_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ mPa} ; \Psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$\tau'_s = 2.83 \text{ MPa} > \tau_s = 0.42 \text{ MPa}$✓ vérifiée pas de risque par rapport à l'adhérence.

• **Vérification à l'ELS**

- $d=0.07 \text{ m}$; $N_{ser}= 2.1334 \text{ kN}$; $M_{ser}=0.6 \text{ kN.m}$; $\eta=1.6$ pour les HR

- Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression (c) à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - h/2) = \frac{0.6}{2.1334} + (0.07 - 0.1/2) = 0.30 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur de la section} \Rightarrow c = 0.07 - 0.3 = - 0.23 \text{ m}$$

$$y = y_c + c$$

- Calcul de y_c

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots(*)$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d-c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (-0.23)^2 + \frac{(0.07+0.23) \times 6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$p = -0,153 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b} = -2 \times (-0.23)^3 - (0.07 + 0.23)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$q = -1.187 \times 10^{-3} \text{ m}$$

En remplaçant q et p dans (*), sa résolution donne :

Soit :

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = -5.29 \times 10^{-4} < 0$$

Donc il existe 3 racines réelles, nous gardons celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-c \leq y_c \leq h-C \dots\dots\dots 0.23 \leq y_c \leq$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Yc1 = a \cos\left(\frac{\emptyset}{3}\right) = 0.39 \\ Yc2 = a \cos\left(\frac{\emptyset}{3} + 120^\circ\right) = -0.38 \\ Yc3 = a \cos\left(\frac{\emptyset}{3} + 240^\circ\right) = -0.07 \end{array} \right. \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} a = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} = 0.45 \\ \emptyset = \cos^{-1}\left(\frac{3q\sqrt{-3/p}}{2p}\right) = 87.04^\circ \end{array} \right.$$

Donc nous prenons $y_c = 0.39 \Rightarrow y = 0.05 \text{ m}$

$$U_i = \frac{by^2}{2} - A (d-y) = 1.24 \times 10^{-3}$$

$$D'où \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{U_t} \times y = \frac{2.1334 \times 10^{-3}}{1.24 \times 10^{-3}} = 1.72 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \checkmark \text{ vérifiée}$$

4. Schéma de ferrailage

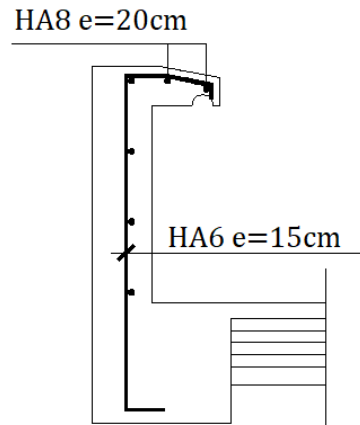


Figure 3.20. Schéma de ferrailage de l'acrotère

3.6 ETUDE DE L'ASCENSEUR

3.6.1 Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. L'ascenseur que nous étudions est pour 6 personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

L : Longueur de l'ascenseur = 180 cm

l : Largeur de l'ascenseur = 180 cm

P_m : Charge due à la dalle des machines. 15 kN.

D_m : Charge due à la salle des machines 50 kN.

La charge nominale est de 630kg.

-La vitesse V = 0.63m/s.

Selon les charges nous définissons deux types de dalles qui sont :

1)- Dalle de salle machine (locale).

2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = D_m + P_m + 6.3 = 15 + 50 + 6.3 = 71.3 \text{ kN}$$

3.6.2 Etude de la dalle pleine de la locale machinerie :

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminer son épaisseur nous avons :
La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, nous prenons une épaisseur de **h=15 cm**.

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire a₀ b₀ , elle agit uniformément sur une aire u × v située sur le plan moyen de la dalle.

(a₀ × b₀) : Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

(u × v): Surface d'impact.

a₀ et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b₀ et v : Dimensions suivant le sens y-y'

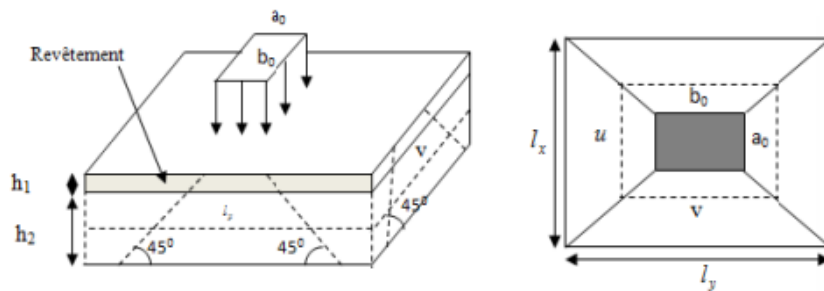


Figure 3.21 : Schémas représentant la surface d'impacte

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 . \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 . \end{cases} \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

Avec : a₀ × b₀ surface de charge= (80×80) cm²

h_1 : Espacement du revêtement (5cm)

ϵ ; Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\epsilon=1$)

$u = 105 \text{ cm}$; $v = 105 \text{ cm}$

3.6.2.1. Evaluation des moments sous charge concentrée :

- a) M_{x1} et M_{y1} du système : M_{x1} , M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie Selon le BAEL91 :

$$\begin{cases} M_x = Pu \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = Pu \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \Rightarrow \text{ Avec } \nu : \text{ coefficient de poisson } \begin{cases} ELU = 0 \\ ELS = 0.2 \end{cases}$$

$$\frac{u}{l_x} = 0.58 ; \frac{v}{l_y} = 0.58 ; \rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

M_1 et M_2 : données par l'abaque de PIGEAUD en se référant à l'annexe 2 et par interpolation

Nous trouvons $M_1 = 0.0788$ Et $M_2 = 0.0788$

Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU

$q_u = 1.35 \times 71.3 = 96.25 \text{ kN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 96.25 \times 0.0788 = \mathbf{7.584 \text{ kN.m}} \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 96.25 \times 0.0788 = \mathbf{7.584 \text{ kN.m}} \end{cases}$$

- b) M_{x2} et M_{y2} du système :

$\rho = 1.0 > 0.4$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} U_x = 0,0368 \\ U_y = 1,0000 \end{cases}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtement (pour un revêtement de 5 cm) :

$G_2 = 5 \text{ kN/m}^2$; $Q_2 = 1 \text{ kN/m}^2$

$q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ kN/ml}$.

$M_{x2} = u_x \times q_u \times l_x^2 = \mathbf{0.98 \text{ kN.m}}$ et $M_{y2} = u_y \times M_{x2} = 1 \times 1.21 \text{ kN.m} = \mathbf{0.98 \text{ kN.m}}$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.045 + 1.21 = 8.56 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.045 + 1.21 = 8.56 \text{ kN.m} \end{cases}$$

3.6.2.2 Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h=15\text{cm}$.

$M_x^t = 0.85 \times 8.56 = 7.27 \text{ kN.m}$

$M_y^t = 0.85 \times 8.56 = 7.27 \text{ kN.m}$

$M_{ax} = -0.4 \times M_x = -3.424 \text{ kN.m}$

Tableau 3.13 Calcul de Ferrailage

Position	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)
Sens x-x	7.27	-3.424	1.77	0.821	3.14 (4HA10)
Sens y-y	7.27	-3.424	1.77	0.821	3.14 (4HA10)

Vérifications :

Condition de non fragilité

$$h > 12 \longrightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_{\min}^x = 1.8 \text{ cm}^2 < A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

Vérification au poinçonnement :

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l'état limite ; h : Épaisseur de la dalle. ; U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$Q_u = 96.25 \text{ kN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472.5 \text{ kN} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

Vérification de l'effort tranchant :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$V_u = \frac{Qu}{3 \times v} = 30.55 \text{ kN} ; \tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \tau_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ mPa}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ mPa} \leq 1.25 \text{ mPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

Espacement des barres :

$$\text{Sens x-x : } S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e ; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Nous prenons $S_t = 25 \text{ cm}$

Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage sont :

$$q_{\text{ser}} = 71.3 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} Mx1 = q_{ser} \times (M1 + v \times M2) = 71.3 \times (0.0788 + 0.2 \times 0.0788) = 6.74 \text{ kN.m} \\ My1 = q_{ser} \times (M2 + v \times M2) = 6.74 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle : $q_{ser} = 5 + 1 = 6 \text{ kN}$

$$M_{x2} = u_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.72 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = u_y \times M_{x2} = 0.72 \text{ kN.m}$$

Superposition des moments

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} Mx = Mx1 + Mx2 = 7.46 \text{ kN.m} \\ My = My1 + My2 = 7.46 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M^x_t = 0.85 \times M^x_0 = 0.85 \times 7.46 = 6.34 \text{ kN.m}$$

$$M^y_t = 0.85 \times M^y_0 = 6.34 \text{ kN.m}$$

Vérification des contraintes :

Tableau 3.14. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		Ms(kN.m)	As (cm ²)	Y(m)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$	obs
travée	X-X	6.34	3.14	0.03	$4.15 \leq 15$	$168.5 \leq 201.6$	Vérifiée
	Y-Y	6.34	3.14	0.03	$4.15 \leq 15$	$168.5 \leq 201.6$	Vérifiée

La flèche :

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mtx}{20 \times M0} \rightarrow \frac{15}{180} = 0.083 \geq \frac{6.34}{20 \times 7.46} = 0.042 \dots \dots \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b0 \times d} \leq \frac{2}{fe} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12.5} = 0.002 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage

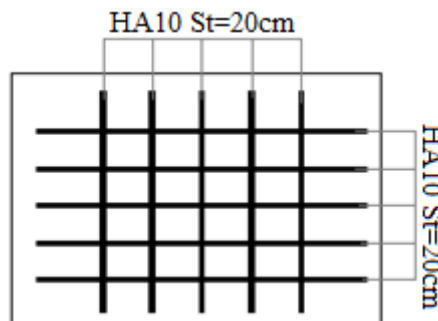


Figure 3.22 schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur

Chapitre 4 :
ETUDE DYNAMIQUE

4.1 INTRODUCTION

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors des vibrations causées par un séisme. Pour but d'assurer une protection de la structure par une conception et un dimensionnement appropriés tout en respectant la réglementation.

4.2 METHODE DE CALCUL

Le calcul des forces sismiques selon les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) se fait à l'aide de trois méthodes :

- 1- La méthode statique équivalente
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre calcul nous avons utilisé la méthode d'analyse spectrale en utilisant logiciel de calcul de structure **ETABS** (version 2017)

4.3 METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE

4.3.1 Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.3.2 Domaine d'application

La méthode dynamique est une méthode généralisée, plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

4.3.3 Détermination des paramètres

Tous les paramètres sont retenus de RPA99/version 2003

➤ **Classification de l'ouvrage**

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Alger (**Zone III**), il sera classé en '**groupe2**'

➤ **Classification de site**

D'après l'article (3.3 RPA99version2003) les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécanique des sols, Alors que notre structure est constituée dans un site de catégorie **S3** (site meuble).

➤ **Coefficient d'accélération A**

Zone III, groupe 2, d'après les deux critères précédents nous obtenons : **A=0,25**

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

Dans le cas de notre projet, nous adoptons un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**

➤ **Facteur de qualité Q**

$$Q = 1 + \sum_1^6 pq$$

pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non, Les valeurs à retenir sont dans le tableau 4.1 (à noter que c'est la même dans les deux sens).

