



Faculty of Sciences and Technology
Civil Engineering Department

كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية

N° d'ordre : M2... /GC/2024

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Thème

**Etude d'un lycée R+3 étages
Contreventé par des voiles à Mazagran**

Présenté par :

BENTOUNES Mouna Badiia

SEHIL Ikram

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

Mr. Moussaoui Sallah Eddine

Président

Université de Mostaganem

Mr. BENSOUA MOHAMED

Encadrant

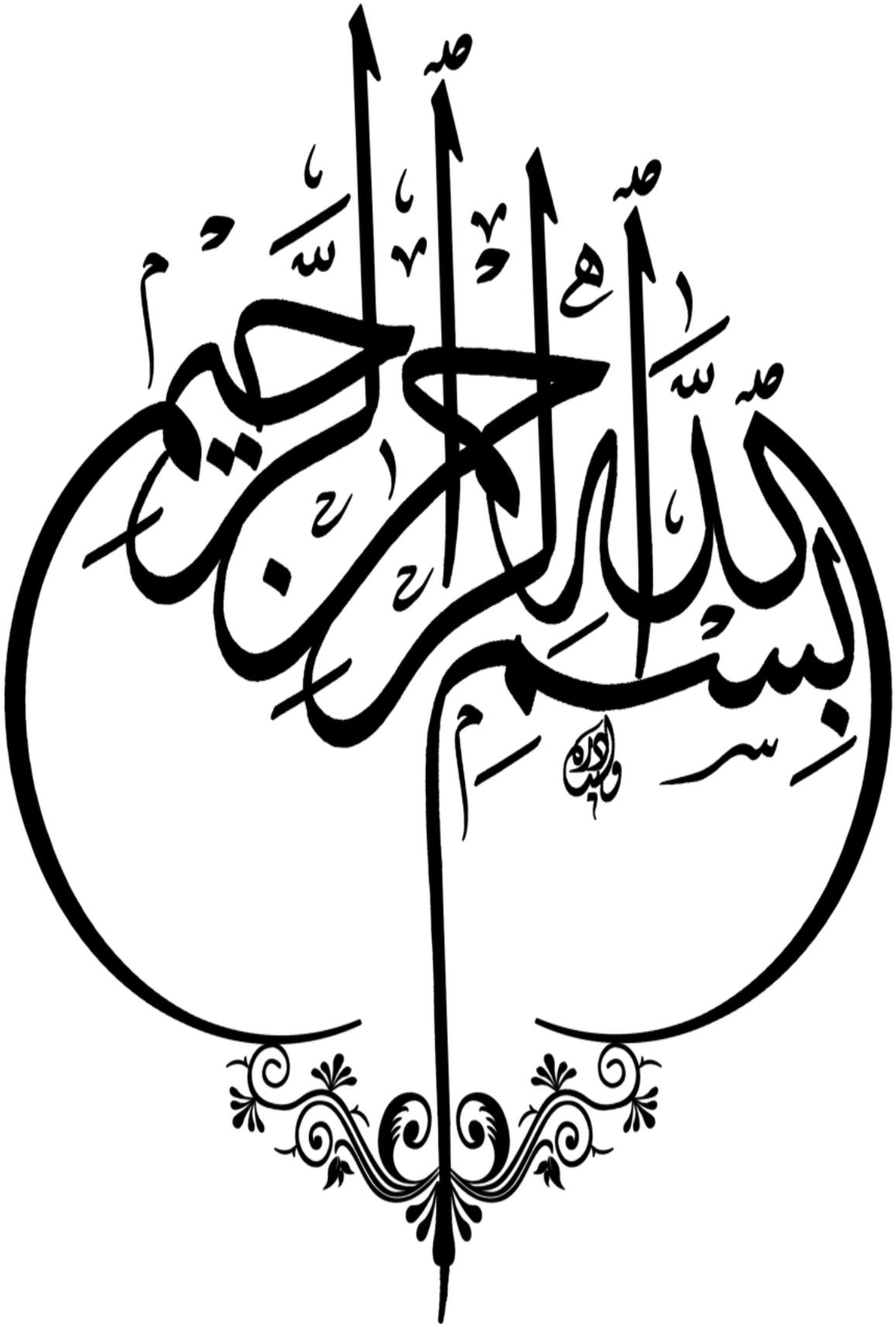
Université de Mostaganem

Mr. BAHAR SADEK

Examineur

Université de Mostaganem

Année Universitaire 2023/2024



Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à exprimer notre gratitude à Dieu qui nous a accordé le courage et la volonté de mener à bien ce travail.

Nous souhaitons vivement remercier tous ceux qui nous ont aidés à élaborer ce projet, en particulier notre encadreur,

Mr. BENSOUA Mohamed, pour sa disponibilité constante, son aide précieuse et ses conseils tout au long de ce projet.

Nous avons l'honneur également de remercier les membres du jury qui ont accepté s'évaluer notre travail.

Nous souhaitons reconnaître et apprécier le dévouement des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation.

À tous ceux qui nous ont apporté leur soutien et leur aide, que ce soit de près ou de loin, pour la réalisation de ce projet, nous leurs exprimons notre sincère et vive gratitude. Nous remercions nos parents, et amis pour leur soutien indéfectible et leurs encouragements constants.

Dédicaces :

A l'homme et à la femme qui ont souffert sans me laisser souffrir, qui m'ont épargné toutes les souffrances et les efforts rencontrés lors de mon projet. Que dieu bénisse

*Mon cher père **Mehdi,***

*Ma chère mère **Houria***

*Mes très chers frères **Adlene** et **M'Hamed** qui n'ont cessé de me conseiller, encourager et soutenir.*

Je n'oublierai pas mes grands-parents paternels et maternels, ma tante

Atika

*Ma chère cousine **Feriel** et son fils **Adem,***

*Mon oncle et sa femme **Kacem** et **hafssa** et leurs fils **Harag***

*Ma chère copine **Feriel** qu'elle est loin des yeux et près au cœur*

*A toutes mes cousins et cousines et à la famille **Bentounes** et **ould***

bouazza

B. Mouna

اهداء

من خلال تجربتي لهذه السنة اهدي ثمرة جهدي الى سيد الخلق رب العرش العظيم الذي مهد لنا
السبيل وفتح لنا لأذهان

الى نفسي شيء طبيعي، الى من حاك سعادتي بخيوط منسوجة بقلبه، الى من علمني كيف ارتقي
سلم الحياة والديّ

تتسابق العبارات ويتزاحم الكلام ليقول شكرا على كل المواقف التي وهبتموها لي ولم تدخروا
جهدا لمساعدتي

الى امي الحنونة لا أجد كلمات يمكن ان تمنحها حقها فهي مصدر الحب وفرحة العمر ومثال
التفاني والعطاء

الى ابي بطلي وقوتي ومثلي الأعلى في الحياة

اخوتي سندي وعضدي ومشاطرتي افراحي واحزاني

الى أصدقائي والى كل من ساعدني في إتمام العمل وبذل معي الجهد في سبيل تسهيله

Résumé

Ce mémoire modeste porte sur l'étude technique d'un Lycée en R+3 en béton armé. Ce Lycée est situé dans la wilaya de Mostaganem, en Algérie. La région est classée en zone sismique IIa selon les normes du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/V2003).

Avant la réalisation de ce projet, une étude géotechnique a été menée pour évaluer les caractéristiques du sol, la contrainte admissible et la profondeur d'ancrage requise.

Après une analyse sismique approfondie, Le dimensionnement et le ferrailage des éléments structuraux et non structuraux, ainsi que l'infrastructure, ont été réalisés en respectant les prescriptions du RPA 99 version 2003 et du BAEL91.

Mots clés : Sols, armatures, stabilité, béton.

Abstract

This modest thesis focuses on the technical study of an 3-story reinforced concrete High school. The High school is located in the Mostaganem province in Algeria. The region is classified as seismic zone IIa according to the Algerian Seismic Code (RPA99/V2003).

Prior to the execution of this project, a geotechnical study was conducted to evaluate the soil characteristics, allowable stress, and required anchorage depth.

After a thorough seismic analysis. The sizing and reinforcement of the structural and non-structural elements, as well as the infrastructure, were carried out in accordance with the provisions of RPA 99 version 2003 and CBA 93.

Keywords : Soils, reinforcements, stability, concrete.

ملخص

هذه المذكرة المتواضعة تتناول دراسة فنية لمبنى مكون من 4 طوابق بالخرسانة المسلحة. يقع هذا المبنى في ولاية مستغانم في الجزائر. تصنف المنطقة في المنطقة الزلزالية IIa وفقاً لمعايير اللائحة الزلزالية الجزائرية (RPA99/V2003)

قبل تنفيذ هذا المشروع، تم إجراء دراسة جيوتقنية لتقييم خصائص التربة والإجهاد المسموح به والعمق المطلوب للتثبيت بعد تحليل زلزالي متعمق، تم توصية بتعزيز الهيكل باستخدام حوائط داعمة لضمان الاستقرار، تم تصميم وتسليح العناصر الهيكلية وغير الهيكلية، بالإضافة إلى البنية التحتية، وفقاً للمواصفات الواردة في RPA 99 الإصدار 2003 و CBA 93

كلمات مفتاحية: تربة، تسليح، استقرار، خرسانة

Liste des figures

Figure 1 : Implantation du projet	3
Figure 2 : Vue façade du lycée	4
Figure 3 : Plancher corps creux	6
Figure 4 : Plancher dalle pleine	7
Figure 5 : Les composants d'un escalier	7
Figure 6 : Les murs intérieurs et extérieurs	8
Figure 7 : Les dimensions requises pour les poutres doivent être respectées	12
Figure 8 : Poutre principal (50*40)	13
Figure 9 : Poutre secondaire (30*40)	13
Figure 10 : Schéma dalle corps creux	14
Figure 11 : Schéma d'une poutrelle	15
Figure 12 : Schéma acrotère	15
Figure 13 : Schéma terminologie d'escalier	16
Figure 14 : Schéma plancher corps creux	27
Figure 15 : Schéma statique d'escalier ELU	32
Figure 16 : Diagramme du moment fléchissant	33
Figure 17 : Diagramme de l'effort tranchant	33
Figure 18 : Schéma statique d'escalier ELS	33
Figure 19 : Diagramme du moment fléchissant	33
Figure 20 : Diagramme de l'effort tranchant	34
Figure 21 : Schéma statique d'escalier ELU (TYPE2)	39
Figure 22 : Diagramme du moment fléchissant	40
Figure 23 : Diagramme de l'effort tranchant	40
Figure 24 : Schéma statique d'escalier ELS (TYPE2)	40
Figure 25 : Diagramme du moment fléchissant	41
Figure 26 : Diagramme de l'effort tranchant	41
Figure 27 : Modélisation structure (3D)	50
Figure 28 : Modélisation de la structure (Vue en Plan)	50
Figure 29 : Disposition des voiles du 1er étage au 3ème étage	53
Figure 30 : Résultat de l'étude dynamique	53
Figure 31 : Ferrailage des poutres principales	69
Figure 32 : Ferrailage des poutres secondaires	69
Figure 33 : Sollicitation sur les poteaux	70

Figure 34 : Choix de la hauteur h en zone nodale	72
Figure 35 : Transversales dans la zone de recouvrement	74
Figure 36 : Ferrailage des poteaux 45x45	77
Figure 37 : Schéma d'un voile	80
Figure 38 : Disposition du voile	84
Figure 39 : Ferrailage de voile	87
Figure 40 : Schéma statique du radier général.	92
Figure 41 : Schéma des contraintes du sol	97
Figure 42 : L'encrage de la structure	99
Figure 43 : Schéma du panneau de la dalle	100
Figure 44 : Enrobage	102
Figure 45 : Schéma statique du débordement	110
Figure 46 : Ferrailage nappe supérieure (en travées)	112
Figure 47 : Ferrailage nappe inférieure (aux appuis)	113

Liste des tableaux

Tableau 1 : Charges du plancher terrasse	18
Tableau 2 : Charges du plancher étage courant	19
Tableau 3 : Charges du palier	19
Tableau 4 : Charges de la paillasse	20
Tableau 5 : Charges des murs extérieurs	20
Tableau 6 : Charges de l'acrotère	21
Tableau 7 : Charges & surcharges des poutrelles	28
Tableau 8 : Taux de participation modale	60
Tableau 9 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y	71
Tableau 10 : Caractéristiques des matériaux	64
Tableau 11 : Récapitulatif des moments fléchissant	64
Tableau 12 : Récapitulatif du ferrailage	69
Tableau 13 : Récapitulatif des sections des poteaux	74
Tableau 14 : Récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux	74
Tableau 15 : Caractéristiques de voile	83
Tableau 16 : Les sollicitations de calcul selon YY	83
Tableau 17 : Les sollicitations de calcul selon XX	84
Tableau 18 : surfaces des semelles isolées et filantes	91
Tableau 19 : Récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées	101

Sommaire

Remerciements	
Dédicaces	
Résumé	
Abstract	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	2
1. Introduction.....	3
2. Description de l'ouvrage	3
3. Implantation de l'ouvrage	3
4. Caractéristiques géométriques	3
5. Plans :	4
5.1. Coupes architecturales :.....	4
6. Coupes génie civil :.....	4
7. Description technique du Lycée	5
7.1. Structure principale.....	5
7.1.1. Voiles	5
7.1.2. Portiques	5
8. Structure secondaire	5
8.1. Planchers	5
8.2. Escaliers :	7
8.3. Maçonnerie :	7
8.4. Revêtement :	7
8.5. Fondations :.....	8
9. Description technique du Lycée :.....	8
9.1. Règles de calcul :	8
10. Caractéristiques des matériaux :.....	8
10.1. Le béton.....	8
10.2. La résistance du béton (Compression) :.....	9
7.2. L'acier :	9
8. Caractéristiques mécaniques :.....	10
Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges.....	11
1. Introduction.....	12