Tableau 4.1 valeur des pénalités

N°	« Critère q »	Observation		Pénalités	
		Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Vérifiée	Verifiée	0	0
2	Redondance en plan	Non Vérifiée	Non Verifiée	0.05	0.05
3	Régularité en plan	Non Vérifiée	Non verifiée	0.05	0.05
4	Régularité en élévation	Vérifiée	Vérifiée	0	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifiée	Vérifiée	0	0
6	Contrôles d'exécution	Vérifiée	Vérifiée	0	0

Donc **Q = 1.10 Pour les 2 sens**

➤ **Facture d'amplification dynamique D**

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (formule 4-2)}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \epsilon)} = 0.882 \quad \text{avec } \epsilon = 7 \text{ (béton armé, remplissage dense).}$$

Nous avons un site meuble s3 → (T₁ = 0.15 s ; T₂ = 0.50 s) **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

C_T = 0.05 Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6**

RPA99/2003)

h_n = 30.6m (hauteur totale de la structure)

$$T = 0.05 \times 30.6^{3/4} = 0.650s$$

Nous pouvons également utiliser la formule suivante :

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions. (L_x = 29.6m ; L_y = 24.2m)

$$T_X = \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{29.6}} = 0.51s \quad ; \quad T_Y = \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{24.2}} = 0.56s$$

Sachent que :

$$T_X = \min(T_X ; T_c) = 0.51s \quad ; \quad T_Y = \min(T_Y ; T_c) = 0.56s$$

$$\rightarrow D_x = 2.5 \times 0.882 \times (0.5 / 0.51)^{2/3} = 2.17$$

$$D_y = 2.5 \times 0.882 \times (0.5 / 0.56)^{2/3} = 2.04$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_x = 0.663s \quad ; \quad T_y = 0.728s$$

4.3.4 Spectre de réponse

À l'aide du logiciel (Spectre RPA99) et des paramètres précédents nous obtenons le spectre de réponse suivant :

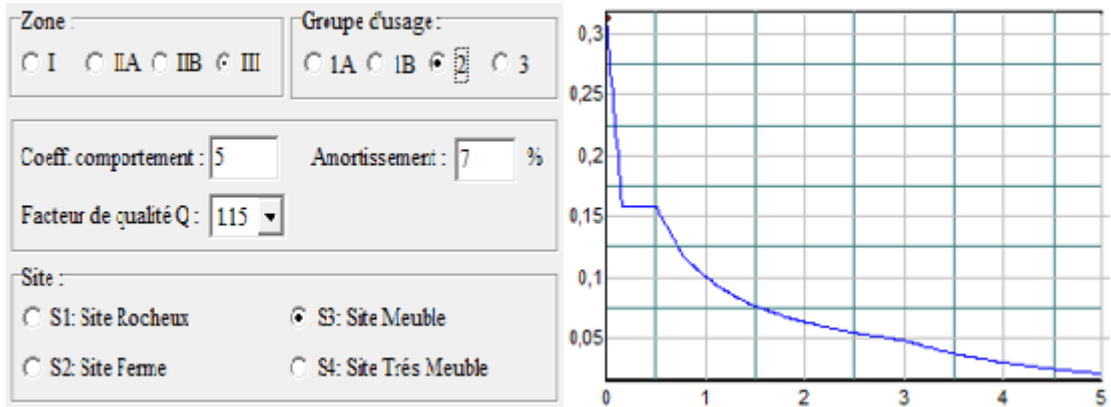


Figure 4.1 spectre de réponse

4.4 VERIFICATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

4.4.1 Premier modèle :

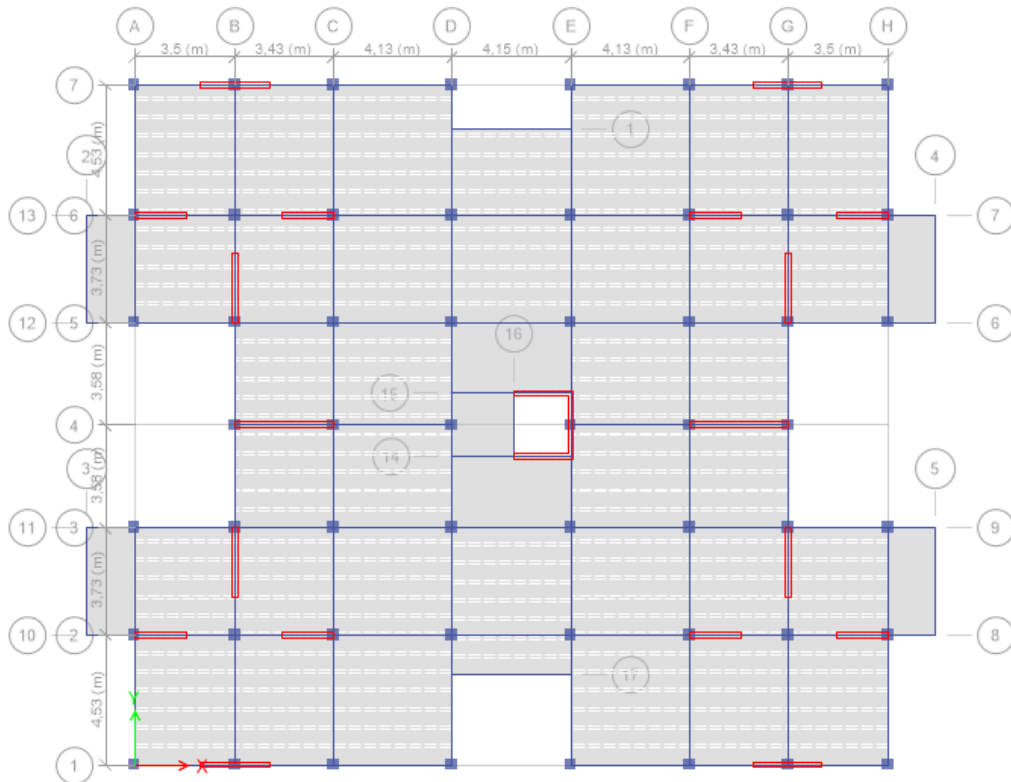


Figure 4.2 disposition des voiles du premier modèle

1. Taux de participation des masses modales et période de vibrations

- Le nombre de modes de vibration à retenir dans les deux directions doit être tel que la somme des masses modales effectives soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Tableau 4.2 période et taux de participation du premier modèle

Mode	Période (s)	UX	UY	Σ UX	$\Sigma \alpha Y$
1	0,941	0,0000026	0,7224	0,0000026	0,7224
2	0,837	0,0027	0,0093	0,0027	0,7317
3	0,805	0,7044	0,0000187	0,7071	0,7317
4	0,28	5,727E-07	0,1388	0,7071	0,8705
5	0,246	0,0001	0,0039	0,7072	0,8744
6	0,222	0,1535	5,734E-07	0,8607	0,8744
7	0,138	0	0,055	0,8607	0,9294
8	0,12	0,000016	0,0019	0,8607	0,9312
9	0,102	0,0623	0	0,923	0,9312

Le deuxième mode de vibration est un mode de rotation alors il faut éviter cette disposition des voiles est refaire une autre disposition

4.4.2 Modèle finale :

Après plusieurs essais nous avons retenu la disposition suivante :

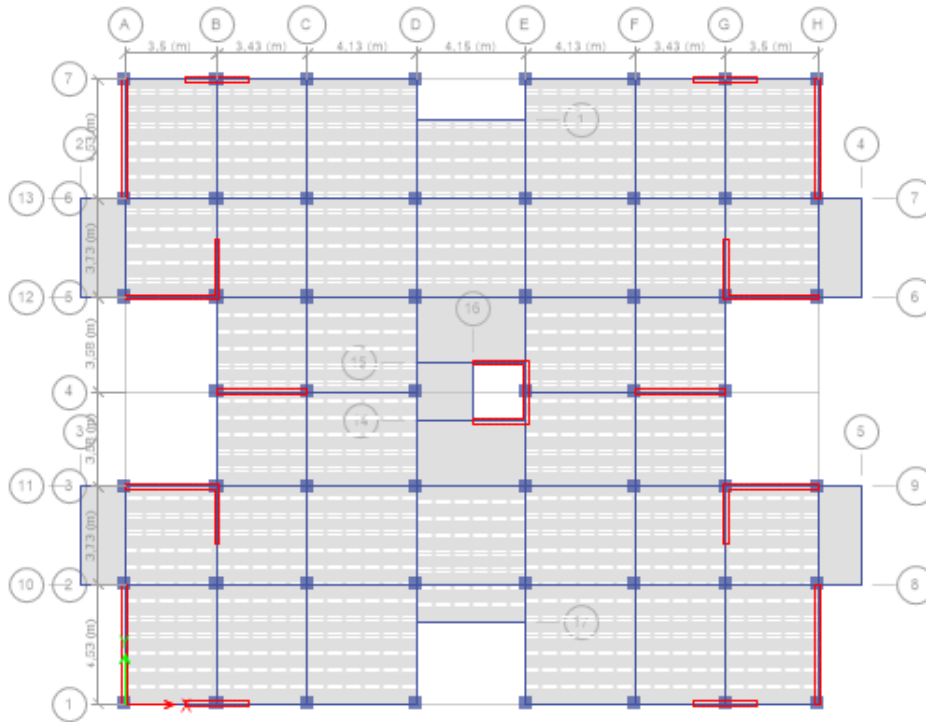


Figure 4.3 disposition des voiles du modèle final

1. Vérification des conditions du facteur de comportement R

Dans nos précédents calculs nous avons pris $R=5$, donc selon le RPA99/2003 (Art3.4.a) il faut justifier que :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations dues aux charges horizontales

1.a) Justification des voiles sous charges verticales

Tableau 4.3 Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charge repris		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	39508.01	22750.93	63.46	36.54
1 ^{er}	34015.61	21605.59	61.16	38.84
2 ^{ème}	30415.55	19801.55	60.57	39.43
3 ^{ème}	25515.39	18330.61	58.19	41.80
4 ^{ème}	20925.88	15648.21	57.23	42.78

5 ^{ème}	16576.74	13632.45	54.87	45.13
6 ^{ème}	13063.79	11050.43	54.17	45.83
7 ^{ème}	9651.29	8150.62	54.21	45.79
8 ^{ème}	6182.18	5620.18	52.38	47.62
9 ^{ème}	3041.02	2695.39	53.02	46.98

Nous remarquons que les voiles reprennent plus que 20 % des sollicitations dues aux charges verticales alors nous avons un système de contreventement avec des voiles porteurs alors il faut changer le spectre de réponse avec $R = 3,5$

2. Taux de participation des masses modales et période de vibrations

Tableau 4.4 période et taux de participation

Mode	Période (s)	UX	UY	ΣUX	$\Sigma \alpha Y$
1	0,675	0,6784	5,478E-07	0,6784	5,478E-07
2	0,617	9,273E-07	0,6818	0,6784	0,6818
3	0,543	3,29E-05	0,001	0,6785	0,6828
4	0,171	0,1797	0	0,8582	0,6828
5	0,162	6,182E-07	0,1796	0,8582	0,8623
6	0,14	8,937E-06	0,0003	0,8582	0,8626
7	0,076	0,0701	5,954E-07	0,9284	0,8626
8	0,074	7,303E-07	0,0695	0,9284	0,9321

- les deux modes de vibration sont des modes de translation le premier selon XX ($UX \geq 0.6$; $UY \leq 0.05$), et le deuxième selon YY ($UX \leq 0.05$; $UY \geq 0.6$). La participation massique est atteinte au 8ème mode dans les deux sens

Alors les conditions du RPA sont satisfaites

3. Efforts tranchants à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , l'article 4-3-6 du RPA99/version2003,

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

$$W (\text{poids totale de la structure}) = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\beta=0.2)$$

Nous obtenons le résultat du poids depuis ETABS : $W = 63713,5302 \text{ kN}$

$$V_{st} = \frac{0.25 \times 1.85 \times 1.15}{3.5} \times 63713,5302 = 9682.18 \text{ kN}$$

➤ Sens XX

$$V_{dyx} = 9122,95 \text{ kN} > 0.8 V_{st} = 0.8 \times 9682.18 = 7745.74 \text{ kN} \dots \dots \sqrt{\text{Vérfiée}}$$

➤ Sens YY

$$V_{dyy} = 9678,54 \text{ kN} > 0.8 V_{st} = 0.8 \times 9682.18 = 7745.74 \text{ kN} \dots \dots \sqrt{\text{Vérfiée}}$$

4. Déplacement inter-étage

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_K = \delta_{ek} \times R \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismiques F_i

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{K-1}$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage,

$$\Delta_K < 1\% h_c$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau 4.5 Vérification des déplacements

Niv	h_c (m)	$\Delta_{k adm}$ (mm)	Sens x-x			Sens y-y		
			δ_{ek} (mm)	δ_K (mm)	Δ_k (mm)	δ_{ek} (mm)	δ_K (mm)	Δ_k (mm)
RDC	3,06	30.6	0,975	3.41	3.41	0,958	3.35	3.35
1	3,06	30.6	3,052	10.68	7.27	2,887	10.10	6.75
2	3,06	30.6	5,947	20.81	10.13	5,531	19.36	9.26
3	3,06	30.6	9,45	33.08	12.27	8,719	30.52	11.16
4	3,06	30.6	13,337	46.68	13.6	12,238	42.83	12.31
5	3,06	30.6	17,451	61.09	14.41	15,965	55.88	13.05
6	3,06	30.6	21,613	75.64	14.55	19,724	69.03	13.15
7	3,06	30.6	25,698	89.94	14.3	23,398	81.89	12.86
8	3,06	30.6	29,654	103.79	13.85	26,954	94.34	12.45
9	3,06	30.6	33,415	116.95	13.16	30,318	106.11	11.77

5. L'effort normal réduit

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times Fc28} \leq 0.3 \quad \text{RPA99 (Article 7.4.3.1)}$$

Tableau 4.6 Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	N _d (kN)	Section (cm ²)	B (cm ²)	V	Remarque
RDC	2968.73	40*40	1600	0.74	Non vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	1688.53	35*35	1225	0.55	Non vérifiée
4 ^{ème}9 ^{ème}	834.61	30*30	900	0.37	Non vérifiée

Nous remarquons que le rapport V dépasse la valeur de 0.3 donc les sections des poteaux ne sont pas suffisantes alors il faut augmenter les sections des poteaux

Tableau 4.7 Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	N _d (kN)	Section (cm ²)	B (cm ²)	V	Remarque
RDC	2057,12	55*55	3025	0.27	Vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème}	1827,89	50*50	2500	0.29	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	1395,50	45*45	2025	0.27	Vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} ,	984,9199	40*40	1600	0.24	Vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	393,9142	35*35	1225	0.12	Vérifiée

6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ est un phénomène du deuxième ordre, il dépend du poids de la structure après un déplacement important qui va créer un moment de renversement, Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.1 \quad \text{avec } hk : \text{Hauteur de l'étage "k".}$$

Pk : La charge associée au-dessus du niveau « k » avec $Pk = \sum_{i=1}^n Wgi + \beta Wqi$

Δk : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

Vk : Effort tranchant d'étage au niveau "k"

Tableau 4.8 Vérification de l'effet P- Δ

Niv	h_c	P_k (kN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (mm)	V_k (kN)	Θ_k	Δ_k (mm)	V_k (kN)	Θ_k
RDC	3,06	63713,53	3.41	9122,95	0.007	3.35	9678,54	0.007
1	3,06	56955,04	7.27	8976,92	0.015	6.75	9524,58	0.013
2	3,06	50400,52	10.13	8637,86	0.019	9.26	9175,30	0.017
3	3,06	43846,00	12.27	8156,30	0.021	11.16	8675,57	0.018
4	3,06	37474,81	13.6	7558,31	0.022	12.31	8042,96	0.019
5	3,06	31103,61	14.41	6816,96	0.021	13.05	7250,13	0.018
6	3,06	24895,08	14.55	5916,76	0.020	13.15	6282,07	0.017
7	3,06	18686,56	14.3	4862,08	0.018	12.86	5141,95	0.015
8	3,06	12478,03	13.85	3613,24	0.016	12.45	3795,33	0.013
9	3,06	6411,52	13.16	2003,50	0.013	11.77	2085,88	0.011

4.5 CONCLUSION

Toutes les conditions exigées par RPA99/2003 sont satisfaites après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et l'augmentation des dimensions des éléments structuraux

Chapitre 5 :
ETUDE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

5.1 INTRODUCTION

Les éléments structuraux sont tous les éléments qui assurent la stabilité et la résistance du bâtiment sous l'effet des charges (gravité, vent, séisme...), les éléments principaux à étudier sont : les poteaux, les poutres, les voiles

5.2 ETUDE DES POTEAUX

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, leur ferrailage se fait en fonction d'un effort de compression (N) et des moments fléchissant (M_2 , M_3) dans les deux directions, selon les combinaisons de sollicitations suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$ RPA (art. 5.2)
- $0.8 G \pm E$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

1^{er} cas : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$

2^{ème} cas : $M_{2 \max} \rightarrow N_{\text{cor}}$

3^{ème} cas : $M_{3 \max} \rightarrow N_{\text{cor}}$

Pour ces armatures nous devons respecter les conditions suivantes :

- La section d'acier minimale donnée par le B.A.E.L
- Les pourcentages extrêmes d'acier (A_{\min} et A_{\max}) données par le RPA 99
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$
- La longueur minimale de recouvrement $L_r = 50\phi$ (zone III)

5.2.1 Calcul des sollicitations

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons précédentes sont retenues du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation dans le chapitre précédent et se sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 5.1 sollicitation dans les poteaux

Poteaux cm ²	N_{\max} M_{cor}		$M_{2 \max}$ N_{cor}		$M_{3 \max}$ N_{cor}		V (kN)
	N (kN)	M(kN.m)	M(kN.M)	N(kN)	M(kN.m)	N (kN)	
55×55	-2057,13	0	-49,33	-1765,69	-29,66	-1191,01	18.57
50×50	-1827,89	24,43	-143,54	-1559,01	-87,24	-1198,34	95,08
45×45	-1395,50	17,87	-144,94	-1040,95	-86,29	-913,63	106.8
40×40	-984,92	15,83	-132,45	-580,32	-89,93	-610,75	83.42
35×35	-323,13	-5.99	-55,81	-220.6	-39,158	-118,24	105,59

5.2.2 Calcul de ferrailage

a) Armatures longitudinales

Nous utilisons logiciel socotec les résultats de ferrailage sont résumer dans le tableau suivant

Tableau 5.2 ferrailage longitudinal des poteaux

Poteaux (cm ²)	As _{cal} (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As _{max} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
55×55	0	27.3	121	4HA20+8HA16=28.65 cm ²
50×50	0	22.5	100	12HA16=24.13cm ²
45×45	0	18.3	81	12HA16=24.13 cm ²
40×40	3.95	14.4	64	8HA16=16.08 cm ²
35×35	2.46	11.1	49	4HA16+4HA14=14.19cm ²

b) Armatures transversales

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_t \times f_e} \text{ d'où :}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

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

S_t : espacement entre les armatures transversales tel que :

- Dans la zone nodale : t ≤ 10 cm → S_t = 10 cm
- Dans la zone de courante : t' ≤ Min (b_l/2, h_l/2, 10φ) → S_t = 15 cm

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture du à effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \quad (\lambda_g : \text{élancement géométrique})$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.3 ferrailage transversal des poteaux

Poteaux (cm ²)	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
V _u (kN)	18.57	95.08	106.8	23.42	105.59
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
A _t (cm ²)	0.65	3.34	3.73	2.93	2.47
Nombre de barres	6HA10 =4.71	6HA10= 4.71	6HA10= 4.71	4HA10= 3.14	4HA10= 3.14

5.2.3 Vérification

- Vérification des contraintes à l'ELS

Nous procédons à la vérification des poteaux les plus sollicités par la contrainte de compression du béton à ELS pour chaque niveau. Pour cela nous allons utiliser le logiciel SOCOTEC pour le calcul et la vérification des contraintes

Tableau 5.4 Vérification des contraintes de compression a ELS

Poteaux (cm ²)	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
Nser (kN)	1508,89	1340,49	1023,07	721,85	432,30
Mser (kN.M)	0	18.03	13,23	11,75	13,14
As (cm ²)	28.65	24.13	24.13	16.08	14.19
σ_{bc} (MPa)	5.12	6.96	6.7	6.18	5.71
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15
σ_s (MPa)	50.5	46.6	40.8	36.3	19.6
$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	201.6	201.6	201.6	201.6	201.6
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- Vérification des contraintes tangentielles

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b_0 \times d} < \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{RPA (art 7.4.3.2)}$$

Tableau 5.5. vérification des contraintes tangentielles

Poteaux (cm ²)	ρ_d	d (cm)	V_d (kN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
55×55	0.04	50	18.57	0.067	1	vérifiée
50×50	0.04	45	95,08	0.423	1	vérifiée
45×45	0.04	40	106.8	0.589	1	vérifiée
40×40	0.04	35	83.42	0.596	1	vérifiée
35×35	0.075	30	105,59	1.01	1.875	vérifiée

5.2.4 Disposition constructive des poteaux

- **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est : $L_r > 50\phi$ RPA 99 (Article 7.4.2.1)

$\Phi = 20\text{mm}$ donc $L_r > 80\text{cm}$; on adopte $L_r = 80\text{ cm}$

$\Phi = 16\text{mm}$ donc $L_r > 64\text{cm}$; on adopte $L_r = 65\text{ cm}$

$\Phi = 14\text{mm}$ donc $L_r > 56\text{cm}$; on adopte $L_r = 60\text{ cm}$

- **Détermination de la zone nodale**

La zone nodale est constituée par le noeud poteau-poutre. La disposition des armatures transversales à ce niveau doit avoir des espacements très rapprochés et les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur à cause de la sensibilité de cet endroit.

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

$$L' = 2h$$

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

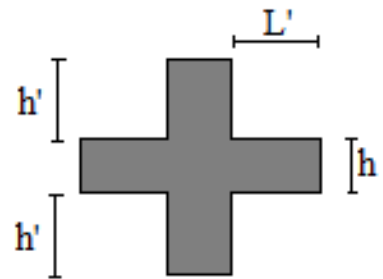
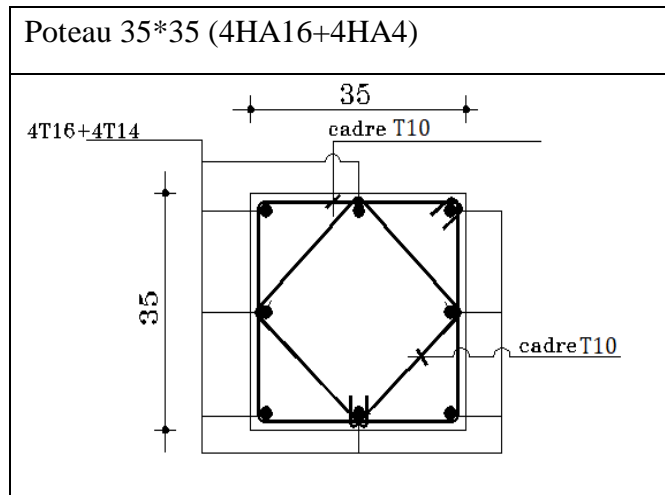


Figure 5.1 schéma de la zone nodale

5.2.5 Schéma de ferrailage

Tableau 5.6 schéma de ferrailage des poteaux

<p style="text-align: center;">Poteau 55*55 (4HA20+8HA16)</p>	<p style="text-align: center;">Poteau 50*50 (12HA16)</p>
<p style="text-align: center;">Poteau 45*45 (12HA16)</p>	<p style="text-align: center;">Poteau 40*40 (8HA16)</p>



5.3 Etudes des poutres

Les poutres sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferrailage des poutres se fait à la flexion simple sous l'effet des moments les plus défavorables avec les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$

Pour le ferrailage des poutres nous devons respecter les recommandations données par le RPA 99.

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.

Nous avons deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales \rightarrow P.P (30×40) cm^2
- Poutres secondaire \rightarrow P.S (30×35) cm^2

5.3.1 Calcul de ferrailage

a) Armature longitudinal

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de logiciel ETABS selon le modèle précédent, nous allons prendre un seul type de ferrailage pour tous les étages courants car les sollicitations sont presque les mêmes et un autre type de ferrailage pour l'étage terrasse, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.7 ferrailage longitudinal des poutres

Niveau	Type	Section (cm ²)	Localisation	M (kN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Etage courants	pp	30×40	Appui	189,12	11,68	6.75	6HA16= 12,06
			Travée	176,55	10,78		6HA16=12.06
	ps	30×35	Appui	124,46	8.71	5.25	6HA14=9.23
			Travée	118,48	8.24		6HA14=9.23
Terrasse	pp	30×40	Appui	144,87	8.62	6.75	6HA14=9.24
			Travée	100,12	5.77		3HA14+2HA12=6.88
	ps	30×35	Appui	90,32	6.1	5.25	3HA14+2HA12=6.88
			Travée	82,73	5.55		3HA14+2HA12=6.88

b) Armature transversal

$$\phi \leq \min \left(h_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

- Poutre principal

$$\phi \leq \min \left(1.2 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} \right) = 1.2$$

Nous prenons $\phi_t=8\text{mm}$ soit $4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- Poutre secondaire

$$\phi \leq \min \left(1.2 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} \right) = 1.2$$

Nous prenons $\phi_t=8\text{mm}$ soit $4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \dots\dots\checkmark \text{ Vérifiée}$$

- Les espacements :

- Zone nodale $St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_1 ; 30\text{cm} \right) = 14.4 \rightarrow$ soit $St = 10 \text{ cm}$
- Zone courante $St \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow$ soit $St = 15 \text{ cm}$

5.3.2 Vérification

a) Vérification à l'ELU

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \bar{\tau} = \min(0.113 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

P.P : $V_u = 104,15 \text{ kN} \rightarrow \tau = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\checkmark$ Vérifiée

P.S : $V_u = 30.44 \text{ kN} \rightarrow \tau = 0.31 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\checkmark$ Vérifiée

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- En appui de rive : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

- En appui intermédiaire $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M}{0.9 \times d})$

Tableau 5.8 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_l (cm) Appui	V_u (kN)	M_a (kN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M}{0.9 \times d})$	Observation
Principale	12.06	104.15	189,12	2.99	-10.89	Vérifiée
Secondaires	9.23	30.44	124,46	0.87	-11.54	Vérifiée

b) Vérification à l'ELS

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable

- **État limite de compression du béton**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.9 Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

Poutres	Localisation	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observtion
Principales	Appui	60,36	12.06	6.43	15	vérifiée
	Travée	34,20	12.06	3.64	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	25,06	9.23	3.64	15	Vérifiée
	Travée	14,84	9.23	2.15	15	vérifiée