2.	Prédimensionnement des éléments secondaires	12
2.1.	Poutres	12
2.2.	Planchers	14
2.3.	Acrotère.....	15
2.4.	Les escaliers.....	16
2.5.	Voiles	17
3.	Calcul des charges :	18
3.1.	Plancher terrasse inaccessible :	18
3.2.	Plancher étage courant :	19
3.3.	Les charges du palier :	19
3.4.	Les charges de la paillasse :	20
3.5.	Les charges des murs extérieurs :	20
3.6.	Les charges de l'acrotère :	20
c.	Prédimensionnement des poteux :	21
	Conclusion	21
	Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	22
1.	Étude de l'acrotère	23
1.1.	Hypothèse de calcul	23
1.2.	Évaluation des charges	23
1.3.	La surcharge d'exploitation	24
1.4.	Calcul de l'excentricité	24
1.5.	Détermination du ferrailage.....	24
2.	Étude des planchers :	27
2.1.	Plancher à corps creux :	27
3.	Étude des poutrelles :.....	28
3.1.	Différents types de poutrelles.....	29
4.	Etudes des escaliers.....	36
4.1.	Détermination des efforts	36
4.2.	Détermination du ferrailage :	39
4.3.	Vérification des contraintes ELS	41
4.4.	Détermination du ferrailage.....	50
4.5.	Vérification des contraintes ELS.....	53
	Chapitre IV : Étude dynamique.....	56
1.	Introduction :	57
2.	Étude dynamique	57
2.1	Objectif de cette étude.....	57

2.3	Présentation du Logiciel Robot structural Analysis.....	57
2.4	La modélisation de notre structure.....	58
2.5	La modélisation de la structure.....	58
2.6	Caractéristique géométrique de notre structure.....	60
3.	Étude sismique :.....	63
3.1	Généralité :.....	63
3.2	Les différentes méthodes de calcul :.....	63
3.3	Choix de la méthode de calcul :.....	64
4.	Coefficient d'accélération A :.....	66
5.	Coefficient de comportement global de la structure R :.....	66
6.	Facteur de qualité Q.....	66
7.	Facteur d'amortissement.....	67
8.	Période T1 et T2 du site considérée S2 :.....	67
9.	Détermination des paramètres des combinaisons d'action :.....	67
10.	Estimation de la période fondamentale de la structure :.....	67
11.	Facteur d'amplification dynamique moyen D.....	68
12.	Poids total de la structure :.....	68
13.	Calcul de la force sismique totale :.....	69
14.	Vérification des déplacements inter étage.....	70
15.	Vérification de l'effet $P - \Delta$	70
	71
	Chapitre V : Étude ferrailage des éléments structuraux.....	73
1.	Introduction.....	74
	Poteaux :.....	74
	Poutres :.....	74
2.	Ferrailage des poutres longitudinale.....	74
	Avec :.....	74
2.1	Caractéristiques des matériaux.....	75
2.2.	Combinaison de charges.....	75
2.3	Les sollicitations des poutres.....	75
2.4.	Armatures longitudinales.....	76
	Conditions imposées par le RPA99 V2003.....	76
2.5.	Calcul les armatures minimales.....	77
2.1.	Vérification de l'effort tranchant :.....	78
2.2.	Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinal :.....	78
3.	Section des armatures transversales At :.....	79

3.1.	En travée :.....	79
3.2.	En appui :.....	79
4.	L'espacement des armatures transversales Selon l'RPA99 (version 2003).....	79
4.1.	Longueur de recouvrement.....	79
5.	Etude des poteaux.....	81
5.1.	Leurs rôles	81
5.2.	Ferraillage Armatures longitudinales	82
5.3.	Armatures transversales	83
5.4.	Exemple de calcul	85
1.	Introduction.....	90
2.	Le rôle des voiles est de	90
3.	Les combinaisons d'action.....	90
4.	Ferraillage des voiles	91
Chapitre VII :		99
1.	Introduction.....	100
2.	Etude des fondations.....	101
2.1.	Les combinaisons d'action.....	101
2.2.	Choix du type de fondation	101
2.3.	Étude du radier.....	103
2.4.	Prédimensionnement du radier	103
2.5.	Détermination des sollicitations.....	105
2.6.	Ferraillage Du Radier	110
Détermination des armatures :.....		114
Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1]		114
Détermination des armatures.....		116
Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1]		116
Détermination des armatures.....		117
Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1]		117
Détermination des armatures.....		119
Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1]		119
2.7.	Ferraillage du débordement.....	120
Détermination des armatures.....		121
Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1]		121
Conclusion générale		125
Bibliographie.....		127

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale

L'Algérie a connu une période de croissance démographique importante après son indépendance, ce qui a nécessité la mise en place de grands projets de logements et d'écoles pour répondre aux besoins de logement de sa population.

Cette situation a entraîné un développement rapide du secteur de la construction, tant en termes de matériaux de construction que de méthodes de construction. En raison de la croissance et de la concentration démographique, la construction en hauteur est devenue privilégiée pour maximiser l'utilisation des surfaces disponibles. Cependant, l'Algérie, tout comme d'autres pays méditerranéens, est exposée à une activité sismique significative. Les séismes peuvent causer des dégâts importants, en particulier dans le cas de constructions de grande hauteur. Il est donc essentiel, dans le cadre de cette étude, de suivre les normes et d'appliquer les règles parasismiques pour assurer la stabilité et la durabilité des Lycées.

Les ingénieurs en génie civil sont ainsi confrontés au défi de construire des structures à haute résistance, capables de résister aux catastrophes naturelles tels que les séismes, ainsi qu'aux conditions climatiques, tout en prenant en compte la durée de vie prévue du bâtiment et son coût, sans être affectés par des événements tels que des explosions, des chocs ou des erreurs humaines. Dans le cadre de cette étude, nous avons réalisé le calcul d'un lycée en béton armé de R+3, situé à Mostaganem bas mazagran

Pour ce faire, nous avons divisé notre travail en sept chapitres, à savoir : la présentation de l'ouvrage, Le prédimensionnement et la descente des charges, le calcul des éléments secondaires, et l'étude sismique et dynamique. Notons aussi : L'étude du ferrailage des éléments structuraux, des voiles et des fondations

Pour faciliter l'étude on a fait appel à l'utilisation de logiciels comme :

« le Robot structural analysis » pour la modélisation, le Microsoft 2016 pour la rédaction et les calculs, l'Autocad pour le dessin de ferrailage. Pour le calcul des moments et des efforts on utilisera le RDM6

Chapitre I :

Présentation de

l'ouvrage

1. Introduction

L'objectif principal du premier chapitre de notre étude est de présenter une vue d'ensemble de l'ouvrage, en décrivant ses caractéristiques ainsi que ses éléments constitutifs et en fournissant des informations détaillées sur leurs propriétés mécaniques respectives.

2. Description de l'ouvrage

Notre projet consiste à réaliser une étude détaillée des éléments structuraux d'un Lycée de 3 étages. qui sont destinés à des classes avec une terrasse inaccessible.

L'ouvrage est implanté dans la ville de Mostaganem, selon les normes du Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003), cette région est classée comme une zone de forte sismicité de classe IIa.

3. Implantation de l'ouvrage



Figure 1 : Implantation du projet

4. Caractéristiques géométriques

Le projet que nous étudions concerne une structure de dimensions imposantes, avec : une longueur de 7,30m, une largeur de 5,60m une hauteur avec acrotère de 15,47m, mentionnons que la hauteur d'étage courant et de 3,74m.

5. Plans :

5.1. Coupes architecturales :

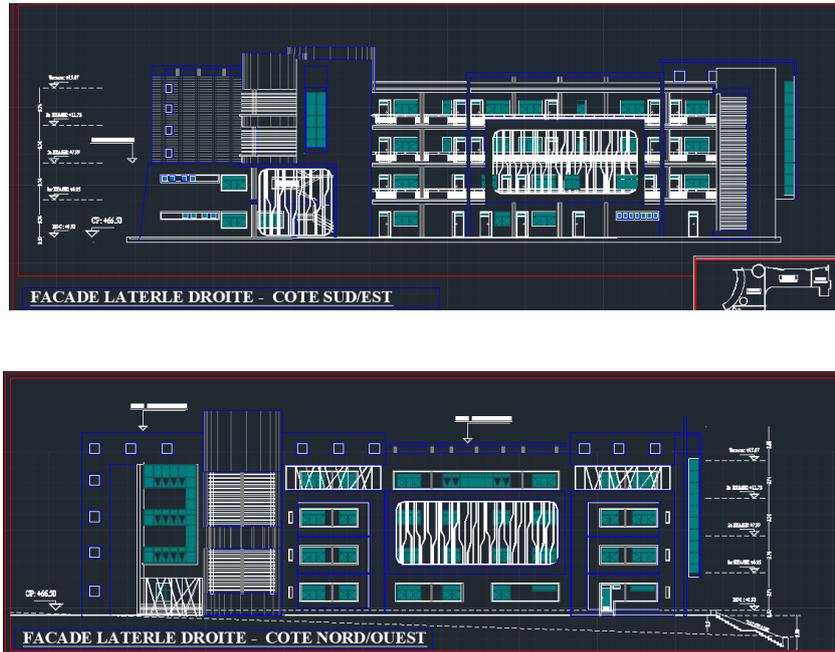


Figure 2 : vue façade du lycée

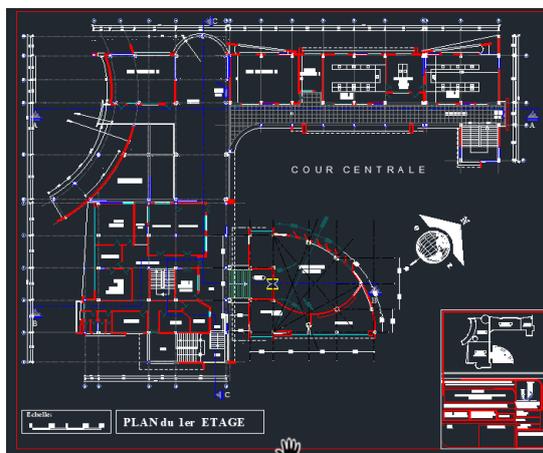
6. Coupes génie civil :

A : Coupe RDC (Figure 5.a)

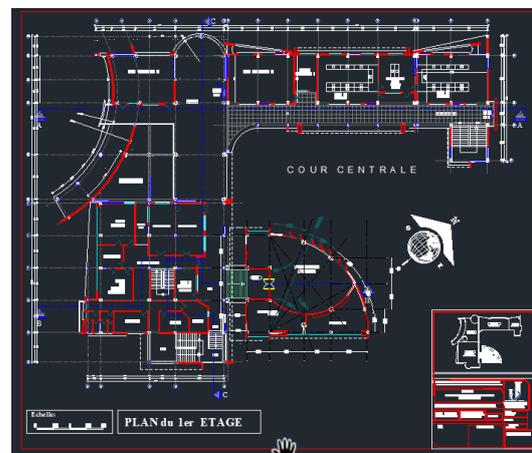
B : coupe 1^{er} étage (Figure 5.b)

C : coupe 2^{ème} étage (Figure 5.c)

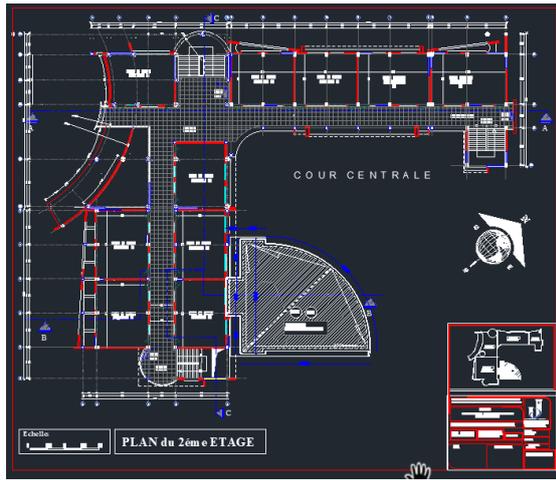
D : coupe 3^{ème} étage (Figure 5.d)



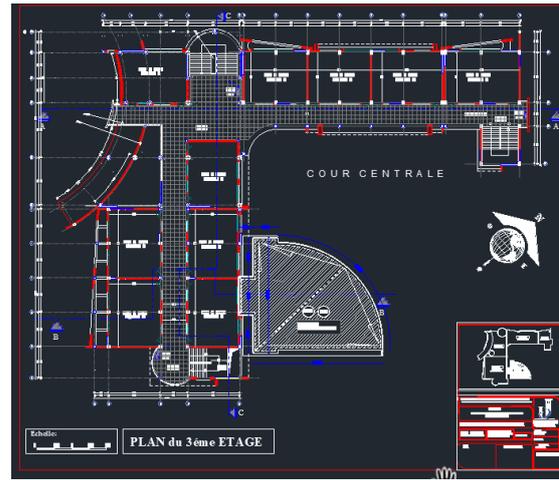
A



B



C



D

7. Description technique du Lycée

7.1. Structure principale

Les normes parasismiques algériennes, RPA99Version2003, recommandent une combinaison de voiles et portiques pour la structure des bâtiments dépassant 14 mètres de hauteur en zone IIa.

7.1.1. Voiles

Les voiles sont des composants verticaux en béton armé qui sont placés dans les directions transversales et longitudinales. Ils remplissent deux fonctions principales :

- Le transfert des charges verticales pour assurer la fonction porteuse.
- La résistance aux charges horizontales pour assurer la fonction de contreventement et garantir la stabilité de la structure

7.1.2. Portiques

Les portiques en béton armé sont composés de poteaux et de poutres, et doivent être positionnés de manière à remplir les fonctions suivantes :

- Supporter les charges et surcharges verticales.
- Transférer directement les efforts aux fondations.

8. Structure secondaire

8.1. Planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux qui séparent deux niveaux successifs d'un bâtiment. Ils sont conçus pour supporter les charges et surcharges d'exploitation tout en répondant aux exigences d'isolation thermique et acoustique. De plus, ils permettent le passage des différentes gaines et conduites tels que l'eau, le chauffage, l'électricité, etc.

Dans notre Lycée, il existe deux types de planchers : le plancher en corps creux et le plancher en dalle pleine :

- Le premier est supporté par des poutrelles disposées parallèlement à la petite portée des travées, sur lesquelles on pose les corps creux (hourdis).

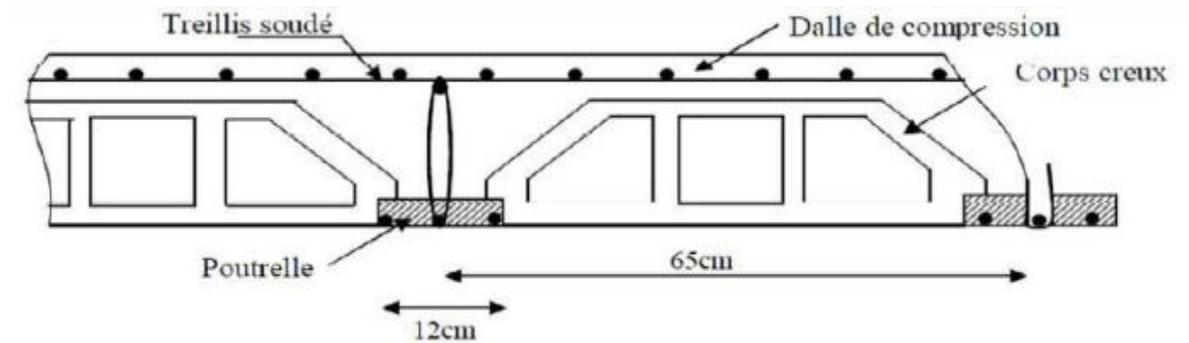


Figure 3 : plancher corps creux

- Le deuxième Il est réalisé en béton armé coulé sur place. Les balcons généralement sont réalisés en dalle pleine.