- **Etat limite de déformation (Vérification de la flèche)**

D'après le CBA93 et BAEL91, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

	Poutre principal	poutre secondaire	
{	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$0.094 \geq 0.062 \dots \checkmark$ Vérifier	$0.09 \geq 0.062 \dots \checkmark$ Vérifiée
	$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_e}$	$0.094 \geq 0.075 \dots \checkmark$ Vérifier	$0.09 \geq 0.075 \dots \checkmark$ Vérifiée
	$\frac{A}{b_o \times d} \leq \frac{4.2}{F_e}$	$0.109 \leq 0.0105 \dots$ pas Vérifiée	$0.008 \leq 0.109 \dots \checkmark$ Vérifiée

La condition n'est pas vérifiée pour la poutre principale donc la vérification de la flèche est nécessaire selon la méthode exposée à l'article B.6.5.2 des règles BAEL91

- Etage courant :

$$M_{jser} = \frac{0.85 \times 12.65 \times 4.25^2}{8} = 24.26 \text{ kN.m} \quad M_{gser} = \frac{0.85 \times 17.35 \times 4.25^2}{8} = 33.28 \text{ kN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{0.85 \times 22.55 \times 4.25^2}{8} = 43.29 \text{ kN.m} \quad A_s = 12.06 \text{ cm}^2$$

Selon le logiciel socotec nous trouvons : $\Delta f_t = 2.93 \text{ mm} < \Delta f_{adm} = 8.35 \text{ mm} \dots \checkmark$ Vérifier

- Terrasse :

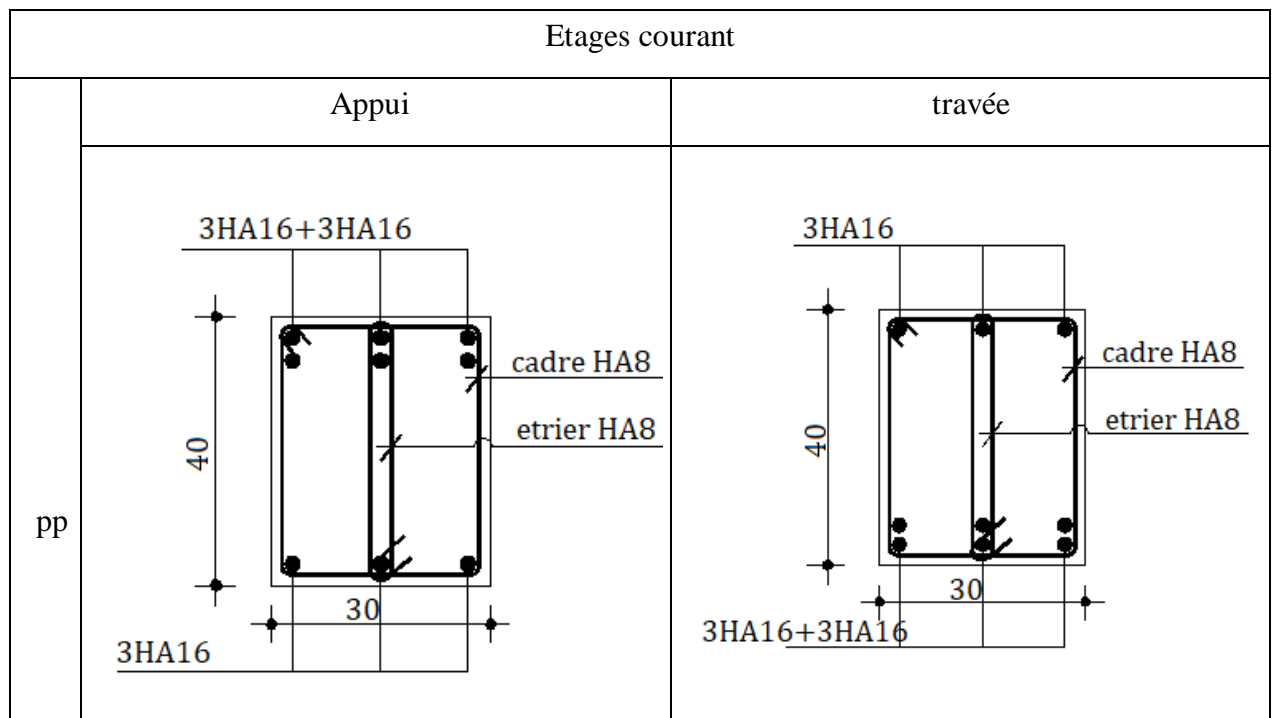
$$M_{jser} = \frac{0.85 \times 9.18 \times 4.25^2}{8} = 17.62 \text{ kN.m} \quad M_{gser} = \frac{0.85 \times 21.41 \times 4.25^2}{8} = 41.09 \text{ kN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{0.85 \times 24.88 \times 4.25^2}{8} = 47.74 \text{ kN.m} \quad A_s = 6.88 \text{ cm}^2$$

Selon le logiciel socotec nous trouvons : $\Delta f_t = 5.37 \text{ mm} < \Delta f_{adm} = 8.35 \text{ mm} \dots \checkmark$ Vérifiée

5.3.3 Schéma de ferrailage

Tableau 5.10 schéma de ferrailage des poutres



PS		
terrasse		
PP	Appui	Travée
PS		

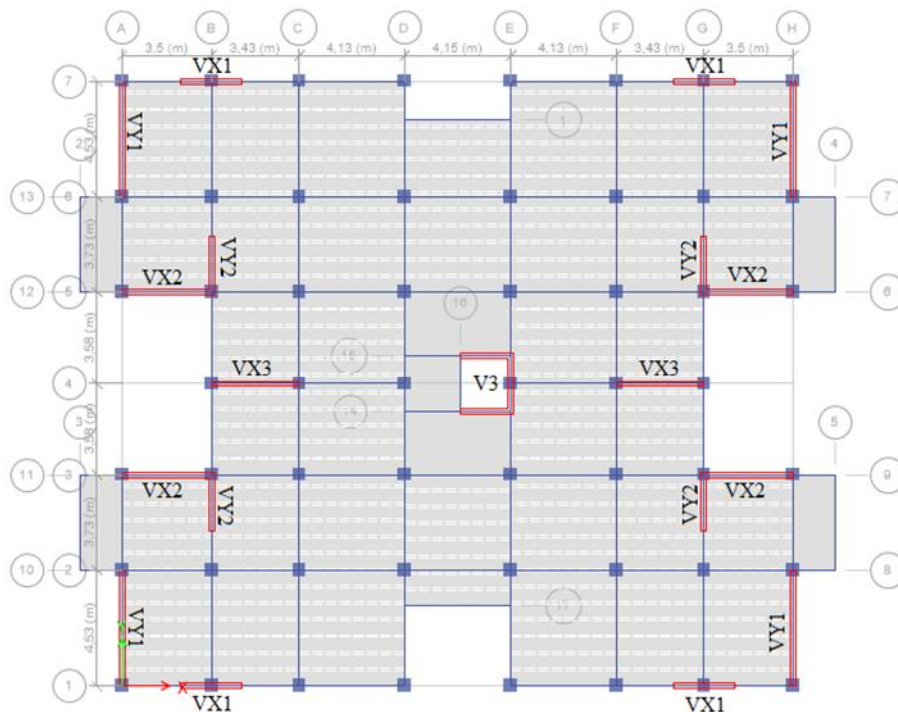
5.4 ETUDES DES VOILES

Les voiles sont des éléments destinés à résister aux efforts horizontaux tels que le vent et le séisme et aussi à équilibrer la structure vis à vis de la rotation autour de l'axe vertical, ils sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, leurs ferrailages se fait en respectant toutes les recommandations de RPA 99 et par la méthode des contraintes selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS dans l'ordre suivant :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$

5.4.1 Disposition des voiles

Figure 5.2 schéma de la répartition des voiles



5.4.2 Ferrailage des voiles

Les voiles seront ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du ETABS avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et nous prenons moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$

➤ Exemple de calcul

Nous prenons le voile VY2 au niveau de RDC comme un exemple de calcul et les autres résultats seront résumés dans un tableau

- Armature verticale

Nous avons VX : $L=2.2 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$

$M_{\max} = 1646,28 \text{ kN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 950,17 \text{ kN}$

$$\sigma_A = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I} = 12394,80 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_B = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I} = -2563,07 \text{ kN/m}^2$$

$$L_t = \frac{L + \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 0.92 \text{ m (longueurs de la zone tendue)}$$

L'effort tendue dans la zone tendue est donné par : $T = 0.5 \times \sigma_B \times L_t \times b = 608,68 \text{ kN}$

La section d'armature nécessaire dans la zone tendue : $A_{s \text{ cal}} = \frac{T \times \gamma_s}{F_e} = 17,50 \text{ cm}^2$

$A_{s \text{ rpa}} = 0.20\%$ de la zone tendue = 1.50 cm^2

$A_{s \text{ min}} = 0.15\%$ de la section = 6.6 cm^2

Nous prenons le max entre ($A_{s \text{ cal}} ; A_{s \text{ RPA}}$) : $A_{v \text{ max}} = 17.50 \text{ cm}^2$

La section d'armature nécessaire dans la zone comprimée : $0.15\% \times e \times L_c = 1.08 \text{ cm}^2$

Avec : $L_c = L - 2L_t = 0.36 \text{ m}$

Soit $12\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 20.72 \text{ cm}^2/\text{lit}$ (avec $st \text{ tendu} = 15 \text{ cm}$; $St \text{ comp} = 20 \text{ cm}$)

- Armature horizontale et vérification de l'effort tranchant

$V = 445.63 \text{ kN}$ en prend $St = 15 \text{ cm}$

Il faut vérifier que : $\tau_b = \frac{1.4V}{b_0 \times 0.9 \times h} = 1.61 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = \min(0.20f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ Mpa} \dots \checkmark \text{Vérfiée}$

$$A_{h \text{ BAEL}} = \frac{(\tau_b \times St)b}{0.9(F_e/\gamma_s)} = 1.34 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{h \text{ RPA}} = 0.0025b.L = 15.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \text{ min}} = \max(A_{h \text{ BAEL}} ; A_{h \text{ RPA}}) = 15.3 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage horizontale se fait avec deux nappes pour trouver la section d'armature sur 1

mètre sur une face $A_{h \text{ adobté}} = \frac{A_h}{he \times 2} = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$

Nous prenons $6\text{HA}8 = 2.5 \text{ cm}^2$

Les résultats de tous les voiles sur les différents niveaux sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Ferraillage verticale**

Tableau 5.11 ferraillage verticale des voiles pour E-Sol, RDC, 1^{er} étage

Voile	VX1	VX2	VX3	VY1	VY2	V3
L(m)	2,4	3,5	3,43	4,53	2,2	1,8
b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
M(kN.m)	1646,28	3501,09	3468,69	6863,06	1095,01	619,44
N(kN)	950,17	3132,62	1625,22	1239,83	1241,34	935,81
Lt(m)	0,92	0,84	1,25	1,96	0,64	0,49
As _{cal} tendu (cm ²)	17,50	9,86	23,38	48,73	7,33	4,43
As _{min} tendu (cm ²)	3,69	3,34	5,02	7,82	2,57	1,97
As _{min} comp (cm ²)	1.68	5.46	2.79	1.83	2.76	3.24
St comp (cm)	20	20	20	20	20	20
St tendu (cm)	15	15	15	15	15	15
N ^{rbare} /par face	12HA14+ 1HA12	12HA14+ 8HA12	16HA14+ 4HA12	20HA16+ 6HA14+ 3HA12	8HA14+ 4HA12	6HA14+ 4HA12
As / par face (cm ²)	19.59	27.50	29.13	45.27	16.83	13.75

Tableau 5.12 ferraillage verticale des voiles pour 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage

Voile	VX1	VX2	VX3	VY1	VY2	V3
L(m)	2,4	3,5	3,43	4,53	2,2	1,8
b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
M(kN.m)	843,66	2413,07	2209,41	4466,01	1361,81	977,56
N(kN)	836,34	2628,68	1435,39	1840,01	2047,78	1964,68
Lt(m)	0,72	0,64	1,08	1,56	0,49	0,36
As _{cal} tendu (cm ²)	5,52	3,95	10,98	20,18	5,37	3,69
As _{min} tendu (cm ²)	2,89	2,55	4,31	6,24	1,97	1,43
As _{min} comp (cm ²)	2.88	6.66	3.81	4.23	3.6	3.24

St comp (cm)	20	20	20	20	20	20
St tendu (cm)	15	15	15	15	15	15
N ^{rbare} / face	8HA14+ 4HA12	8HA12+ 11HA12	14HA14+ 6HA12	20HA14+ 6HA12	6HA14+ 6HA12	4HA14+ 5HA12
As / face (cm ²)	15.7	21.47	28.23	37.55	16.01	11.08

Tableau 5.13 ferrailage verticale des voiles pour 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} étage

Voile	VX1	VX2	VX3	VY1	VY2	V3
L(m)	2,4	3,5	3,43	4,53	2,2	1,8
b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
M(kN.m)	495,70	1013,43	924,19	1808,15	795,84	332,09
N(kN)	611,39	1532,95	1045,45	1299,44	1073,38	671,56
Lt(m)	0,61	0,20	0,61	1,04	0,55	0,35
AS _{cal} tendu (cm ²)	2,28	0,17	1,45	3,60	3,98	1,23
AS _{min} tendu (cm ²)	2,43	0,82	2,42	4,14	2,22	1,43
As _{min} comp (cm ²)	3,54	9,26	6,65	7,37	3,3	3,3
St comp(cm2)	20	20	20	20	20	20
St tendu (cm ²)	15	15	15	15	15	15
N ^{rbare} /par face	6HA12+ 5HA12	2HA12+ 15HA12	8HA12+ 11HA12	12HA12+ 12HA12	6HA12+ 5HA12	4HA12+ 5HA12
As / face (cm ²)	13.56	19.21	21.47	27.13	12.43	10.17

- **Ferraillage horizontale**

Tableau 5.14 ferraillage horizontal des voiles pour E-sol, RDC, 1^{er} étage

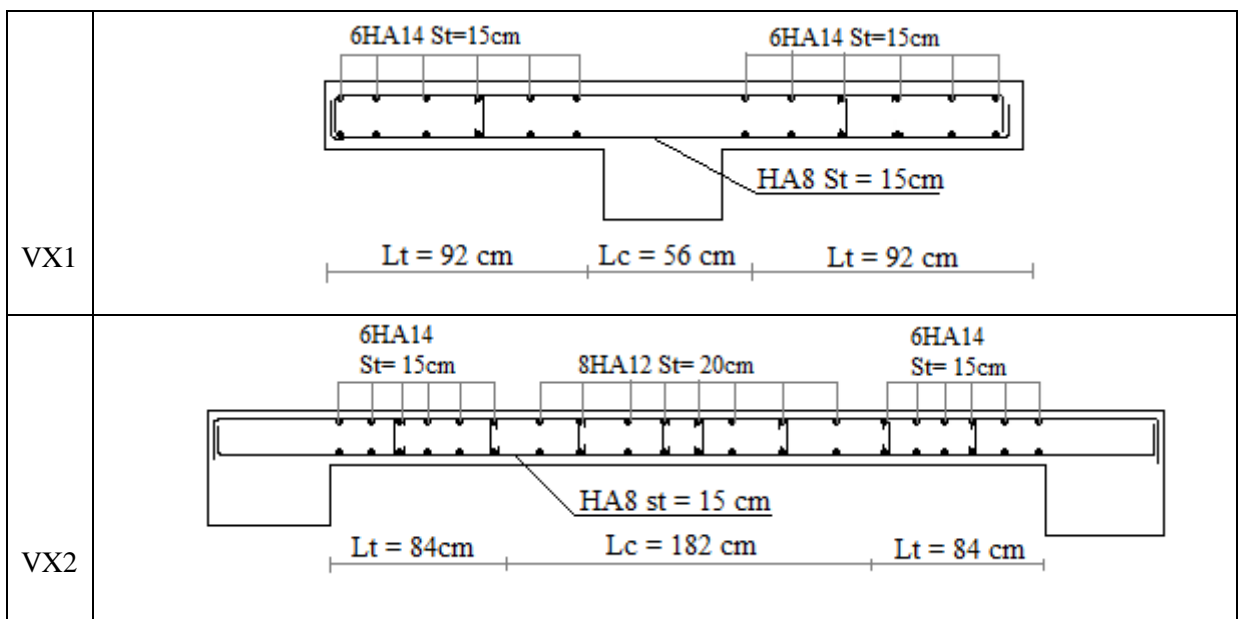
V(kN)	272,76	948,61	888,31	1438,85	445,63	283,38
τ_b	0,96	2,11	2,01	2,47	1,57	1,22
$\overline{\tau_b}$	5	5	5	5	5	5
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
$A_{h\text{ cal}}$ (cm ²)	0.81	2,34	2,24	2,74	1,34	1,02
$A_{h\text{ min}}$ (cm ²)	15.3	15,3	15.3	15.3	15.3	11.46
$A_{h\text{ Adopté}}$ (cm ² /ml/face)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	1.87
N^{bar} /par face	6HA8 = 3.01 cm ²	6HA8 = 3.01 cm ²	6HA8 = 3.01 cm ²	6HA8 = 3.01 cm ²	6HA8 = 3.01 cm ²	6HA8 = 3.01 cm ²

Nous remarquons que les sections d'armatures horizontales sont ferraillées par A_s min de RPA et tous les efforts tranchants pour la base sont vérifiés donc nous adoptons un seul type de ferraillage horizontal pour tous les niveaux

Remarque : dans le voile VX2 il y'a une ouverture de 0.4×0.4m, elle est négligeable dans le calcul à cause de sa petite dimension par rapport à la largeur du voile

- **Schéma de ferraillage**

Tableau 5.15 Schéma de ferraillage pour les voiles aux niveaux d'E-Sol, RDC, 1^{er} étage



<p>VX3</p>	
<p>VY1</p>	
<p>VY2</p>	
<p>V3</p>	

Chapitre 6 :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

6.1 INTRODUCTION

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, elle a pour objectif de supporter les charges de la superstructure, les transmettre au sol et assurer un bon encastrement de la structure dans le sol, surtout une bonne limitation des tassements différentiels et déplacements sous forces horizontales avec et sa bonne résistance.

6.2 COMBINAISONS DE CALCUL

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

D'après le DTR BC.2.33.1 :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$

6.3 CHOIX DE TYPE DE FONDATOIN

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Les Charges transmises au sol.
- La capacité portante du sol.
- La profondeur du bon sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, nous vérifions la surface nécessaire des fondations par rapport à la surface du bâtiment. Selon le rapport du sol la contrainte admissible est de 2 bars à une profondeur de 4 m

$$\text{On a : } \frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S_{nec} = \frac{N_{ser}}{\sigma} = \frac{77709,41}{200} = 388.54 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{nec}}{S_{bat}} = \frac{434.025}{648.56} = 66.92 \% < 50 \%$$

Avec : $N_{ser} = 1.1G + Q$ (N et G sont obtenus par logiciel ETABS)

Nous remarquons que la surface nécessaire pour les fondations est supérieure à 50% de la surface de bâtiment donc, nous devons adapter un radier général nervé dans les deux sens longitudinale et transversal

6.3.1 Pré dimensionnement

- **Condition de coffrage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} ht \leq \frac{L_{max}}{10} = \frac{403}{10} = 40.3 \text{ cm} \\ hr \leq \frac{L_{max}}{20} = \frac{403}{20} = 20.15 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{(DTR BC 2.33.1)}$$

Avec :

ht : hauteur des nervures.

hr : hauteur de la dalle.

Lmax : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. (L max = 4m)

- **La condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que : $\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$ avec $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.bsf}}$ Avec :

Le: la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible)

E: Module de Young = 3.216×10^7 kN/m²

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol = 4×10^4 kN/m³

B_n : largeur de la nervure en prend 40 cm

B_{sf} = largeur de radier prenez par la nervure

$$\text{Nous avons : } I = \frac{b \times ht^3}{12} \Rightarrow ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times Lmax^4 \times K \times bsf}{\pi^4 \times E \times bn}} = 1.14 \text{ m}$$

A partir des deux conditions (condition de coffrage et condition de raideur) nous prenons le

max : soit ht = 1.20 m

Alors nous adopterons pour les dimensions suivantes :

- Hauteur de la nervure ht = 120 cm.
- Hauteur de la table du radier hr = 40 cm.
- Enrobage = 5cm.
- La surface du radier Srad = 648.56 m²

6.3.2 Vérifications

- **Vérification au poinçonnement :**

Selon le BAEL99 (article A.5.2, 41), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement due à effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots (A.5.2,42).$$

$$U_c = 2 \times (A + B) \begin{cases} A = a + ht = 0.55 + 1.20 = 1.75 \text{ m} \\ B = b + ht = 0.55 + 1.20 = 1.75 \text{ m} \end{cases} = 7$$

$$N_u = 2232.71 \leq 0.045 \times 7 \times 1.2 \times (25 \times 10^3 / 1.5) = 6300 \text{ kN} \dots \dots \dots \checkmark \text{ vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte dans le sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens longitudinal et transversal :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec : } \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} (x,y)$$

Avec σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$ Moments sismiques à la base

S_{rad} : Surface du radier

Les caractéristiques géométriques de radier :

$$I_x = 31651.89 \text{ m}^4, X_G = 13.4 \text{ m}$$

$$I_y = 38818.47 \text{ m}^4, Y_G = 12.05 \text{ m}$$

Sens X-X

$$\sigma_1 = \frac{79740.12}{648.56} + \frac{95108.51 \times 12.05}{31651.89} = 159.15 \text{ KPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{79740.12}{648.56} - \frac{95108.51 \times 12.05}{31651.89} = 86.21 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.16 + 0.08}{4} = 140.92 \text{ KPa} < 200 \text{ KPa} \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

Sens Y-Y

$$\sigma_1 = \frac{79740.12}{648.56} + \frac{104948.1 \times 13.4}{38818.47} = 159.18 \text{ KPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{79740.12}{648.56} - \frac{104948.1 \times 13.4}{38818.47} = 86.72 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 159.18 + 86.72}{4} = 141.06 \text{ KPa} < 200 \text{ KPa} \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

- **Vérification de la stabilité au renversement**

Nous devons vérifier que : $\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ **RPA99** (article 10.1.5)

$$\text{Sens X-X : } e = \frac{95108.51}{79740.12} = 1.19 \text{ m} \leq \frac{26.8}{4} = 6.7 \text{ m} \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y } e = \frac{104948.1}{79740.12} = 1.32 \text{ m} \leq \frac{25.8}{4} = 6.45 \text{ m} \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort de sous pression**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de sous pression hydrostatique, nous devons vérifier la condition suivant : $N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

$f_s = 1.15$ (coefficient de sécurité)

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ (Poids volumique de l'eau)

$S_{rad} = 648.56 \text{ m}^2$ (Surface du radier)

$H = 4.08 \text{ m}$ (la hauteur de la partie ancrée du bâtiment)

$N = 79740.12 \text{ kN} \geq 30430.43 \text{ kN} \dots \checkmark \text{ Vérifiée}$

6.4 CALCUL DE LA SEMELLE DU RADIER

Le radier est assimilé à un plancher renversé sollicité en flexion simple par la réaction du sol qui résulte de l'action du projet sur ce dernier et appuyer sur les poteaux qu'ils supportent, le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et nous adopterons le même pour tout le radier

- **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{Nu}{S_{rad}} = \frac{109013,44}{648,56} = 168,08 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{79740,12}{648,56} = 122,95 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,65}{4,03} = 0,91 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

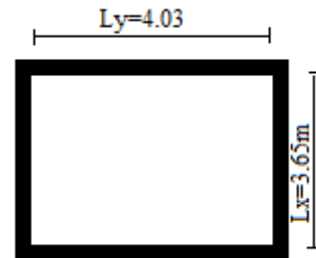


Figure 6.1 le panneau le plus sollicité

$$\mu_{x_u} = 0,0447 \quad \mu_{x_{ser}} = 0,0518$$

$$\mu_{y_u} = 0,8036 \quad \mu_{y_{ser}} = 0,8646$$

$$M_0^x u = \mu_{x_u} \times q_u \times L_x^2 = 0,0447 \times 168,08 \times 3,65^2 = 100,09 \text{ kN.m}$$

$$M_0^y u = \mu_{y_u} \times M_0^x u = 0,8036 \times 100,09 = 80,44 \text{ kN.m}$$

$$M_0^x ser = \mu_{x_{ser}} \times q_{ser} \times L_x^2 = 84,85 \text{ kN.m}$$

$$M_0^y ser = \mu_{y_{ser}} \times M_0^x ser = 73,36 \text{ kN.m}$$

En travées	{	$M_t^x u = 0,85 M_0^x = 85,08 \text{ kN.m}$	$M_t^x ser = 72,12 \text{ kN.m}$
		$M_t^y u = 0,85 M_0^y = 68,37 \text{ kN.m}$	$M_t^y ser = 62,36 \text{ kN.m}$

En appui	$M^a u = -0,5 M_0^x = -50,04 \text{ kN.m}$	$M^a ser = 42,43 \text{ kN.m}$
-----------------	--	--------------------------------

- **Calcul de ferrailage**

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.1 ferrailage de la dalle radie

Localisation		M(kN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{br} de barres	St (cm)
travée	X-X	85,08	10,32	2,51	12,06	6HA16	15
	Y-Y	68,37	8,2	2,4	9,23	6HA14	15
Appui		-50,04	5,93	3,01	6,78	6HA12	15

- **Vérification des espacements**

Sens X-X : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots \checkmark$ Vérifiée