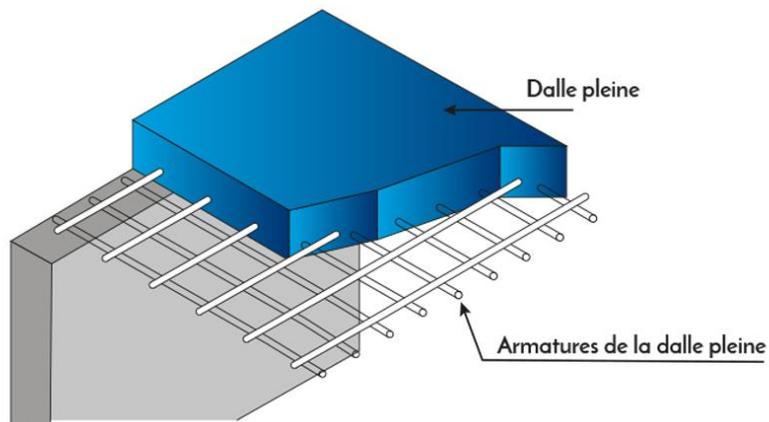


Figure 4 : plancher dalle pleine

8.2. Escaliers :

Les escaliers sont des éléments permettant de passer d'un niveau à un autre dans notre structure. Pour cela, une cage d'escaliers en béton armé est réalisée, avec du béton coulé sur place.

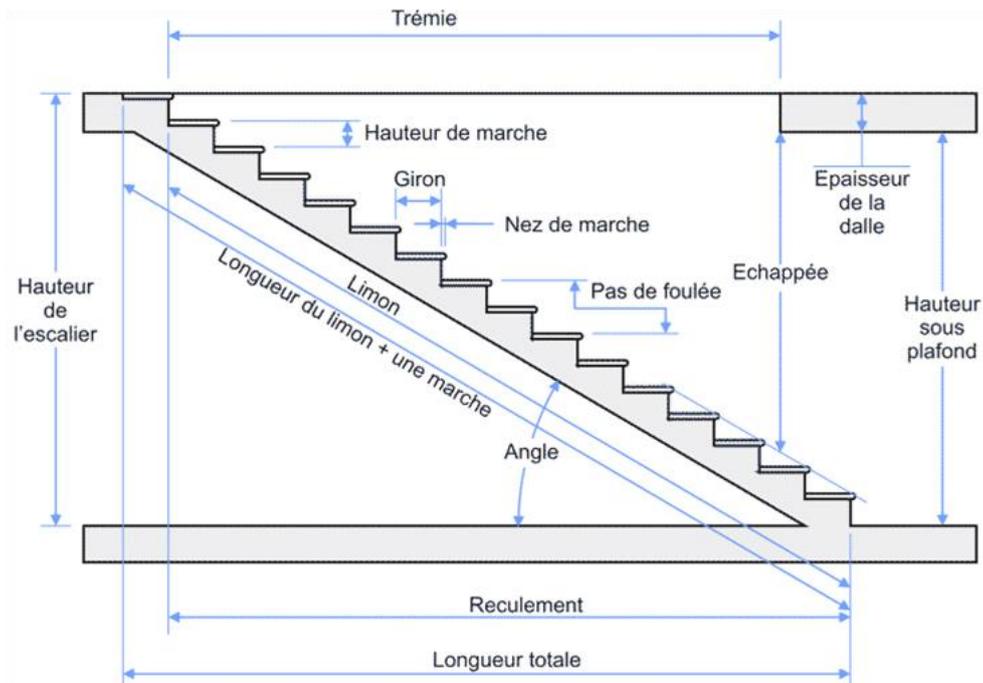


Figure 5 : les composants d'un escalier

8.3. Maçonnerie :

Les cloisons intérieures sont construites à partir de briques creuses d'une épaisseur de 10 à 15 cm, celles des murs extérieurs sont en double paroi de 30 cm (15+5+10).

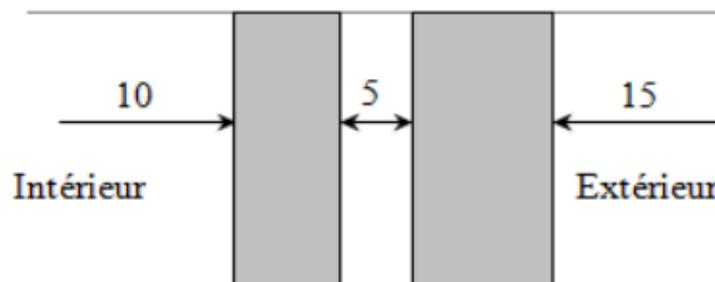


Figure 6 : Les murs intérieurs et extérieurs

8.4. Revêtement :

- Les planchers et escaliers seront recouverts de carrelage.
- Les salles d'eau et cuisines seront équipées de revêtements en céramique.

- Les murs de façade et les cages d'escaliers seront enduits de ciment.
- Les cloisons intérieures et les plafonds seront réalisés en plâtre.

8.5.Fondations :

Les fondations sont des éléments en béton armé qui ont pour fonction de transférer au sol les charges provenant des différents éléments de la structure tels que les poteaux, les murs ou encore les voiles. Elles peuvent également transmettre les charges au sol de deux manières différentes : soit directement, dans le cas des semelles filantes ou du radier général, soit par l'intermédiaire d'organes, dans le cas des semelles reposant sur pieux.

On choisit le type de fondation à utiliser en fonction des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, en prenant en compte de la résistance et du tassement. Trois types de fondations possibles seront utilisées :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations semi-profondes.

9. Description technique du Lycée :

9.1.Règles de calcul :

Les règlements suivants sont utilisés pour le calcul du projet :

- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC.2.2).
- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton armé suivant la Méthode des États Limites (BAEL91).

10.Caractéristiques des matériaux :

Les matériaux utilisés dans la construction de cet ouvrage, à savoir le béton et l'acier, seront sélectionnés en conformité avec les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL 91) et des normes du règlement parasismique Algérien RPA 99version 2003.

10.1. Le béton

Le béton est un matériau obtenu par le mélange de ciment, de granulats et d'eau dans des proportions précises.

La résistance du béton (Traction) :

La résistance à la traction du béton pour une contrainte de compression inférieure à 40 MPa est établie selon la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Ainsi, pour une résistance à la compression de 28 MPa, la résistance à la traction est de 2.1 MPa.

10.2. La résistance du béton (Compression) :

La résistance du béton est évaluée à l'âge de 28 jours, en effectuant des tests sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et 32 cm d'hauteur. Cette contrainte est notée f_{c28} . Dans notre projet, nous prendrons une valeur de f_{c28} égale à 25 MPa.

La contrainte limite à la compression :

(Selon l'Article 4-3.41 de la norme BAEL91) est donnée par l'équation suivante :

$$b_c = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}$$

f_{c28} : la contrainte à 28 jours d'âge du béton (25 MPa dans notre cas)

γ_b : le coefficient de sécurité, qui vaut 1,50 en situation courante ($f_{bc} = 14,20$ MPa) et 1,15 en situation accidentelle ($f_{bc} = 18,48$ MPa)

θ : le coefficient qui dépend de la durée d'application des actions. θ vaut 1 si la durée d'application est supérieure à 24 heures, 0,9 si elle est entre 1 heure et 24 heures, et 0,85 si elle est inférieure à 1 heure.

Selon l'article 5.1.21 de la norme BAEL91, la contrainte limite de cisaillement est définie comme suit : pour une fissuration peu nuisible, la valeur minimale est de 0,13 fois la contrainte à 28 jours d'âge du béton (f_{c28}), avec une limite de 5 MPa. En revanche, pour une fissuration préjudiciable, la valeur minimale est de 0,10 fois f_{c28} , avec une limite de 4 MPa.

Contrainte de service à la compression :

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

7.2.L'acier :

L'acier est un alliage composé principalement de fer et de faible pourcentage de carbone. Il présente une résistance élevée tant en traction qu'en compression et sa bonne adhérence au béton c'est un matériau homogène.

Les aciers utilisés pour le béton armé sont classés en :

Acier rond lisse RL :

L'acier pour le béton armé est un alliage de fer et de carbone qui présente une bonne résistance en traction et en compression, ainsi qu'une bonne adhérence au béton, ce qui en fait un matériau homogène.

Deux types d'acier naturel sont couramment utilisés pour le béton armé :

L'acier feE₂₄, qui a une limite élastique de 235 MPa, une contrainte de rupture de 410 à 490 MPa et un allongement de l'ordre de 1,175%.

L'acier feE₂₂, qui a une limite élastique de 215 MPa et une contrainte de rupture de 380 à 490 MPa.

L'allongement est de l'ordre : 1.075%

Acier de haute adhérence HA :

Il s'agit d'aciers de type 1 de nuance feE40 qui ont les caractéristiques suivantes :

- Limite élastique : 400 MPa
- Contrainte de rupture : 480 MPa
- Allongement : environ 1%

Les treillis soudés se présentent sous forme de rouleaux quand leur diamètre de fil est inférieur ou égal à 5 mm, ou sous forme de panneaux en mailles rectangulaires de taille pouvant aller de 75 à 300.

8. Caractéristiques mécaniques :

Le critère mécanique utilisé pour les justifications est la limite d'élasticité garantie, notée f_e . Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est de $E_s = 200000$ MPa.

Chapitre II :

Prédimensionnement et descente des charges

1. Introduction

L'objectif du prédimensionnement consiste à déterminer les dimensions des différents éléments constituant la structure, en se basant sur les recommandations du RPA99 Version 2003, du BAEL91. Toutefois, ces dimensions ne sont pas finales et peuvent être sujettes à des modifications après des vérifications ultérieures lors de la phase de dimensionnement

2. Prédimensionnement des éléments secondaires

2.1. Poutres

En construction, les poutres peuvent être de différents types de sections. Le prédimensionnement de ces poutres repose sur le critère suivant :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \text{Et} \quad 0.4h \leq b \leq 0.8h$$

L : portée libre de la poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

Conditions imposées par (Art 7-5-1 RPA 99) :

Pour la première condition : $b \geq 20$ cm et $h \geq 30$ cm

Pour la deuxième condition : $h/b \leq 4$

Pour la troisième condition : $b \leq 1,5 h_1 + b_1$, où h_1 et b_1 sont exprimés en centimètres.

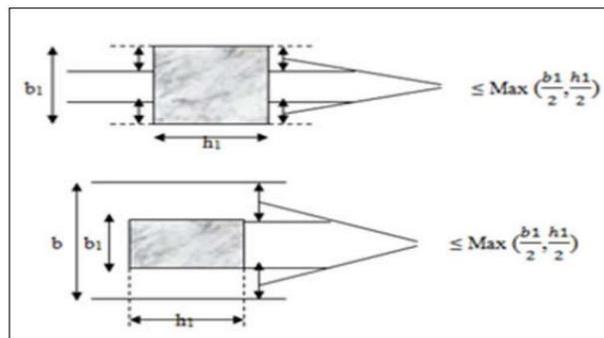


Figure 7 : Les dimensions requises pour les poutres doivent être respectées

Les poutres principales, qui assurent la charge portante :

L = 7.30 m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 0.48 \leq h \leq 0.73 \text{ on prend } h = 50 \text{ cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 20 \leq h \leq 40 \text{ on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications conformes aux exigences de l'article 7-5-1 du Règlement de prévention des incendies de 1999 (RPA 99)

- 50 cm > 30 cm, Condition vérifiée
- 30 cm > 20 cm, Condition vérifiée
- 1.33 < 4, Condition vérifiée

Les poutres secondaires, qui n'ont pas de fonction portante

Leur conception permet d'assurer le contreventement du lycée, elles remplissent également une fonction de chaînage.

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 0.37 \leq h \leq 0.56 \text{ on prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 16 \leq h \leq 32 \text{ on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications conformes aux exigences de l'article 7-5-1 du Règlement de prévention des incendies de 1999 (RPA 99) :

40 cm > 30 cm, Condition vérifiée

30 cm > 20 cm, Condition vérifiée

1.33 < 4, Condition vérifiée

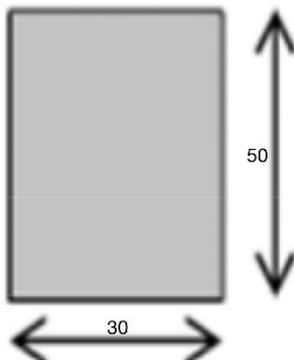


Figure 8 : Poutre principale (30x50 cm²)

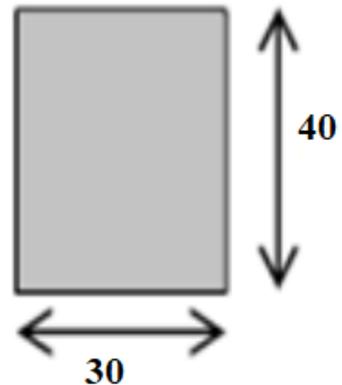


Figure 9 : Poutre secondaire (30x40 cm²)

2.2. Planchers

Les planchers à corps creux

Les planchers sont fabriqués à partir de poutrelles préfabriquées combinées avec des corps creux. Lors du prédimensionnement pour déterminer la hauteur des poutrelles, une formule empirique sera utilisée :

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

La distance maximale entre les appuis nus, représentée par l , est déterminée par la formule suivante $l = \min (L_x \text{ max}, L_y \text{ max})$, où $L_x \text{ max}$ et $L_y \text{ max}$ sont les longueurs maximales dans les directions x et y , respectivement. De plus, on sait que $l = \min (730, 560)$, où 730 et 560 sont les valeurs maximales de L_x et L_y , respectivement. Enfin, e représente l'épaisseur du plancher.

$$\frac{560}{25} \leq e \leq \frac{560}{20}$$

$$22.4 \text{ cm} \leq e \leq 28 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } e = 24 \text{ cm } (20+4)$$

Une épaisseur de plancher de 24 cm est choisie, ce qui correspond à une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm, associée à un corps creux d'une hauteur de 20 cm.