Sens Y-Y : $St = 15\text{cm} \leq \min(2h ; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots \checkmark$ Vérifiée

- **Vérification des contraintes à ELS**

Les résultats des contraintes dans le béton et dans l'acier sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux 6.2 Vérification des contraintes à ELS

Localisation		Ms(kN.m)	As (cm ²)	Y(m)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	obs	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
travée	X-X	72.12	12.06	0.01	$4.73 \leq 15$	Vérifiée	$188 \leq 201.6$
	Y-Y	62.36	9.23	0.09	$4.53 \leq 15$	Vérifiée	$210.2 \geq 201.6$
Appui		-42.43	6.78	0.07	$3.49 \leq 15$	Vérifiée	$192.5 \leq 201.6$

Remarque : la contrainte dans l'acier dans la travée sur le sens Y-Y n'est pas vérifiée, nous devons augmenter la section d'armature nous prenons 6HA16 (12.06 cm²)

$$\sigma_s = 162.6 \text{ MPa} \leq \sigma_s 201.6 \text{ MPa}$$

- **Schéma de ferrailage**

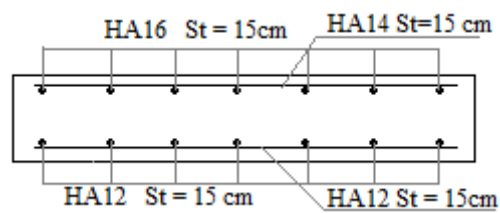


Figure 6.2 Schéma de ferrailage de la dalle du radié

6.5 CALCUL DES NERVURES

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier sollicité en flexion simple. Le ferrailage se fera pour la nervure la plus sollicitée suivant la direction X-X et la direction Y-Y. Nous adopterons le même pour tout la direction

- **Calcul des sollicitations**

Les coefficients des charges pour la nervure sur l'axe 2 et l'axe D sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux 6.3 Coefficients des charges suivant l'axe X-X et Y-Y

Y-Y		X-X	
Poteaux	Coefficients	Poteaux	Coefficients
D1 ; D7	$\frac{\frac{4.53}{2}}{\frac{4.53}{2} + \frac{4.13}{2} + \frac{4.15}{2}} = 0.354$	A6 ; H6	$\frac{\frac{3.5}{2}}{\frac{3.5}{2} + \frac{4.53}{2} + \frac{3.73}{2}} = 0.298$
D2 ; D6	$\frac{\frac{4.53}{2} + \frac{3.73}{2}}{\frac{4.53}{2} + \frac{3.73}{2} + \frac{4.13}{2} + \frac{4.15}{2}} = 0.499$	B6 ; G6	$\frac{\frac{3.5}{2} + \frac{3.43}{2}}{\frac{3.5}{2} + \frac{3.43}{2} + \frac{4.53}{2} + \frac{3.73}{2}} = 0.456$
D3 ; D5	$\frac{\frac{3.58}{2} + \frac{3.73}{2}}{\frac{3.58}{2} + \frac{3.73}{2} + \frac{4.13}{2} + \frac{4.15}{2}} = 0.469$	C6 ; F6	$\frac{\frac{3.43}{2} + \frac{4.13}{2}}{\frac{3.43}{2} + \frac{4.13}{2} + \frac{4.53}{2} + \frac{3.73}{2}} = 0.478$
D4	$\frac{\frac{3.58}{2} + \frac{3.58}{2}}{\frac{3.58}{2} + \frac{3.58}{2} + \frac{4.13}{2} + \frac{4.15}{2}} = 0.464$	D6 ; E6	$\frac{\frac{4.13}{2} + \frac{4.15}{2}}{\frac{4.13}{2} + \frac{4.15}{2} + \frac{4.53}{2} + \frac{3.73}{2}} = 0.501$

Suivant Y-Y :

$$q_{ELU} = \frac{1.35G+1.5Q}{L} = \frac{1.35 \times 5178.67 + 1.5 \times 815.1}{24.20} = 339.41 \text{ kN/ml} \quad \text{Avec :}$$

$$G = 1.1 \times (1282.87 \times 0.354 + 1789.47 \times 0.499 + 1447.13 \times 0.469 + 1238.14 \times 0.464 + 1410.35 \times 0.469 + 1568.57 \times 0.499 + 665.07 \times 0.354) = 5178.67 \text{ kN}$$

$$Q = (183.41 \times 0.354 + 247.94 \times 0.499 + 280.08 \times 0.469 + 280.03 \times 0.464 + 322.52 \times 0.469 + 334.34 \times 0.499 + 132.94 \times 0.354) = 815.10 \text{ kN}$$

Suivant X-X :

$$q_{ELU} = \frac{1.35 \times 6742.09 + 1.5 \times 943.57}{26.8} = 392.43 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de ferrailage**

Le ferrailage se fera en flexion simple, nous prenons la plus grande portée suivant les deux directions

- Ferrailage longitudinal

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} ; M_t = 0.85M_0 ; M_a = 0.5M_0$$

Tableaux 6.4 résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	555.49	14.46	5.79	16.08	8HA16
	Appui	326.80	8.36		12.06	6HA16
Y-Y	Travée	585.69	15.28	5.79	16.08	8HA16
	Appui	344.53	8.56		12.06	6HA16

Remarque : Vu à la hauteur importante de nervure nous rajoutons des armatures de peau, D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction → $A_p = 3 \times 1.2 = 3.6 \text{ cm}^2$ soit 3HA12 par face

- Ferrailage transversal

$$\frac{A_t}{St} \geq \frac{T_{el_u}}{0.9 \times d \times \sigma_s} \quad (\text{Avec } T = q \frac{L}{2} = 683.91 \text{ kN et } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa})$$

Nous adoptons un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{683.91 \times 15 \times 10}{0.9 \times 115 \times 347.82} = 2.85 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{choix } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \text{ cadre HA}10 ; st = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification à l'ELU**

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Tableaux 6.5 résultats de ferrailage des nervures

Sens	Vu (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Sens XX	716.18	1.49	2.5	Vérifiée
Sens YY	683.91	1.42	2.5	Vérifiée

- Vérification a l'ELS

Les résultats des contraintes dans le béton et dans l'acier sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux 6.6 Vérification des contraintes à ELS

Localisation		Ms(kN.m)	As (cm ²)	Y(m)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	obs	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
X-X	Travée	405.94	16.08	9.3	$6.13 \leq 15$	Vérifiée	$241.7 \geq 201.6$
	Appui	238.79	12.06	9.3	$4.03 \leq 15$	Vérifiée	$187.4 \leq 201.6$
Y-Y	Travée	427.39	16.08	9.2	$6.46 \leq 15$	Vérifiée	$254.5 \geq 201.6$
	Appui	251.41	12.06	9.4	$4.24 \leq 15$	Vérifiée	$197.3 \leq 201.6$

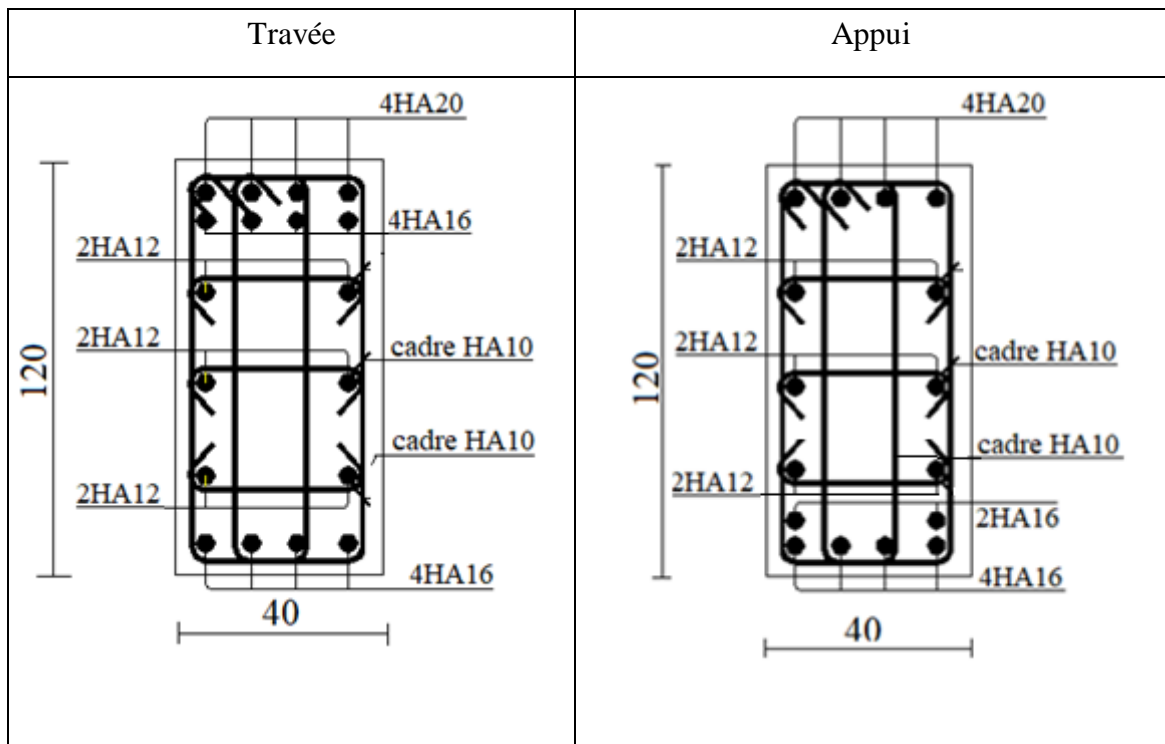
Remarque : - les contraintes dans l'acier dans les travées ne sont pas vérifiées, nous devons augmenter la section d'armature nous prenons 4HA20+4HA16 (20.6cm²)

$$\sigma_s = 200.9 \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ (MPa)}$$

- les résultats de ferrailage sont les même pour les deux sens alors nous adoptons un seul type de ferrailage pour les deux sens

- Schéma de ferrailage

Tableaux 6.7 schéma de ferrailage



6.6 ETUDE DE VOILE PERIPHERIQUE

Il sera prévu un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau du plancher de l'entre sol à fin d'assurer un bon chaînage du bâtiment.

6.6.1 Caractéristiques du voile

Ce voile doit avoir les caractéristiques géométriques suivantes :

- Les armatures sont constituées des deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est 0,1% dans les deux sens horizontal et vertical.
- Le poids spécifique apparent du sol est ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$)
- L'angle du frottement du sol ($\varphi = 35^\circ$)
- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Le coefficient de poussée de terre est $K_p = \frac{1 - \sin\alpha}{1 + \sin\alpha} \Rightarrow K_p = 0,27$

6.6.2 Calcul des sollicitations

Le voile périphérique est sollicité par la poussée des terres. Le calcul du voile périphérique se ramène au calcul d'un panneau de la dalle encastré à ses quatre cotés (les poutres, les poteaux et la longrine) soumise à la poussée des terres

$$H_0 = H - h_{pp} \rightarrow h_0 = 4.08 - 0.40 \Rightarrow h_0 = 3.68 \text{ m}$$

$$F_p = \frac{1}{2} \times (K \times \gamma \times h_0^2) \Rightarrow F_p = \frac{1}{2} \times (0.27 \times 20 \times 3.68^2) = 36.56 \text{ kN/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.68}{3.93} = 0.93 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \mu_{x \text{ u}} = 0.0428 & \mu_{x \text{ ser}} = 0.0500 \\ \mu_{y \text{ u}} = 0.8450 & \mu_{y \text{ ser}} = 0.8939 \end{array} \right.$$

$$M_0^x \text{ u} = \mu_{x \text{ u}} \times q_{\text{u}} \times L_x^2 = 0.0428 \times 49.36 \times 3.68^2 = 28.61 \text{ kN.m}$$

$$M_0^y \text{ u} = \mu_{y \text{ u}} \times M_0^x \text{ u} = 0.8450 \times 28.61 = 24.17 \text{ kN.m}$$

$$M_0^x \text{ ser} = \mu_{x \text{ ser}} \times q_{\text{ser}} \times L_x^2 = 24.76 \text{ kN.m}$$

$$M_0^y \text{ ser} = \mu_{y \text{ ser}} \times M_0^x \text{ ser} = 22.13 \text{ kN.m}$$

En travées	{	$M_t^x \text{ u} = 0.85 M_0^x = 24.32 \text{ kN.m}$	$M_t^x \text{ ser} = 21.05 \text{ kN.m}$
		$M_t^y \text{ u} = 0.85 M_0^y = 20.54 \text{ kN.m}$	$M_t^y \text{ ser} = 18.81 \text{ kN.m}$
En appui		$M^a \text{ u} = -0.5 M_0^x = -14.31 \text{ kN.m}$	$M^a \text{ ser} = 12.38 \text{ kN.m}$