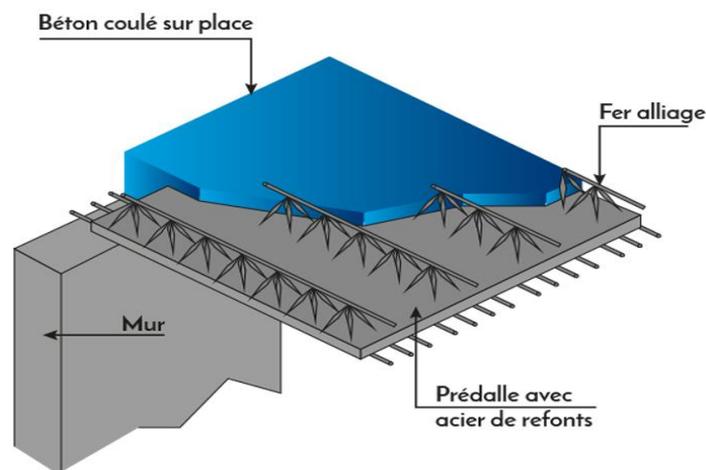


Figure 10 : Schéma dalle corps creux

Prédimensionnement des poutrelles

Les dimensions des poutrelles en T utilisées pour la structure sont les suivantes :

- La hauteur totale du plancher est de 24 cm ($h_t = 24$ cm).
- La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles est de 60 cm ($L_0 = 60$ cm).
- La longueur de la plus grande travée est de 560 cm ($L = 560$ cm).
- La largeur de la nervure est de 12 cm ($b_0 = 12$ cm).
- L'épaisseur de la dalle de compression est de 4 cm ($h_0 = 4$ cm).
- La largeur de la dalle de compression est de 2 fois la largeur des corps creux ajoutée à la largeur de la nervure ($b = 2b_1 + b_0$).

$$b_1 = \min \left(\frac{Ln - b_0}{2}, \frac{L}{10}, (6 - 8) * h_0 \right)$$

$$b_1 = 60 \text{ cm}$$

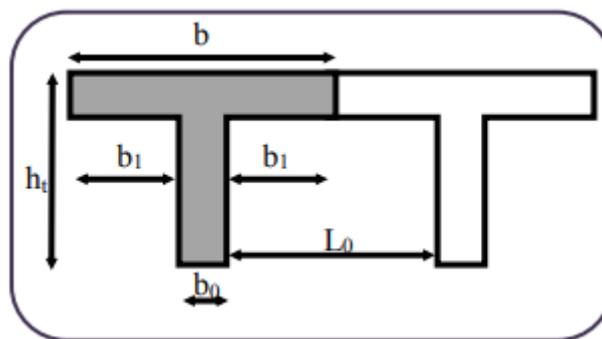


Figure 11 : Schéma d'une poutrelle

2.3. Acrotère

Il s'agit d'un composant en béton armé qui est intégré dans le plancher de la terrasse afin de prévenir toute infiltration d'eau de pluie entre la forme inclinée et le plancher lui-même. Les dimensions de ce composant sont spécifiées dans les plans d'architecture.

Dimensions

$$S = \frac{(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,7) + (0,1 \times 0,03)}{2} = 0.069 \text{ m}^2$$

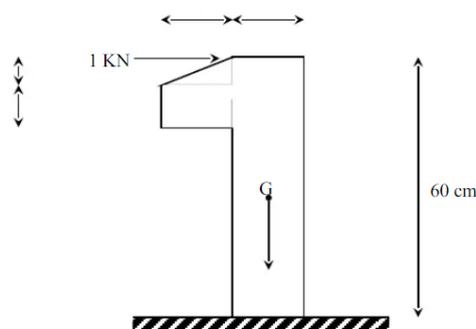


Figure 12 : Schéma acrotère

2.4. Les escaliers

Les marches des escaliers, qui servent à passer d'un niveau à un autre, seront fabriquées en béton armé coulé sur place.

Terminologie

e : épaisseur du palier de repos.

L0 : longueur projetée de la paillasse.

g : giron, largeur de la marche.

h : hauteur de la contremarche.

H : hauteur d'une volée.

α : inclinaison de la paillasse.

E : emmarchement, la profondeur de la marche.

L' : longueur réelle de l'escalier.

L : longueur réelle de la volée

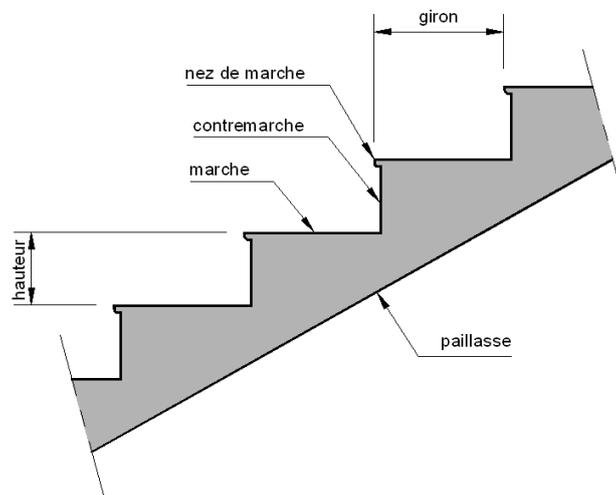


Figure 13 : Schéma terminologie d'escalier

Notre projet ne comporte qu'un seul type d'escalier, à savoir des escaliers de secours à deux volées, du sous-sol jusqu'au dernier étage. Pour déterminer les dimensions "g" et "h" des marches, nous utiliserons la relation de Blondel suivante :

$$0.59\text{m} \leq g + 2h \leq 0.66\text{m}$$

$$h = 17 \text{ cm et } g = 30 \text{ cm}$$

On prend $g + 2h = 64$ (1)

$$\text{Nombre de contre marches} = \frac{347}{17} = 22$$

Vérification de relation de blondel :

$$0.59\text{m} \leq g + 2h \leq 0.66\text{m} \text{ vérifiée}$$

Vérification de la pente $\alpha = 29,54^\circ$

Calcul de L_r

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

On a deux types d'escalier :

$$L_r = 3.88$$

$$\frac{L_r}{30} \leq e_p \leq \frac{L_r}{20}$$

$$\frac{388}{30} \leq e_p \leq \frac{388}{20}$$

$$12.93 \text{ cm} \leq e_p \leq 19.4 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

$$L_r = 5.26$$

$$\frac{L_r}{30} \leq e_p \leq \frac{L_r}{20}$$

$$\frac{526}{30} \leq e_p \leq \frac{526}{20}$$

$$17.53 \text{ cm} \leq e_p \leq 26.3 \text{ cm}$$

$$e_p = 18 \text{ cm}$$

Épaisseur du palier = épaisseur de la paillasse.

2.5. Voiles

Les voiles sont des murs en béton armé dont le prédimensionnement est justifié par l'article (7.7.1 du RPA99). Ils ont deux fonctions principales : d'une part, ils assurent le contreventement du lycée en résistant aux efforts horizontaux (séisme et vent), et d'autre part, ils transmettent les

efforts verticaux aux fondations. Selon l'article (7.7.1 du RPA99V2003), les éléments dont la portée est supérieure ou égale à quatre fois leur épaisseur ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, par opposition aux éléments linéaires. De plus, l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

L'épaisseur des voiles

$$e_{min} = 25 \text{ cm}$$

À partir des hauteurs d'étages et des conditions de rigidité aux extrémités suivantes :

$$\text{Pour l'étage courant : } h = 3.74 - 0.24 - \frac{0,16}{20} = 18.68$$

$$\text{Pour RDC : } h = 3.74 - 0.12 - 0,16 - \frac{0,25}{20} = 18.67$$

3. Calcul des charges

3.1. Plancher terrasse inaccessible

Tableau 1 : Charges du plancher terrasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Protection gravillon	20	0.04	0.8
Étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	20	0.13	2.6
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Dalle corps creux		20+4	3.2
Enduit plâtre	10	0.01	0.1
		Charge permanent G	G = 6.98 (kN/m ²)
		Charge d'exploitation Q	Q = 1 (kN/m ²)

3.2. Plancher étage courant

Tableau 2 : Charges du plancher étage courant

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Dalle de sol	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Chappe de béton	18	0.02	0.36
Enduit plâtre	10	0.015	0.15
Dalle corps creux	20+4		3.2
Cloisons intérieures			1
		Charge permanent G	G = 5,51 (kN/m ²)
		Charge d'exploitation Q (étages courants)	Q = 2.5 (kN/m ²)

3.3. Les charges du palier

Tableau 3 : Charges du palier

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement Horizontale	28	0.025	0.7
Mortier de pose	20	0.2	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.14	3.5
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
		Charge permanent G	G = 5.23 (kN/m ²)
		Charge d'exploitation Q	Q = 4 (kN/m ²)

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement Horizontale	28	0.025	0.7
Mortier de pose	20	0.2	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.18	4,5
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
		Charge permanent G	G = 6,23 (kN/m ²)
		Charge d'exploitation Q	Q = 4 (kN/m ²)

3.4. Les charges de la paillasse

Tableau 4 : Charges de la paillasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement horizontale	28	0.025	0.7
Revêtement verticale	28	0.025. (0,17/0,3)	0.39
Matière de pose	20	0.02	0.40
Poids propre de la paillasse	25	0.14 /Cos29.54	4.02
Poids propre des marches	22	0.17 (1/2)	1.87
Enduit ciment	18	0,015	0.27
		Charge permanent G	G = 7.65 (kN/m ²)
		Charge d'exploitation Q	Q = 4 (kN/m ²)

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement horizontale	28	0.025	0.7
Revêtement verticale	28	0.025. (0,17/0,3)	0.39
Matière de pose	20	0.02	0.40
Poids propre de la paillasse	25	0.18 /Cos29.54	5.17
Poids propre des marches	22	0.17 (1/2)	1.87
Enduit ciment	18	0,015	0.27
		Charge permanent G	G = 8.8 (kN/m ²)
		Charge d'exploitation Q	Q = 4 (kN/m ²)

3.5. Les charges des murs extérieurs

Tableau 5 : Charges des murs extérieurs

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Enduit ciment	18	0.02	0.36
Brique creuse	09	0.15	1.35
Ame d'air	/	0.05	/
Brique creuse	09	0.10	0.9
Enduit plâtre	10	0.015	0.15
		Charge permanent G	G = 2.76 (kN/m ²)

3.6. Les charges de l'acrotère

Tableau 6 : Charges de l'acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (kN/ml)	Enduit ciment (kN/ml)	G	Q
0.069	0.069*25=1.725	0.015*1.22* 18 = 0.329	2.054	1

c. Prédimensionnement des poteux

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{sup} [KN]	N _{qs} [KN]	N _{long} [KN]	N _{pot} [KN]	N _{planc} [KN]	N _u [KN]	N _s [KN]	Br [cm ²]	a	choix	verification RPA	Verif flambement
3,06	haut 3 eme etage	6,98	1	36,956	22,680		0,000	446,532	506,168	370,397	335,471	20,316	30	22,223	24,735
3,06	haut 2 eme etage	12,49	3,5	73,913	45,360		7,776	903,918	1030,967	747,781	683,289	28,140	30	31,576	24,735
3,06	haut 1eme etage	18	5,75	110,869	68,040		15,552	1345,974	1540,435	1114,945	1020,947	33,952	30	38,556	24,735
3,06	haut RDC	23,51	7,75	147,825	90,720		23,328	1772,700	2034,573	1471,889	1348,444	38,721	45	44,300	16,490
2,5	haut Avant poteau	23,51	7,75	147,825	90,720	56,269	40,824	1772,700	2108,338	1526,529	1397,333	39,381	50	45,115	12,125
	haut semelle	23,51	7,75	147,825	90,720	56,269	57,699	1772,700	2125,213	1539,029	1408,517	39,530	50	45,299	

Conclusion

En conclusion partielle, ce chapitre a traité le prédimensionnement et la descente des charges pour un lycée R+3. Nous avons examiné les charges verticales (permanentes, d'exploitation, climatiques et accidentelles) ainsi que les charges horizontales (vent et séismes). Ces étapes cruciales permettent d'obtenir les dimensions et les sections initiales appropriées pour les éléments structuraux. Le respect des normes et méthodes de calcul adéquates garantit la stabilité et la sécurité du bâtiment. Le prochain chapitre portera sur la conception détaillée des éléments structuraux, en se basant sur les résultats du prédimensionnement des charges.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

1. Étude de l'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire en béton armé qui entoure les planchers terrasses. Il a pour but de garantir la sécurité des personnes contre les chutes et de prévenir l'écoulement de l'eau sur la façade. De plus, il est également utilisé comme point d'ancrage pour le matériel de maintenance des bâtiments.

Le calcul pour une bande linéaire de 1 mètre sera effectué en utilisant la méthode de flexion composée dans la section d'encastrement. Étant exposé aux intempéries, l'acrotère est vulnérable à la fissuration, ce qui peut avoir des conséquences préjudiciables. Par conséquent, le calcul sera effectué à la fois selon les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS).

1.1. Hypothèse de calcul

Une charge combinée de flexion s'applique à l'acrotère.

La fissuration est considérée comme un inconvénient pour l'acrotère.

Le calcul sera réalisé sur une section de l'acrotère d'un mètre linéaire.

1.2. Évaluation des charges

G (kN/ml)	Q(kN/ml)
2.054	1

Vérification (Séisme)

Selon l'article 6.2.3 du RPA99V2003, les éléments non-structuraux doivent être dimensionnés en fonction des forces horizontales, tels que décrits dans la formule ci-dessous :

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

- F_p : représente la force horizontale due au séisme.
- A : Le coefficient d'accélération de zone est obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA99 pour la zone sismique (zone IIb) et le groupe d'utilisation du bâtiment (groupe2).
- C_p : le facteur de force horizontale, qui varie entre 0,3 et 0,8 selon le tableau 6.1 du RPA99.
- W_p : est le poids de l'élément considéré.

$$\text{Dans notre cas : Zone II}_b \left\{ \begin{array}{l} A = 0.20 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 2.054 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.054 \Rightarrow F_p = 1.643 \text{ KN}$$

1.3. La surcharge d'exploitation

$$Q=1(\text{kN/ml})$$

ELU :

$$N_U = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 2.054$$

$$N_U = 2.773 \text{ kN}$$

$$M_U = 1,5 \times F_p \times L = 1,5 \times 1.643 \times 0,6$$

$$M_U = 1,478 \text{ kN}$$

ELS :

$$N_S = W_p = 2,054 \text{ kN}$$

$$M_S = F_p \times L = 1.643 \times 0,6$$

$$M_S = 0,985 \text{ kN}$$

1.4. Calcul de l'excentricité

ELU

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,478}{2,773} = 0,532 \text{ cm}$$

$$e = 0,32\text{m} > \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016\text{m} , \text{ la section est partiellement comprimée.}$$

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2773 \left(0,532 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right)$$

$$M_1 = 1558,42 \text{ daN.m} = 1,558 \text{ Kn.m}$$

1.5. Détermination du ferrailage

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{15584}{100 \times 9 \times 14.17} = 0,13 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,13)} \right)$$

$$\alpha = 0,17$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,17$$

$$\beta = 0,932$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 10 - \frac{10}{10}$$

$$d = 9 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15584,2}{0,932 \times 9 \times 348}$$

$$A_1 = 5,33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 5,33 - \frac{2773}{348 \times 100}$$

$$A_s = 5,25 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$e = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,087 \text{ cm}^2$$

$A > A_{\min}$ condition vérifiée

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Choix armature

$$A = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

ELS

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,985}{2,054} = 0,480$$

$$e = 0,48 > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03$$

La section est partiellement comprimée Le point d'application de l'effort normal de compression

N_{ser} se trouve en dehors de la section

La section est partiellement comprimée.

Vérification des contraintes ELS :

Vérification des contraintes dans l'acier :

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

Avec : FeE400 $\eta = 1,6$

$$: \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min (266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

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

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Les armatures calculées en E.L.U sont maintenues

Vérification des contraintes de cisaillement

$$T_u^{max} = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \times 1,643 = 2,464 \text{ kN}$$

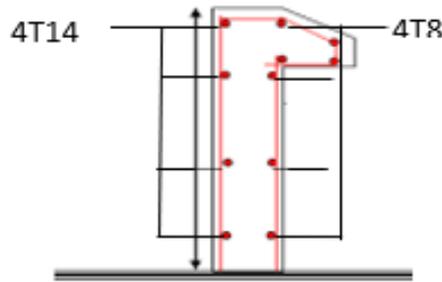
$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{2464}{100 \times 9 \times 100} = 0,027 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,027 < \bar{\tau}_u = 1,25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \rightarrow \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires



2. Étude des planchers :

2.1. Planchers à corps creux :

Les planchers sont des éléments horizontaux plats qui assurent la séparation entre les différents niveaux d'un bâtiment, et qui sont également porteurs. Leur rôle est de :

Transmettre les charges aux éléments porteurs.

Assurer l'isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Dans notre projet, il y a deux types de planchers :

Des planchers en corps creux, composés de poutrelles porteuses et d'éléments de remplissage de dimensions $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$, le tout recouvert d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

La dalle de compression est renforcée par un quadrillage d'armatures (treillis soudés), qui ont pour objectif de :

Réduire les risques de fissures liées au retrait.

Supporter les charges concentrées sur des surfaces restreintes.

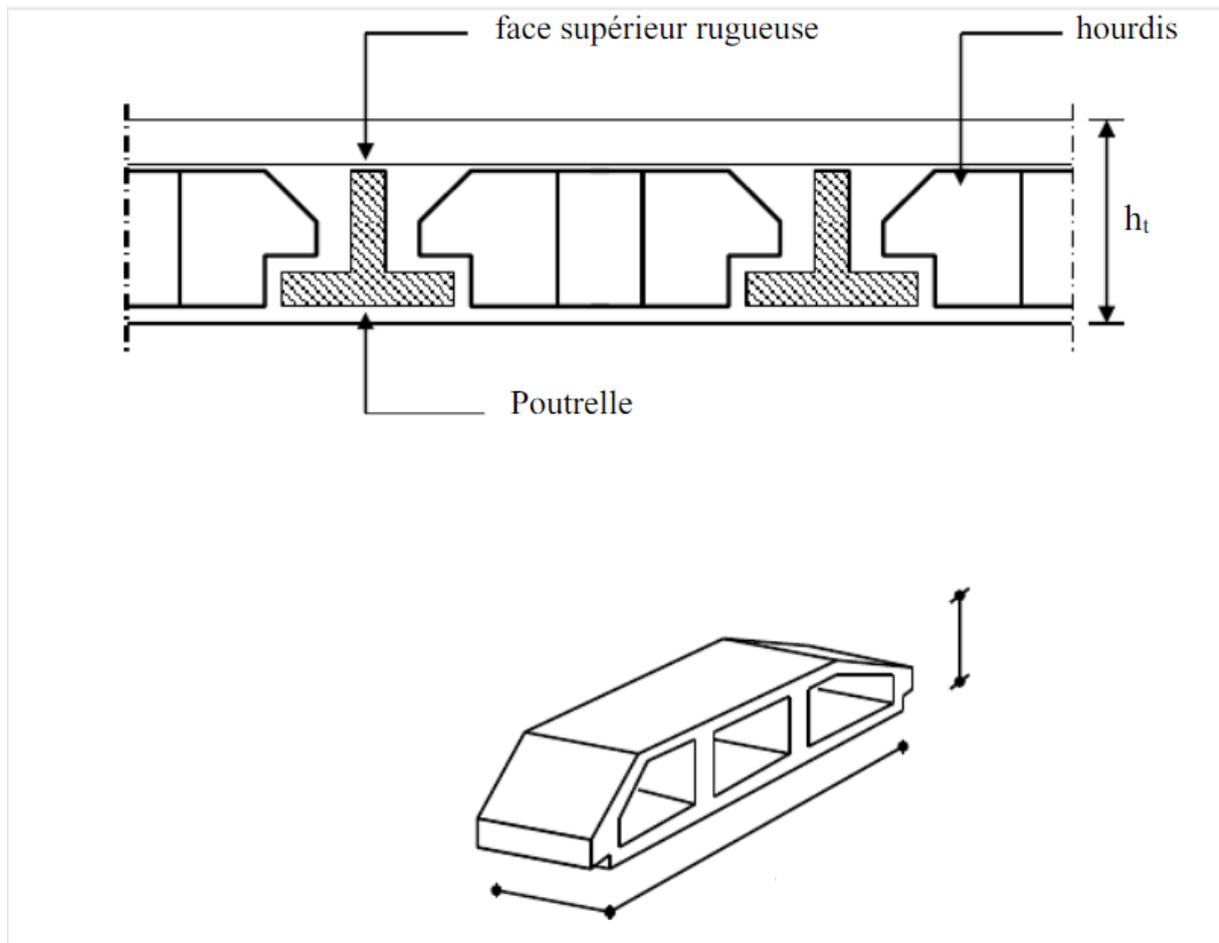


Figure 14 : Schéma plancher corps creux

3. Étude des poutrelles :

Les poutrelles en béton armé en forme de T sont utilisées pour transférer les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

CHARGES, SURCHARGES ET COMBINAISON DE CHARGES :

$$ELU = q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$ELS = q_{ser} = (G + Q) \times 0.65$$

Tableau 7 : Charges & surcharges des poutrelles

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q_u (kN/m ²)	q_{ser} (kN/m ²)	$0.65q_u$ (kN/m)	$0.65q_{ser}$ (kN/m)
Terrasse inaccessible	6.980	1	10.90	7.96	7.09	5.18
Étage courant	5.510	2.5	11.18	8	7.27	5.20

Le cas le plus critique (défavorable) correspond à un Etage courant :

$$q_u = 7.27 \text{ Kn/m}$$

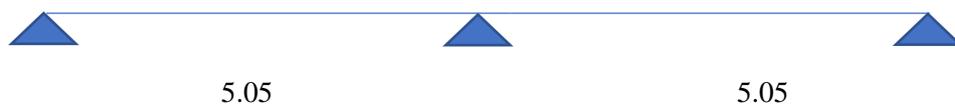
$$q_{ser} = 5.20 \text{ Kn/m}$$

On travaillera donc avec : $G = 5.510 \text{ KN/m}$ et $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

3.1. Différents types de poutrelles

Type 1

2 travées



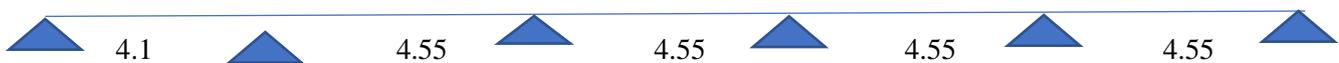
Type 2

4 travées



Type 3

5 travées



Type 4

6 travées



Choix de la méthode de calcul

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

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

La méthode forfaitaire

Pour que cette méthode soit applicable, il est nécessaire que les quatre hypothèses suivantes soient vérifiées :

- 1) $Q \leq \max (2G ; 5KN/m^2)$
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales doivent être identiques dans toutes les travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit respecter la condition suivante

$$\begin{cases} 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25 \end{cases}$$

- 4) Si l'une des conditions n'est pas satisfaite, ce qui rend la fissuration peu préjudiciable, la méthode forfaitaire ne peut pas être utilisée. Dans ce cas, la méthode de Caquot est appliquée.

L'application de la méthode forfaitaire

$$\begin{cases} Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 5.51 = 11.02 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ 2) \text{ Les moments d'inerties sont les mêmes} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ 3) \text{ Les portées ont un rapport compris entre 0.8 et 1.25} \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \end{cases}$$

Voici l'exposition de la méthode forfaitaire

Soit une poutre continue soumise à une charge q

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

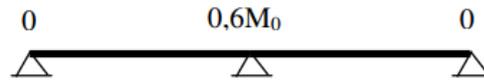
Moments aux appuis

Aux appuis de rive, les moments sont nuls, mais on place des armatures (barres d'acier de fissuration) afin d'équilibrer un moment égal à $(-0.15 \times M_0)$

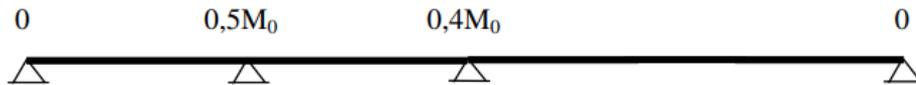
Appuis intermédiaires

- Poutres à deux travées

Les moments sont de l'ordre de $(-0,6 \times M_0)$



- Poutres à plus de deux travées



Ces moments sont de l'ordre de : $(-0,5 \times M_0)$: Pour les appuis voisins de l'appui de rive.

$(-0,4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que M_0 : Le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.

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

• Moment en Travées

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

• Effort tranchant

$$\begin{cases} V_e = 2 \cdot \frac{M_e + M_t}{b} \\ V_w = -2 \cdot \frac{M_w + M_t}{a} \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} b = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \\ a = L - b \end{cases}$$

ELU

Le calcul des armatures est réalisé en considérant le moment le plus défavorable dans chaque travée, en traitant la poutre comme une section en T soumise à une flexion simple :

Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

: $\alpha = \frac{2,5 \cdot 0,6}{2,5 \cdot 0,6 + 5,51 \cdot 0,6}$

$$\alpha = 0,31$$

$$K = \frac{1,35G+1,5Q}{Q+G}$$

$$K = 1,39$$

$$M_t = (M_w + M_e)/2 \geq \max(1 + 0,3\alpha) M_0; (1,05M_0)$$

$$M_t = 13,84 \text{ Kg.m}$$

$$M_{01} = M_{02} = 21,40 \text{ Kg.m}$$

En Appui

$$M_a = 12,84 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{12840}{12 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0.232$$

$\mu = 0,232 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow Donc les armatures comprimées A' n'existe pas

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,334$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,866$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12840}{0,866 \cdot 21,6 \cdot 348} = 1,97 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 21,6 \cdot \frac{2,1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(2.36 \text{ cm}^2; 0.31 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1.97 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

En Travée

$$M_t = 13,84 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{13840}{60 \cdot 21,6^2 \cdot 14,2} = 0.034$$

$\mu = 0,046 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow Donc les armatures comprimées A' n'existe pas

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,043$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13840}{0,976 \cdot 21,6 \cdot 348} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (1,88 \text{ cm}^2; 0,26 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,88 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

ELS**En Appui**

$$M_a = 9,19 \text{ kN.m}$$

$$\alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } y = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{12840}{9190} = 1,40$$

$$\alpha = 0,28 \leq \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul des armatures transversales :

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

$$T_u \text{ max} = 16950 \text{ N}$$

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 \Rightarrow a = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_u \text{ max} = 16950 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

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

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_{\text{inf}} = 2,36 \geq \frac{1,15}{400} \left(16950 + \frac{9190}{0,9 \times 18} \right) 10^{-2} = 1,18 \text{ (Condition vérifiée)}$$

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

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 \times d} = \frac{16950}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,78 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\tau_u = \min [0,2 \times f_{c28} \gamma_b ; 5 \text{ MPa}] = 3,34 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,78 \text{ MPa} < \tau_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la moyenne

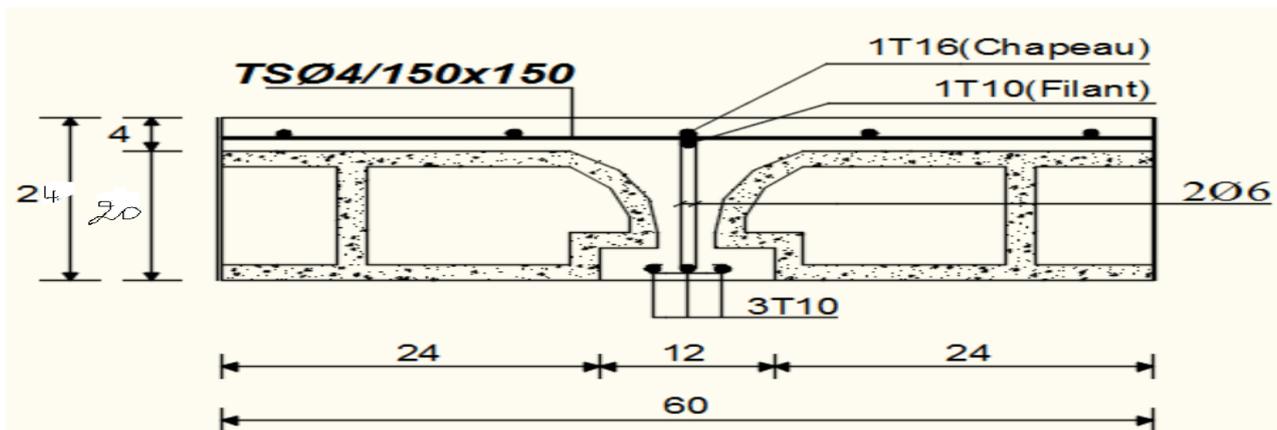
Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \text{ min}} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{24}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right) = 0,68 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 2\phi_6 \quad A_t = 0,56 \text{ cm}^2$



Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta t_1} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$k = 1$ (flexion simple)

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

Donc :

$$\delta t_1 \leq \frac{A_t \times 0,80}{f_e b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = 0,56 \times 0,80 \frac{0,56 \times 0,80}{235 \times 12 \times (0,82 - 0,3 \times 2,1)} = 46,17 \text{ cm}$$

$$\delta t_2 \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta t_3 \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,91 \text{ cm}$$

$\delta t \leq \min(\delta t_1 ; \delta t_2 ; \delta t_3) = 16,2 \text{ cm}$ Donc : On adopte $\delta t = 15 \text{ cm}$.