- **Calcul de ferrailage**

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.8 ferrailage de mur périphérique

Localisation		M(kN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{br} de barres	St (cm)
travée	X-X	24.32	4.15	2	6.78	6HA12	15
	Y-Y	20.54	3.57	2	6.78	6HA12	15
Appui		14.31	2.13	2	3.14	5HA10	17

- **Vérification des espacements**

Sens X-X : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots \checkmark$ Vérifiée

Sens Y-Y : $St = 15\text{cm} \leq \min(2e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots \checkmark$ Vérifiée

- **Vérification des contraintes à ELS**

Les résultats des contraintes dans le béton et dans l'acier sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux 6.9 Vérification des contraintes à ELS

Localisation		Ms(kN.m)	As (cm ²)	Y(m)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	obs	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
travée	X-X	21.05	6.78	0.01	$4.73 \leq 15$	Vérifiée	$190.5 \leq 201.6$
	Y-Y	18.81	6.78	0.09	$4.53 \leq 15$	Vérifiée	$170.3 \geq 201.6$
Appui		12.38	3.93	0.07	$3.49 \leq 15$	Vérifiée	$189.2 \leq 201.6$

Remarque : pour le ferrailage de l'appui il suffit de prendre la continuation de la 2ème nappe de ferrailage dans les appuis

- **Schéma de ferrailage**

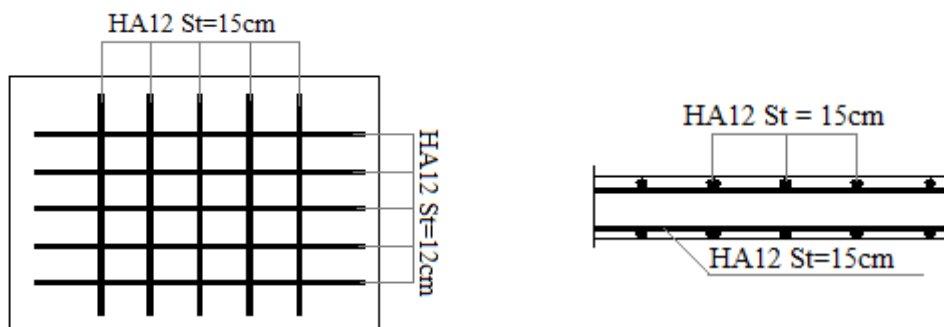


Figure 6.3 Schéma de ferrailage de voile périphérique

Conclusion général

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'assimiler et de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, aussi d'apprendre les différentes techniques utilisées dans les logiciels de calcul et les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateur ont influencé profondément les méthodes de calcul classiques. En effet, l'utilisation du logiciel ETABS17 et SOCOTEC nous ont permis d'interpréter les résultats et d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir : la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagers et l'adaptation des solutions économiques.

Pour le contreventement et les dispositions des voiles, nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur qui joue un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

La reconnaissance du sol où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour choisir le type de fondation.

Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure. L'infrastructure est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Bibliographie

- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
- Cours de béton armé, 3^{ème} année et master Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude

ANNEXE

ANNEXE 1

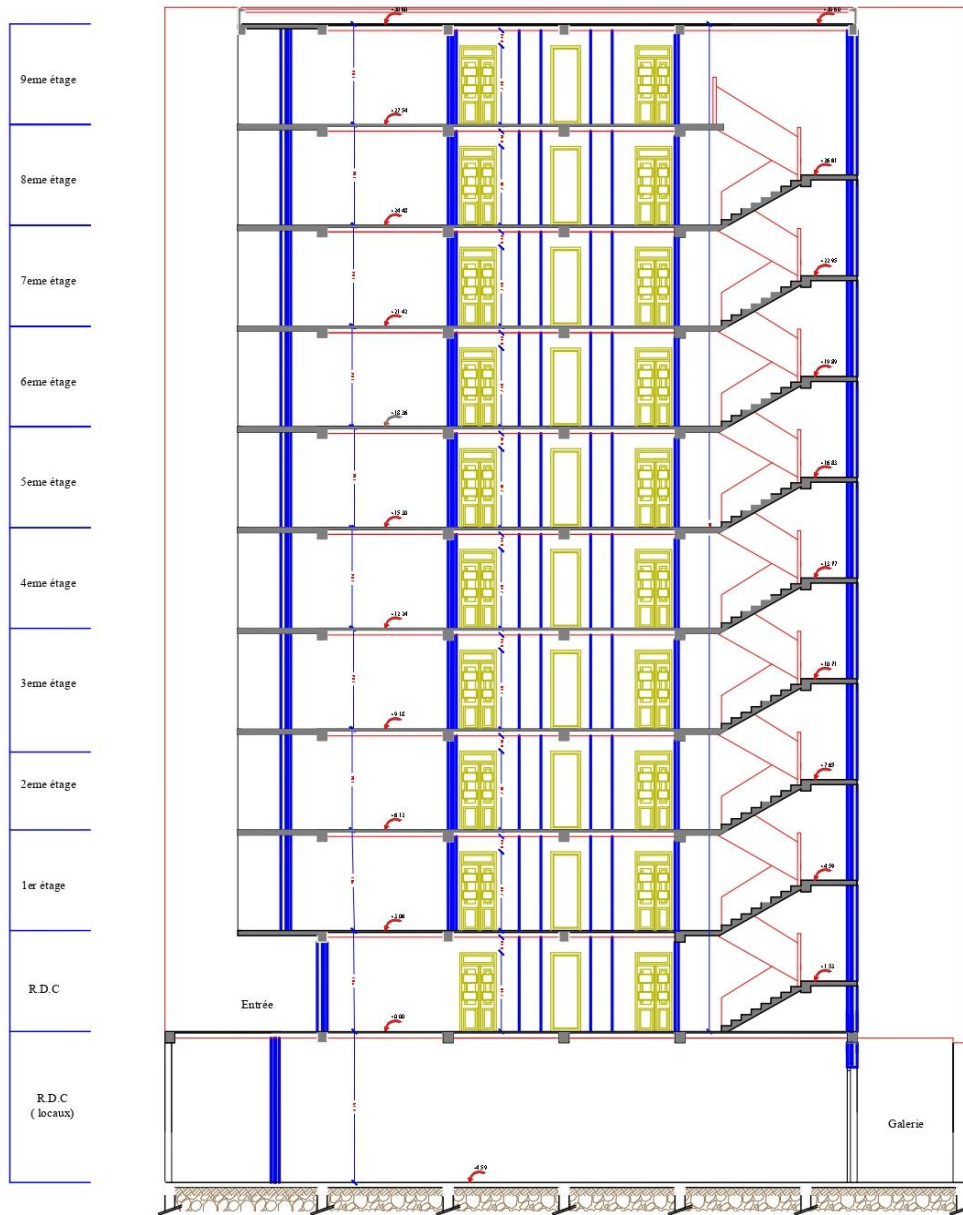
DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

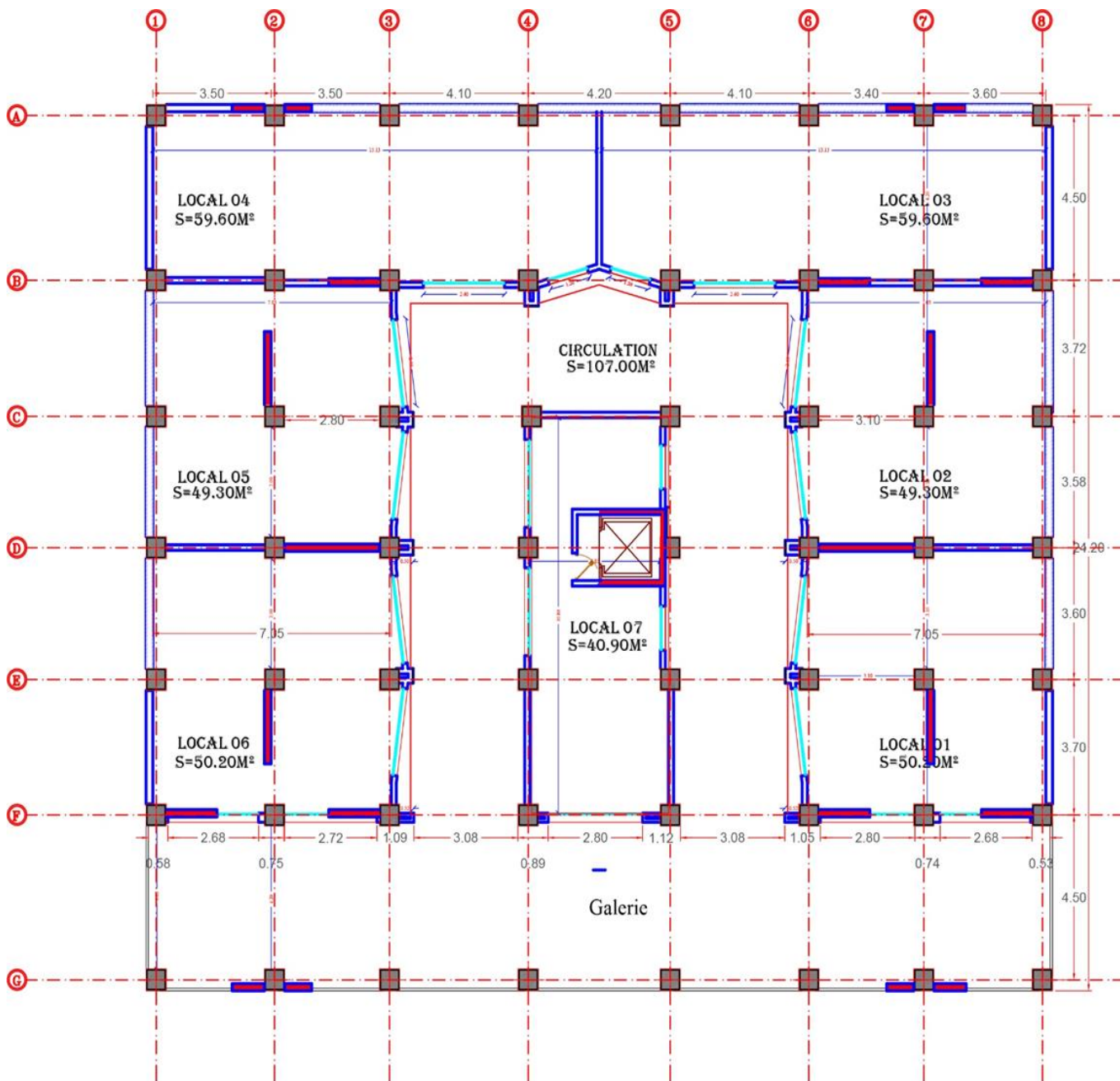
$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE2

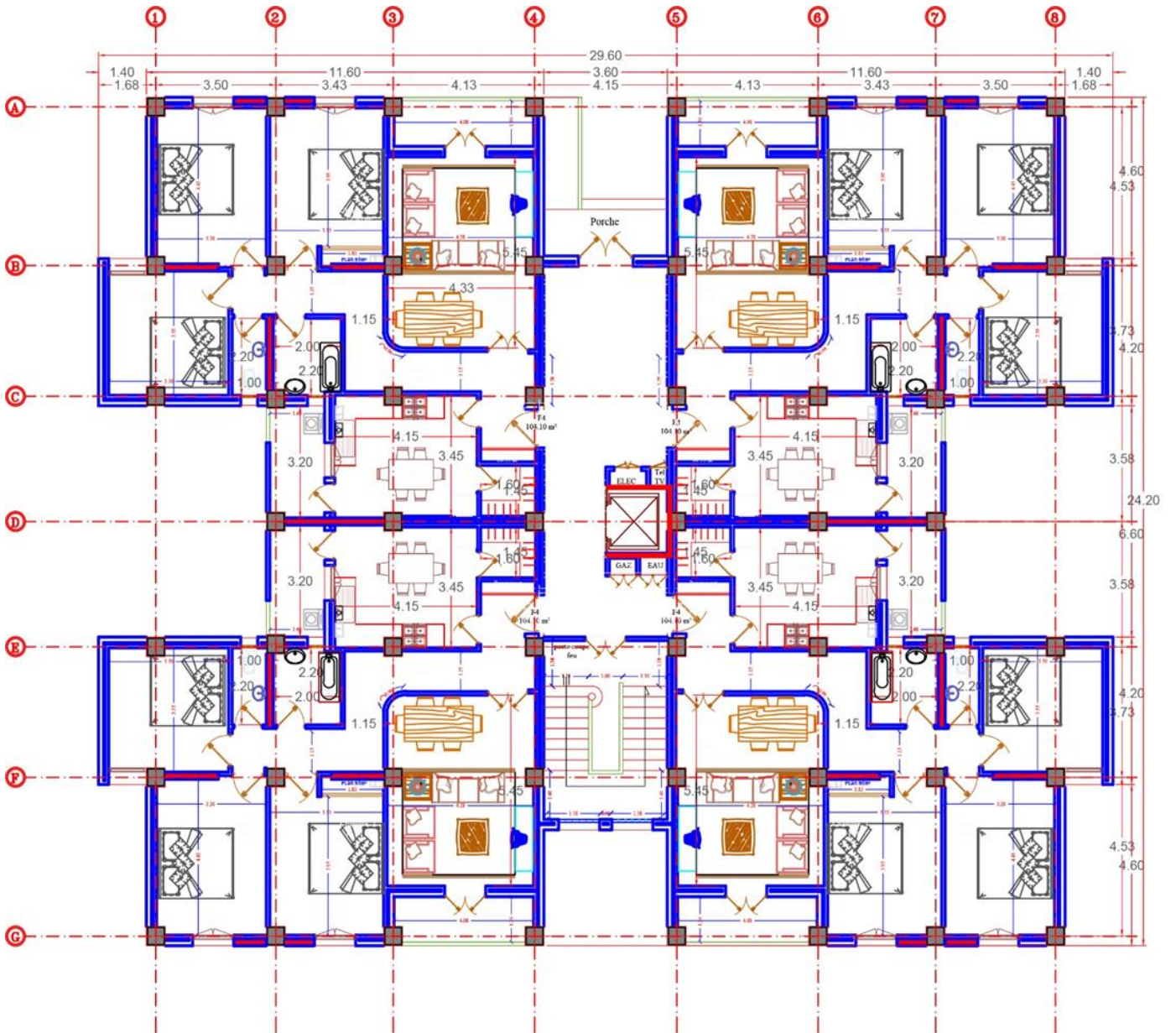
Valeurs de M1 (M2) pour $\rho = 1$

U/lx	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
V/ly	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