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{7,30} = 0,032 < 0,063 \text{ Avec } l = 7,30 \text{ m (la plus grande portée) (Condition non vérifiée).}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t}{M_0} \right) = 0,043 < \frac{1}{10} \times \left(\frac{13840}{21400} \right) = 0,065 \text{ (Condition vérifiée).}$$

$$M_{0s} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{7,30^2 \times 4872}{8} = 12886,44 \text{ N.m}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{60 \times 18} = 0,0021 \leq 4,2 f_e = 0,011 \text{ (Condition vérifiée).}$$

Conclusion :

Une des trois conditions n'est pas vérifiée \Rightarrow Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f_{tmax}$

f_{gv} , f_{gi} : Les flèches dus à la charge g ;

f_{ji} : La flèche dus à la charge j ;

f_{pi} : La flèche dus a la charge totale p ;

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 551 = 330,6 \text{ daN/ml ;}$$

$j = g$: charge permanente avant mise en place des cloisons,

$j = g = 330,6 \text{ daN/ml}$ (Plancher errasse) et

p : charge totale ; $p = (G + Q) \times 0,6 = (551 + 100) \times 0,6 = 420,6 \text{ daN/m}$

$$q_{sj} = q_{sg} = \left[\frac{2}{3} \times 551 \right] \times 0,6 = 220,4 \text{ daN/ml}$$

$$q_{sp} = \left[\left(\frac{2}{3} \times 551 \right) + 100 \right] \times 0,6 = 467,3 \text{ daN/ml}$$

Appuis intermédiaires (2) :

$$M_{2j} = \frac{-0,6 \times q_{sj} \times l^2}{8} = \frac{-0,6 \times 220,4 \times 7,3^2}{8} = -820,88 \text{ daN.m}$$

$$M_{2p} = \frac{-0,6 \times q_{sp} \times l^2}{8} = \frac{-0,6 \times 467,3 \times 7,3^2}{8} = -1867,68 \text{ daN.m}$$

Appuis de rive (3) :

$$M_{2j} = \frac{-0,2 \times q_{sj} \times l^2}{8} = \frac{-0,2 \times 220,4 \times 7,3^2}{8} = -293,62 \text{ daN.m}$$

$$M_{2p} = \frac{-0,2 \times q_{sp} \times l^2}{8} = \frac{-0,2 \times 467,3 \times 7,3^2}{8} = -622,56 \text{ daN.m}$$

Moment fléchissant en travée :

$$M_{2j} = \frac{-0,65 \times q_{sj} \times l^2}{8} = \frac{-0,65 \times 220,4 \times 7,3^2}{8} = -954,29 \text{ daN.m}$$

$$M_{2p} = \frac{-0,65 \times q_{sp} \times l^2}{8} = \frac{-0,65 \times 467,3 \times 7,3^2}{8} = -200,47 \text{ daN.m}$$

Calcul du module de déformation longitudinale :

Module de déformation longitudinale instantanée : $E_i = 11000 \times \sqrt{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale différée : $E_v = 3700 \times \sqrt{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$

Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis

Armature	Longitudinale	Transversale
En Travée	3 HA10	2 Ø6
En Appui	1 HA16	2 Ø6

4. Etudes des escaliers**Types 1****4.1.Détermination des efforts****Le palier**

$G = 5.23 \text{ Kn/m}^2$	$Q = 4 \text{ Kn/m}^2$
---------------------------	------------------------

Le paillasse

$G = 7.65 \text{ Kn/m}^2$	$Q = 4 \text{ Kn/m}^2$
---------------------------	------------------------

Combinaison des charges**ELU****Palier**

$$Q_{u1} = 1,35 \times 5,23 + 1,5 \times 4 = 13,06 \text{ kN/m}$$

Paillasse :

$$Q_{u2} = 1,35 \times 7,65 + 1,5 \times 4 = 16,32 \text{ kN/m}$$

ELS**Palier**

$$Q_{s1} = 5,23 + 4 = 9,23 \text{ kN/m}$$

Paillasse

$$Q_{s2} = 7,65 + 4 = 11,65 \text{ kN/m}$$

Schéma statique**ELU**

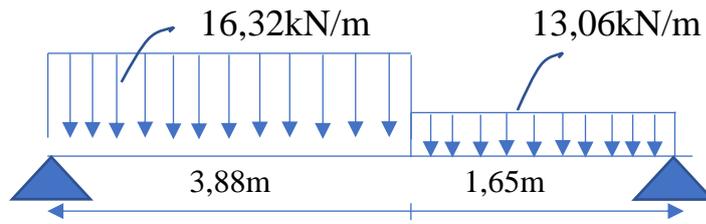


Figure 15 : schéma statique d'p ELU

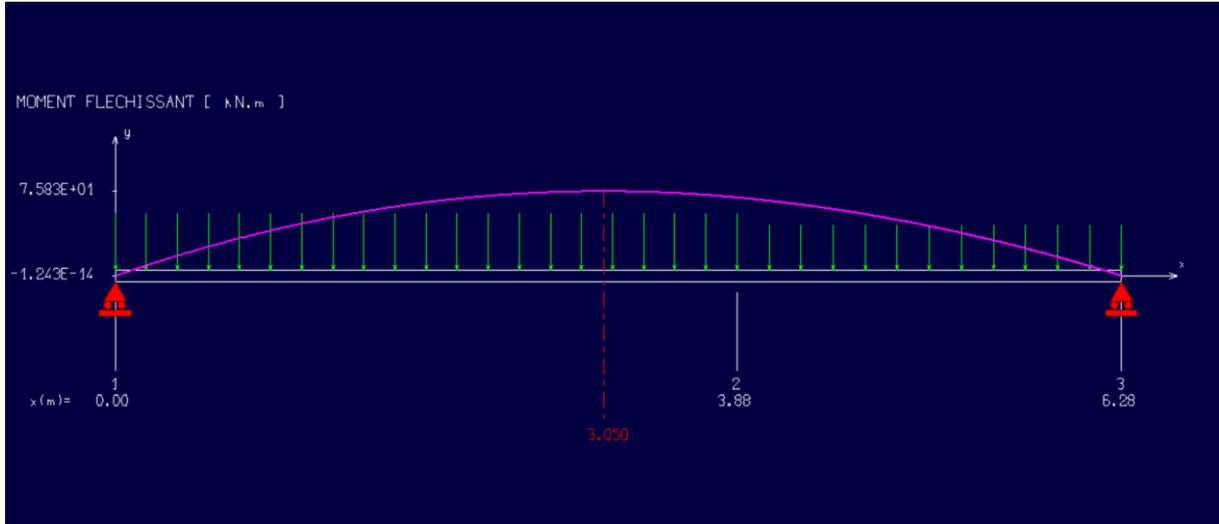


Figure 16 : diagramme du moment fléchissant

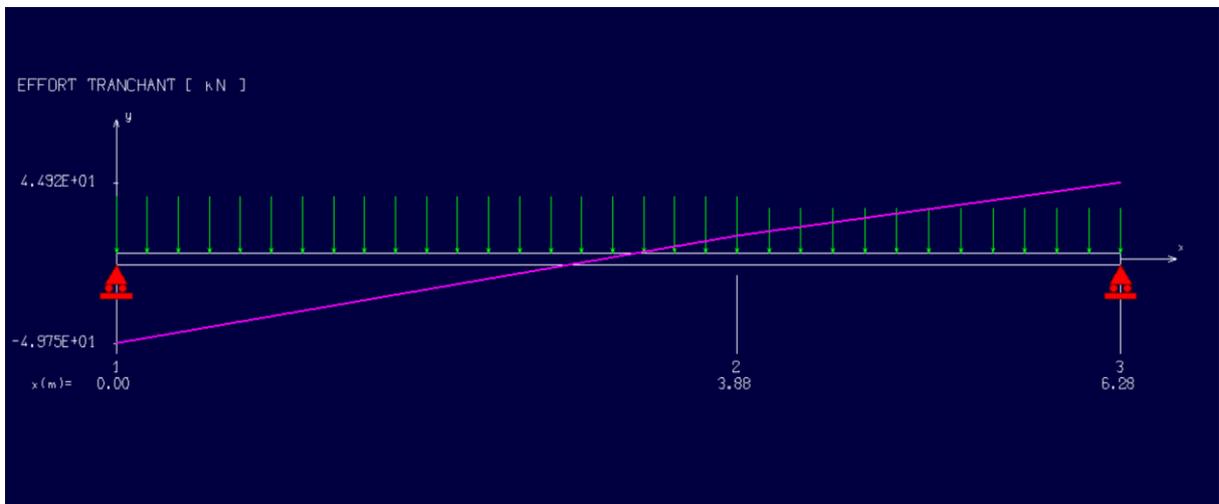


Figure 17 : diagramme de l'effort tranchant

➤ ELS :

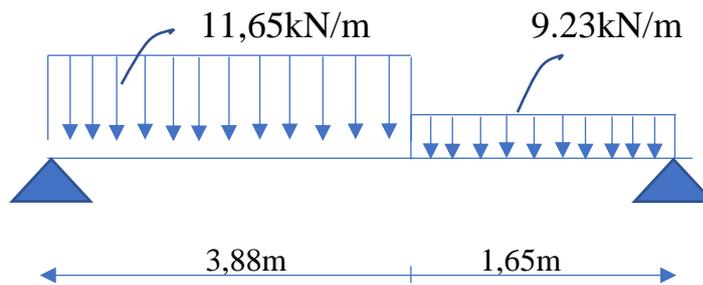


Figure 18 : schéma statique d'escalier ELS

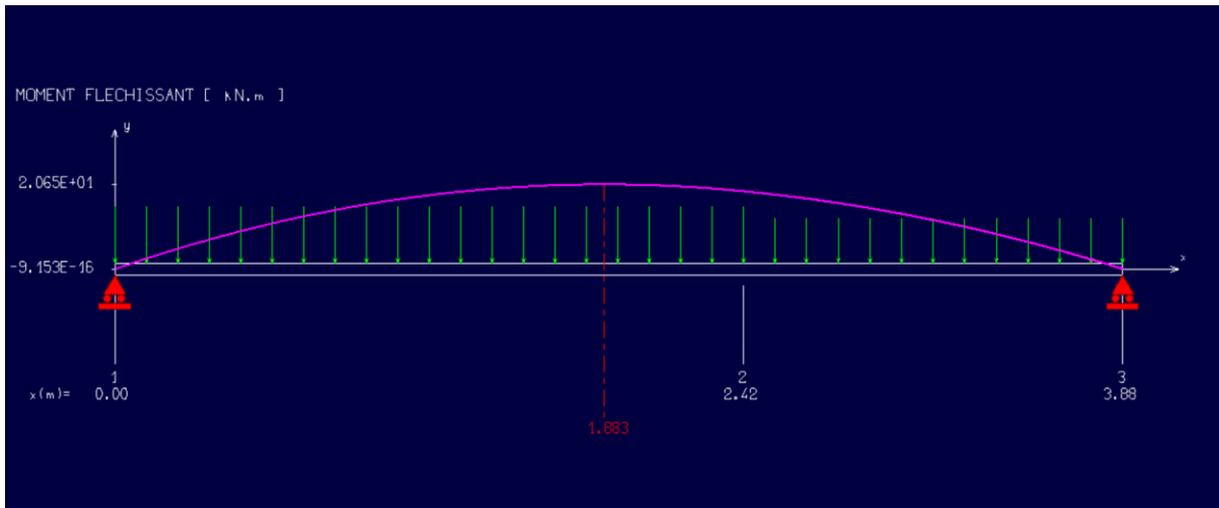


Figure 19 : diagramme du moment fléchissant

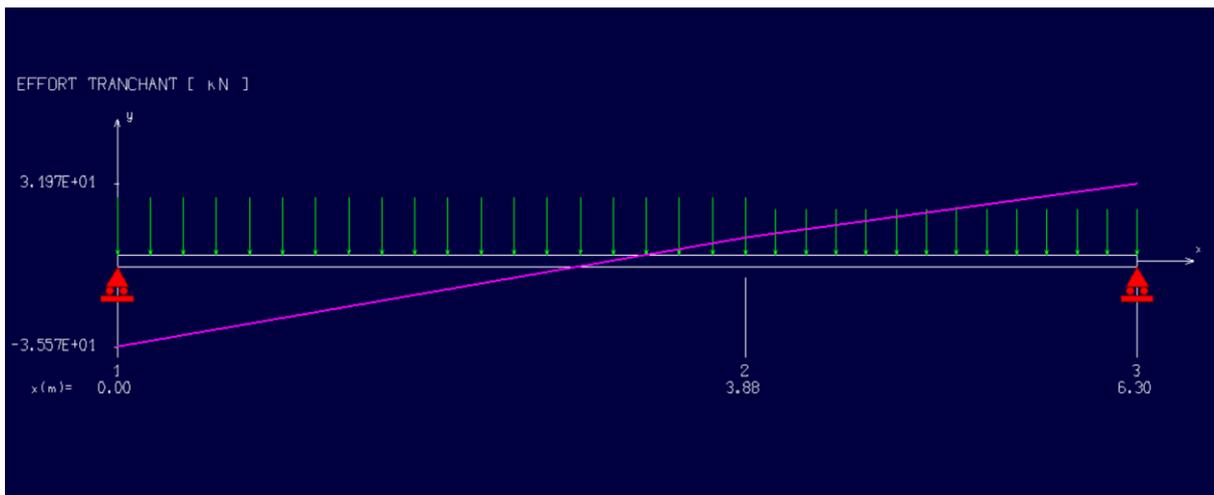


Figure 20 : diagramme de l'effort tranchant

	Moment Kn.m	Effort tranchant Kn
ELU	60,19	44,32
ELS	42,90	31,62

ELU

$$M_{\text{appui}} = -0,2 \cdot M_{\text{max}} = -0,2 \times 60,19 = -12,03 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\text{trav}} = 0,8 \cdot M_{\text{max}} = 0,8 \times 60,19 = 48,15 \text{ Kn.m}$$

ELS :

$$M_{\text{appui}} = -0,2 \cdot M_{\text{max}} = -0,2 \times 42,90 = -8,18 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\text{trav}} = 0,8 \cdot M_{\text{max}} = 0,8 \times 31,62 = 25,29 \text{ Kn.m}$$

4.2.Détermination du ferrailage :**En travée :**

Mu = 48,15 kN.m

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{0,04815}{1 \times 0,135 \times 14,17} = 0,186 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,186)})$$

$$\alpha = 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,11$$

$$\beta = 0,89$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 15 - \frac{15}{10}$$

$$d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{48150}{0,89 \times 13,5 \times 348}$$

$$A = 11,51 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A = 8T14 = 12,32 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$e = \frac{100}{8} = 15 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature

$$A = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

En Appui : $M_u = 12,03 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{0,01203}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,046 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,046)})$$

$$\alpha = 1,19$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 1,19$$

$$\beta = 0,52$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 15 - \frac{15}{10}$$

$$d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,03 \times 10^3}{0,52 \times 13,5 \times 348}$$

$$A = 4,92 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A = 7T10 = 5,50 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$e = \frac{100}{7} = 15 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Choix armature

$$A = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Vérification de la condition non fragilité**En travée**

$$A_u = 11,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

→ La condition est vérifiée

En appui

$$A_u = 4,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

→ La condition est vérifiée

4.3.Vérification des contraintes ELS**En travée****Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre

$$b \cdot y^2 + 30(A+A') y - 30(dA + d'A')$$

$$1. y^2 + 30(12,32 \times 10^{-4}) y - 30[(0,135 \times 12,32 \cdot 10^{-4})]$$

$$Y = 0,05$$

Le moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + n \cdot [As (d - y)^2 + AS' (d' - y)^2]$$

$$I = \frac{100}{3} \cdot (5)^3 + 15 \cdot [12,32 (13,5 - 5)^2]$$

$$I = 17518,46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{25,29 \times 10^{-3}}{17518,46 \times 10^{-8}} = 144,36 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_b = k \cdot y = 0,05 \times 144,36$$

$$\sigma_b = 7,218 \text{ MPa}$$

$$7,218 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow pas de vérification pour σ_s et on a $\sigma < \sigma_b$

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS

En Appui**Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre :

$$b \cdot y^2 + 30(A+A') y - 30(dA + d'A')$$

$$1. y^2 + 30(12,32 \times 10^{-4}) y - 30[(0,135 \times 12,32 \cdot 10^{-4})]$$

$$Y = 0,05$$

Le moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + n \cdot [As (d - y)^2 + AS' (d' - y)^2]$$

$$I = \frac{100}{3} \cdot (5)^3 + 15 \cdot [12,32 (13,5 - 5)^2]$$

$$I = 17518,46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6,20 \times 10^{-3}}{17518,46 \times 10^{-8}} = 84,65 \text{ kN/m}^3$$

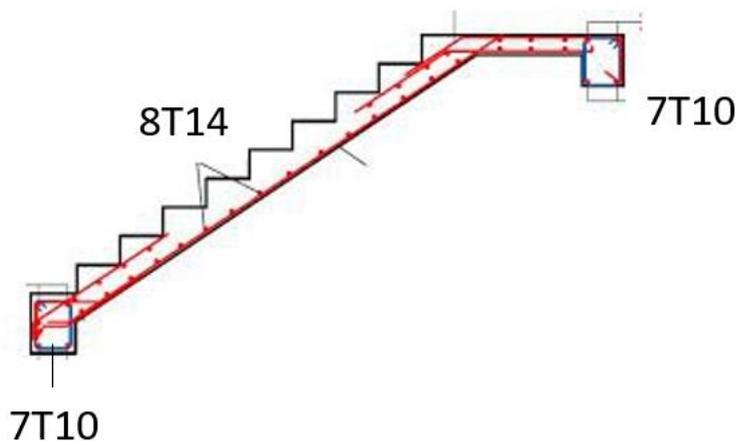
$$\sigma_b = k \cdot y = 0,034 \times 84,65$$

$$\sigma_b = 2,88 \text{ MPa}$$

2,88 MPa < $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Fissuration peu nuisible \Rightarrow pas de vérification pour σ_s et on a $\sigma < \sigma_b$

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS



Poutre palière :

Prédimensionnement : La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

Critère de flèche :

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

Avec :

L : Longueur de la poutre ;

h : Hauteur totale de la poutre et

b : Largeur de la poutre.

∞ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- $b \geq 20\text{cm}$

- $h \geq 30\text{cm}$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$$

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10}$$

$$26,6 \leq h \leq 40$$

$$h = 40 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}$$

la section de la poutre palier est de dimension $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Evaluation des charges :

Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée :

$$g_p = b \times h \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$g_p = 0,4 \times 0,3 \times 25 \longrightarrow g_p = 300 \text{ daN/ML}$$

Calcul de la charge due au poids du mur :

$$g'_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times \frac{h_e}{2}$$

$$\text{Épaisseur du mur : } e_p = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_{\text{mur}} = 90 + 130 + 2 \times 1,5 \times 18 = 274 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Hauteur libre d'étage : } h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66 \text{ m} \Rightarrow g'_{\text{mur}} = 274 \times \frac{2,66}{2} = 364,42 \text{ daN/ML}$$

Réaction de la volée et du palier :

$$R_B = 2612 \text{ daN/mL}$$

- Combinaisons fondamentales :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1,35(gp + g'mur) + R_B$$

$$q_{ser} = 1,35(300 + 357,57) + 2612$$

$$q_u = 3499,71 \text{ daN/mL}$$

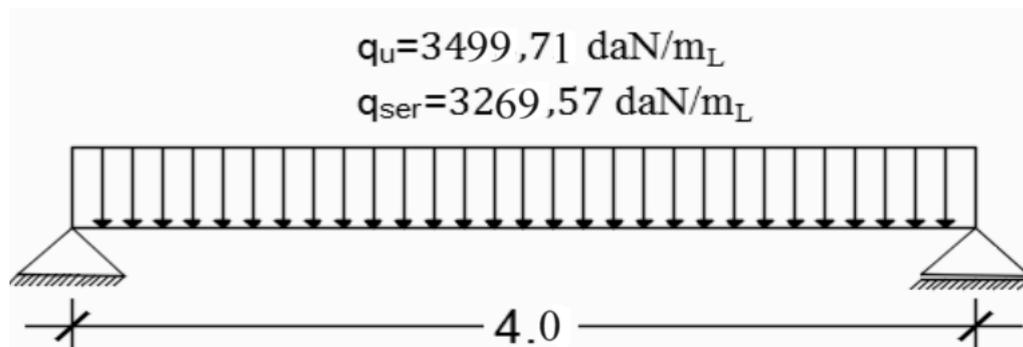
Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_{ser} = (gp + g'mur) + R_B$$

$$q_{ser} = (300 + 357,57) + 2612$$

$$q_{ser} = 3269,57 \text{ daN/mL}$$

• Schéma statique :



Calcul du moment fléchissant maximum :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_{0u} = 6999,42 \text{ daN. M}$$

En travée :

$$M_{1u} = 5999,54 \text{ daN. M}$$

En appuis :

$$M_{au} = 1399,88 \text{ daN. M}$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{0ser} = 6539,14 \text{ daN. M}$$

En travée :

$$M_{1ser} = 5231,31 \text{ daN. M}$$

En appuis :

$$M_{a\text{ ser}} = 1307,82 \text{ daN. M}$$

Calcul du ferrailage :**En travée :****Etat limite ultime (E L U) :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{59995,4}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,010 < 0,392 \text{ (Acier FeE400) A' n'existe pas}$$

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

$$\alpha = 0,012$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,012$$

$$\beta = 0,99$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{59995,4}{348 \times 0,935 \times 36}$$

$$A = 4,83 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\alpha \leq \frac{y - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } y = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{1399,88}{1307,82} = 1,07$$

$$\alpha = 0,01 \leq \frac{1,07 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En appuis :

Etat limite ultime (E L U) :

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{13998,8}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,025 < 0,392 \text{ (Acier FeE400) } A' \text{ n'existe pas}$$

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

$$\alpha = 0,031$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,031$$

$$\beta = 0,98$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13998,8}{348 \times 0,935 \times 36}$$

$$A = 5,75 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A = 6T12 = 5,79 \text{ cm}^2$$

Espacement

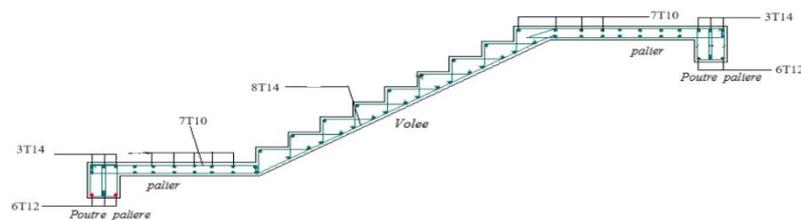
$$e = \frac{100}{6} = 17 \text{ cm}$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\alpha \leq \frac{y - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } y = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{5999,54}{5231,31} = 1,14$$

$$\alpha = 0,031 \leq \frac{1,14 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,32 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$



Types 2

Le palier :

$G = 6,23 \text{ Kn/m}^2$	$Q = 4 \text{ Kn/m}^2$
---------------------------	------------------------

Combinaison des charges

ELU

Palier

$$q_{u1} = 1,35 \times 6,23 + 1,5 \times 4 = 14,41 \text{ kN/m}$$

ELS

$$q_{s1} = 6,23 + 4 = 10,23 \text{ kN/m}$$

Schéma statique

ELU

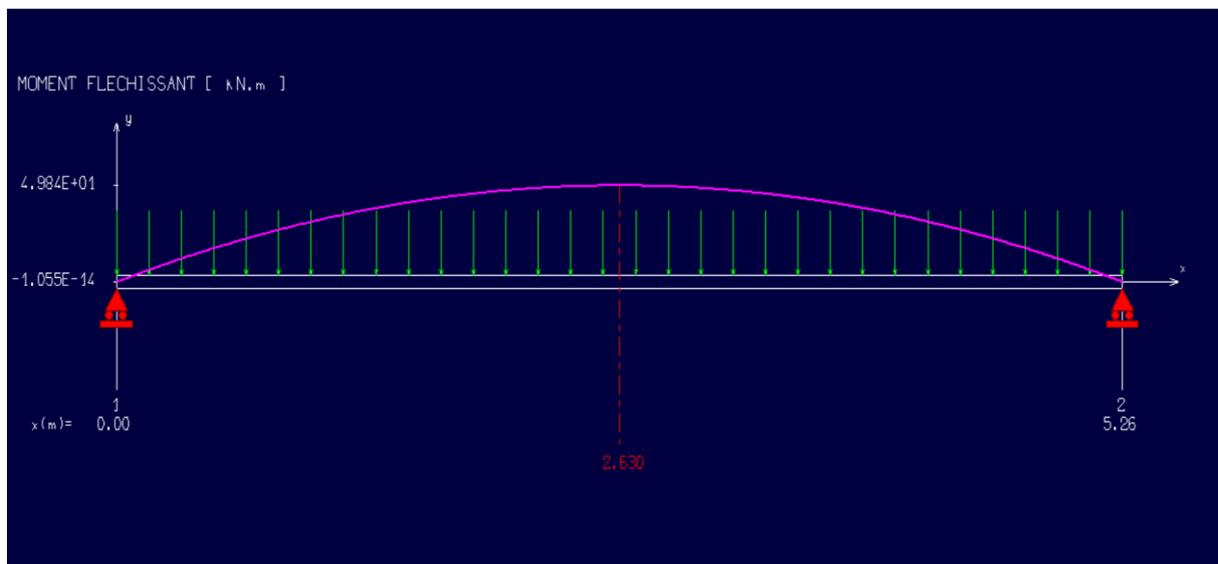
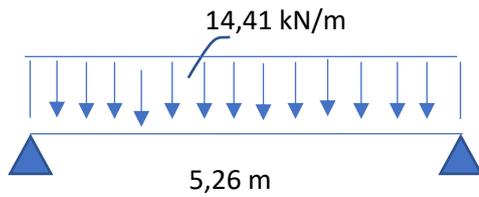


Figure 22 : diagramme du moment fléchissant

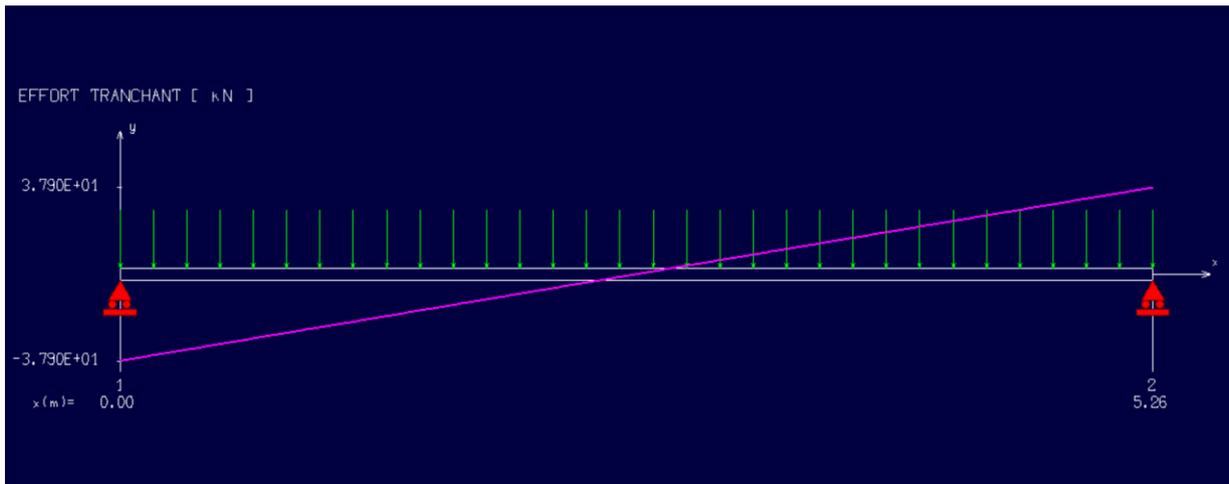


Figure 23 : diagramme de l'effort tranchant

ELS

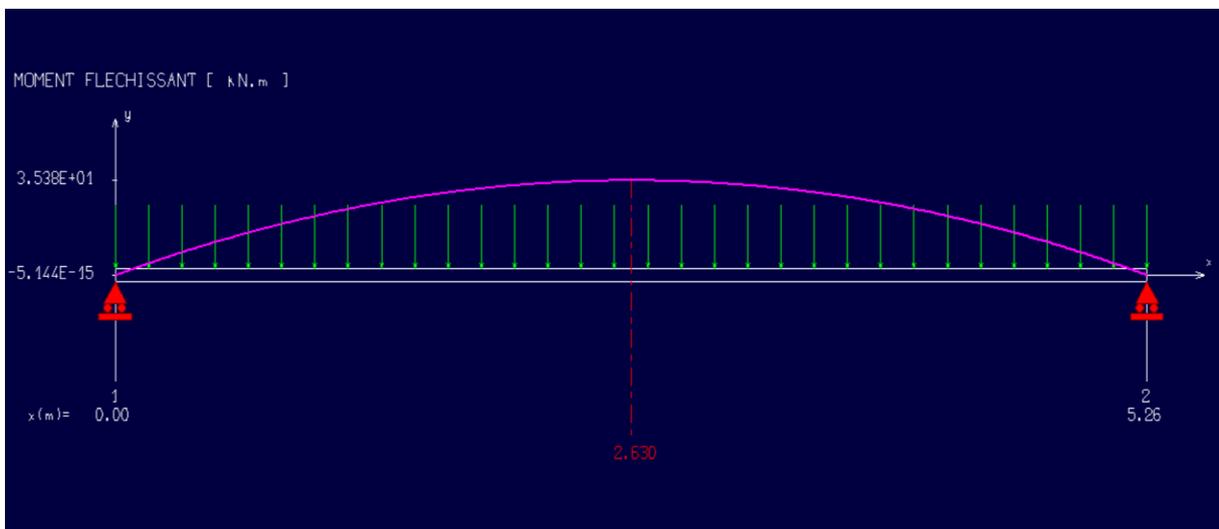
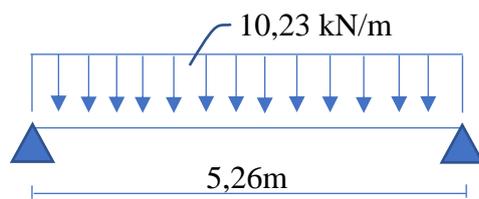