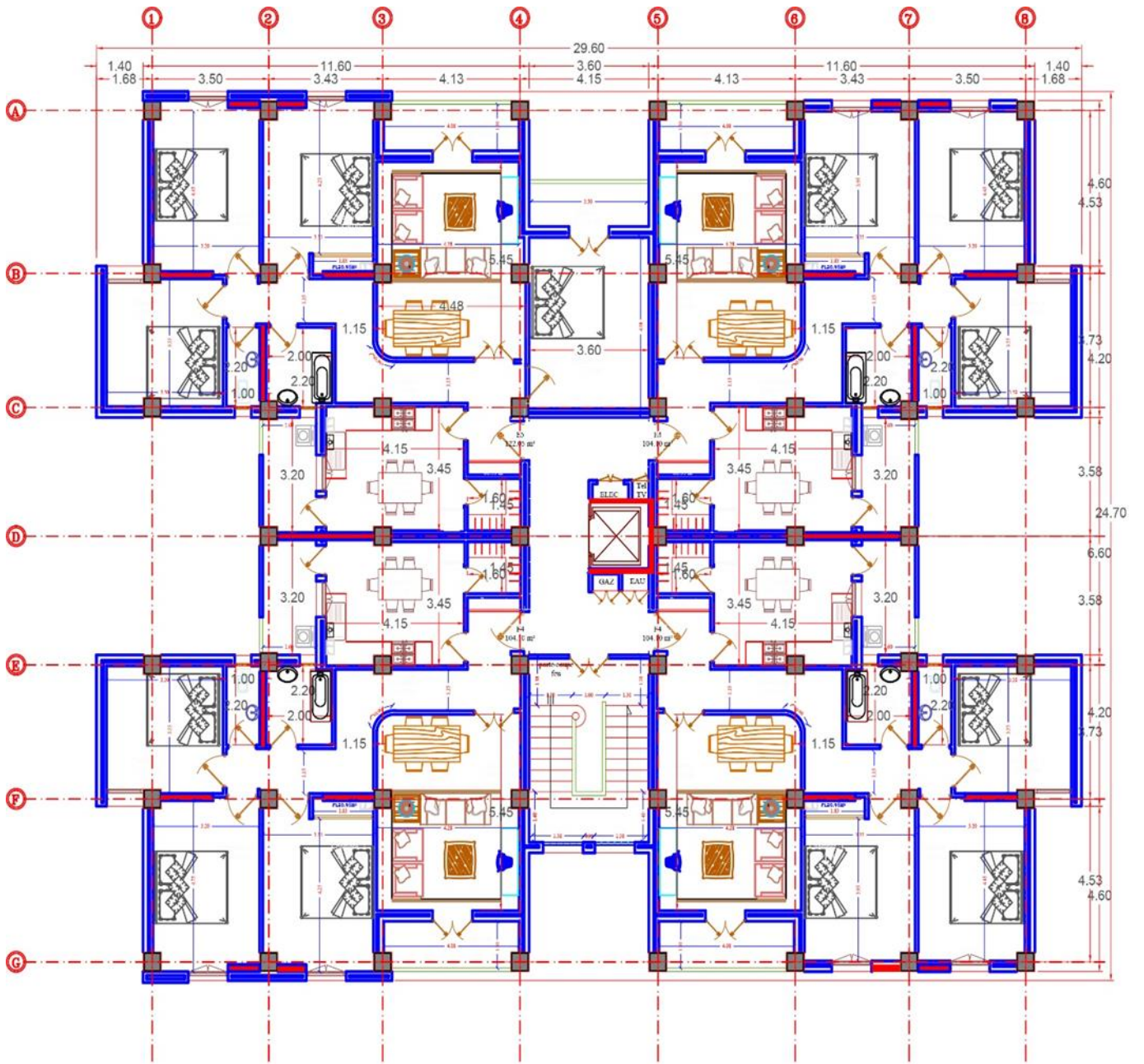




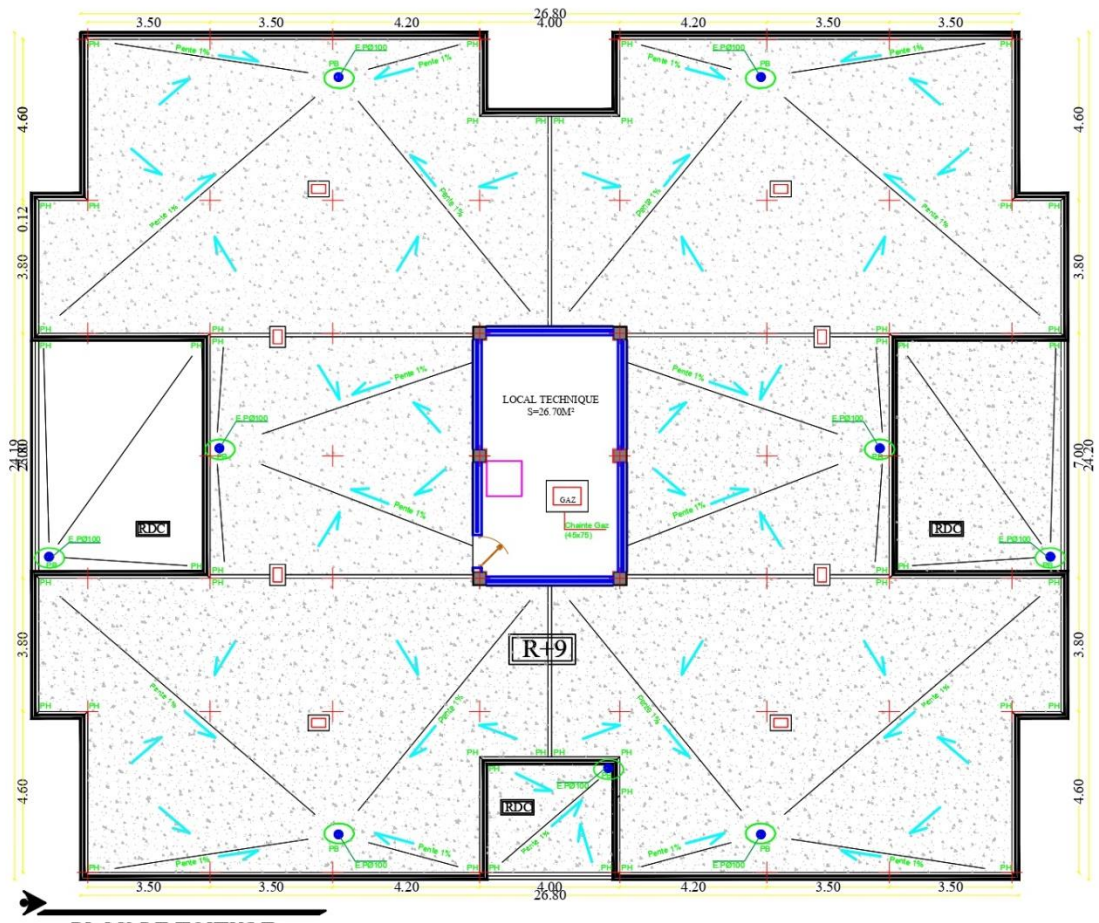
➤ PLAN DES LOCAUX VARIANTE 1



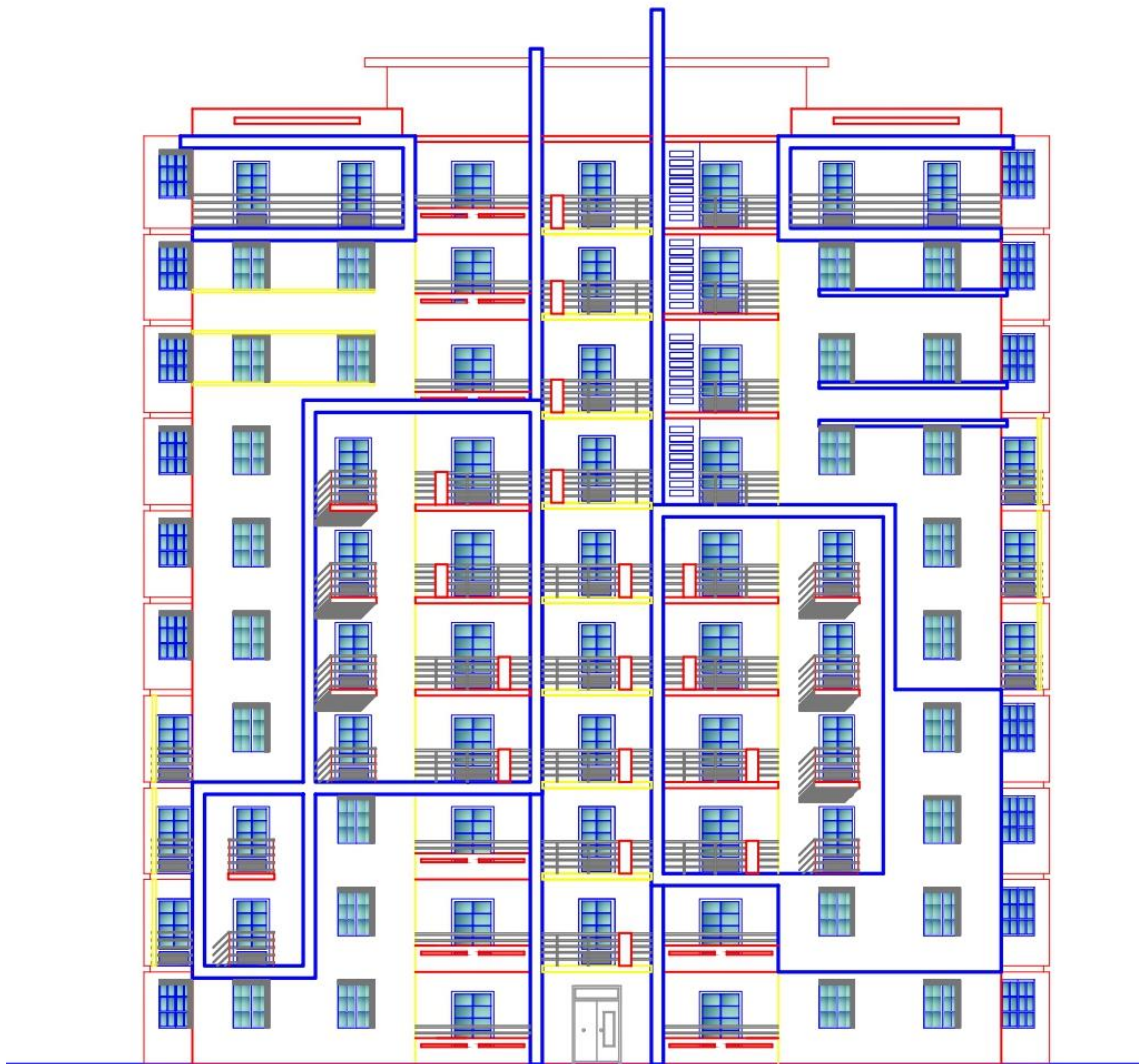
▶ PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



PLAN DU R+1



PLAN DE TOITURE



FACADE POSTERIEUR



FACADE PRINCIPALE