Figure 25 : diagramme du moment fléchissant

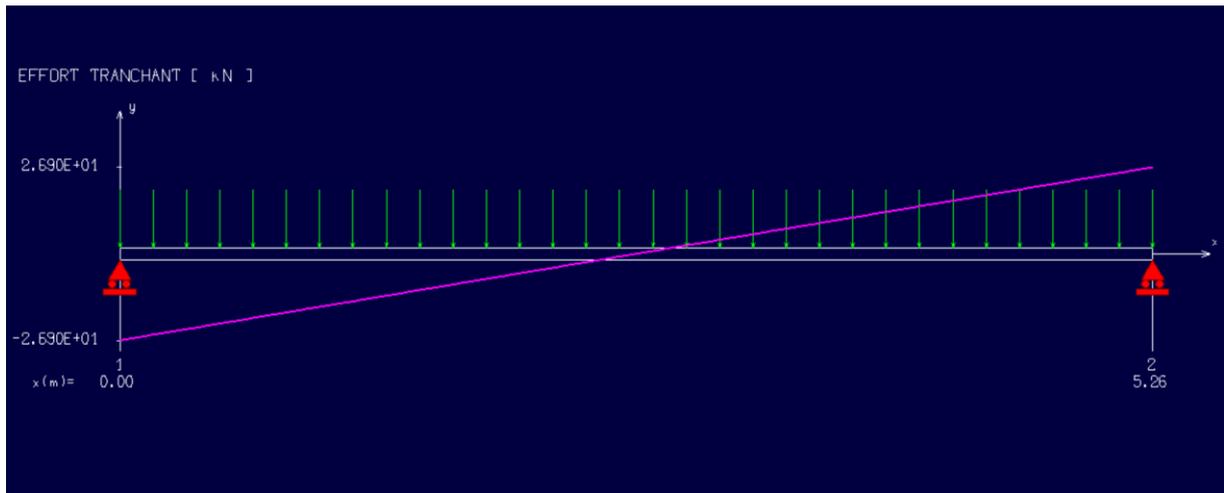


Figure 26 : diagramme de l'effort tranchant

	Moment Kn.m	Effort tranchant Kn
ELU	29,84	37,90
ELS	35,38	26,90

ELU

$$M_{appui} = -0,3. M_{max} = - 0,3 \times 29,84 = -8,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{trav} = 0,85. M_{max} = 0,85 \times 29,84 = 25,36 \text{ kN.m}$$

ELS

$$M_{appui} = -0,3. M_{max} = - 0,3 \times 35,38 = -10,61 \text{ kN.m}$$

$$M_{trav} = 0,85. M_{max} = 0,85 \times 35,38 = 30,07 \text{ kN.m}$$

4.4.Détermination du ferrailage

En travée : $M_u = 25,36 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{0,02536}{1 \times 0,135 \times 14,17} = 0,013 > 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,013)})$$

$$\alpha = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,11$$

$$\beta = 0,99$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 15 - \frac{15}{10}$$

$$d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25360}{0,99 \times 13,5 \times 348}$$

$$A = 5,45 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Choix armature

$$A = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

En Appui :**Mu = 8,95 kN.m**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{0,00895}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,034 > 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,034)})$$

$$\alpha = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,043$$

$$\beta = 0,982$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 15 - \frac{15}{10}$$

$$d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,95 \times 10^3}{0,982 \times 13,5 \times 348}$$

$$A = 1,93 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Choix armature

$$A = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Vérification de la condition non fragilité**En travée**

$$A_u = 5,95 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,63 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

→ La condition est vérifiée

En appui

$$A_u = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

→ La condition est vérifiée

4.5. Vérification des contraintes ELS

En travée

Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre

$$b \cdot y^2 + 30(A + A') y - 30(dA + d'A')$$

$$1. y^2 + 30(5,95 \times 10^{-4}) y - 30[(0,135 \times 5,95 \cdot 10^{-4})]$$

$$Y = 0,04$$

Le moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + n \cdot [A_s (d - y)^2 + A_s' (d' - y)^2]$$

$$I = \frac{100}{3} \cdot (4)^3 + 15 \cdot [5,95 (13,5 - 4)^2]$$

$$I = 6573,63 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{30,07 \times 10^{-3}}{6573,63 \times 10^{-8}} = 266,98 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_b = k \cdot y = 0,04 \times 266,98$$

$$\sigma_b = 10,68 \text{ MPa}$$

$$10,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow pas de vérification pour σ_s et on a $\sigma < \sigma_b$

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS

En Appuie**Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre

$$b \cdot y^2 + 30(A+A') y - 30(dA + d'A')$$

$$1. y^2 + 30(3,93 \times 10^{-4}) y - 30[(0,135 \times 3,93 \cdot 10^{-4})]$$

$$Y = 0,034$$

Le moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + n \cdot [A_s (d - y)^2 + A_s' (d' - y)^2]$$

$$I = \frac{100}{3} \cdot (3,4)^3 + 15 \cdot [3,28 (13,5 - 4)^2]$$

$$I = 7323,62 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6,20 \times 10^{-3}}{7323,62 \times 10^{-8}} = 84,65 \text{ kN/m}^3$$

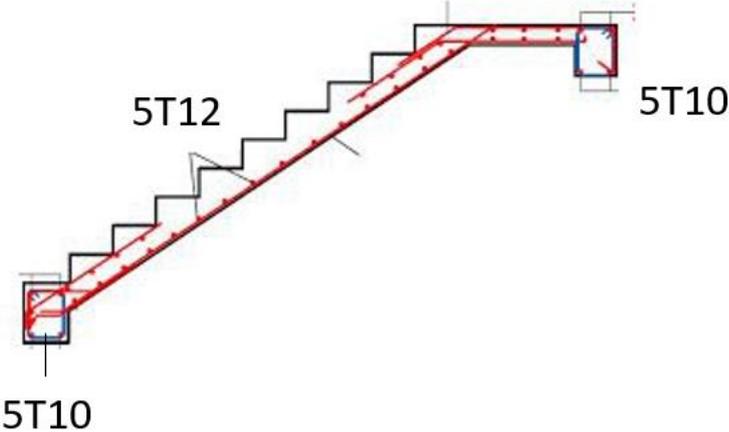
$$\sigma_b = k \cdot y = 0,034 \times 84,65$$

$$\sigma_b = 2,88 \text{ MPa}$$

$$2,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow pas de vérification pour σ_s et on a $\sigma < \sigma_b$

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS



Chapitre IV : Étude dynamique

1. Introduction :

Une secousse sismique est provoquée par la libération soudaine d'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre, entraînant des vibrations du sol. Les effets néfastes du séisme sur les structures sont dangereux pour la vie humaine. Ainsi, la protection contre les séismes repose sur la conception et la construction d'ouvrages capables de résister à ce phénomène. Pour ce faire, il est nécessaire d'évaluer les charges sismiques qui agissent à chaque niveau de la structure et dans toutes les directions.

2. Étude dynamique

2.1 Objectif de cette étude

L'objectif initial de l'analyse dynamique d'une structure est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres non amorties (VLNA). Cela nous permet ensuite de calculer les efforts et les déplacements maximums dus à un séisme.

Étudier la dynamique d'une structure telle qu'elle est présentée initialement est souvent très complexe. C'est pourquoi il est courant de recourir à des modélisations qui simplifient suffisamment le problème pour qu'il puisse être analysé de manière plus aisée.

2.3 Présentation du Logiciel Robot structural Analysis

Robot Structural Analysis est un logiciel de calcul et d'analyse de structures développé par Autodesk. Il offre des fonctionnalités avancées pour la modélisation, la simulation et l'analyse de divers types de structures, y compris les bâtiments, les ponts, les structures industrielles et les structures en béton armé.

Ce logiciel permet aux ingénieurs et aux concepteurs de réaliser des études de résistance, de stabilité et de réponse dynamique des structures. Il prend en charge la modélisation paramétrique, ce qui facilite la création et la modification de modèles complexes. Il permet également d'apporter des modèles à partir de logiciels de CAO courants tels que AutoCAD et Revit.

Robot Structural Analysis propose une large gamme d'options de chargement, y compris les charges statiques, de vent, sismiques et de température. Il permet d'effectuer des analyses linéaires et non linéaires, ainsi que des analyses de stabilité pour évaluer le comportement des structures sous différentes conditions.

Le logiciel offre également des fonctionnalités avancées pour la conception et l'optimisation des structures. Il fournit des outils de vérification des sections et des armatures, permettant de

s'assurer que les éléments structuraux sont conformes aux normes de conception. De plus, il génère des rapports détaillés et des diagrammes pour faciliter la communication des résultats d'analyse.

En résumé, Robot Structural Analysis est un puissant outil d'analyse structurelle qui aide les ingénieurs à modéliser, simuler et analyser les performances des structures dans le but d'assurer leur sécurité et leur efficacité.

2.4 La modélisation de notre structure

Une structure se compose de poutres flexibles reliées par des nœuds et soutenues par une fondation rigide. Cependant, il est important de souligner que ce modèle est une simplification mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure, y compris sa période et ses modes propres, nécessite le choix d'un modèle dynamique approprié qui reflète le plus fidèlement possible la nature du système réel.

Dans le cadre de notre calcul, nous avons adopté un modèle dynamique qui consiste en une console verticale fixée à sa base. Les masses sont considérées comme concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau de la structure.

2.5 La modélisation de la structure

Nous avons suivi les étapes suivantes pour modéliser notre bâtiment :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle en déterminant la position des nœuds et la connectivité des éléments.
- 2) Spécification et assignation des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments du modèle.
- 3) Définition des différents cas de charges, qu'ils soient statiques ou dynamiques, et attribution de ces charges aux nœuds et aux éléments du modèle.
- 4) Spécification des conditions aux limites, tels que les appuis ou les diaphragmes, afin de définir les contraintes auxquelles la structure est soumise.
- 5) Lancement de l'analyse du problème et si nécessaire, apport de corrections au modèle pour assurer sa précision.
- 6) Visualisation des résultats obtenus, à l'écran ou enregistrés dans des fichiers, permettant d'observer les réactions et les comportements de la structure.

7) Interprétation des résultats pour évaluer les performances de la structure et en tirer des conclusions pertinentes.

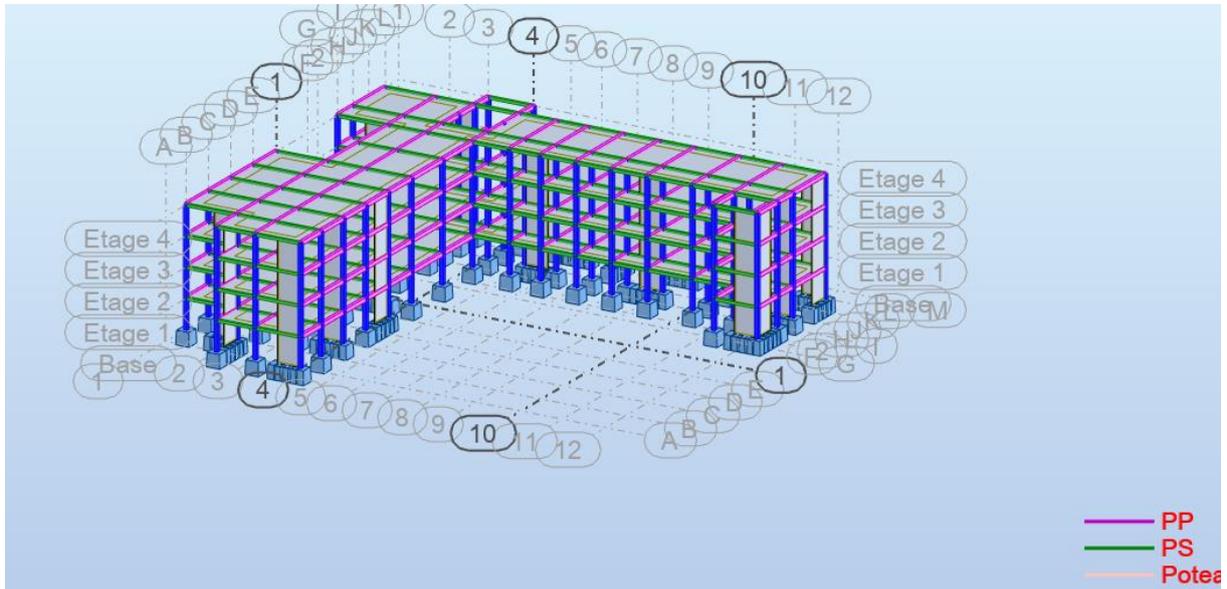


Figure 27 : Modélisation structure en 3D

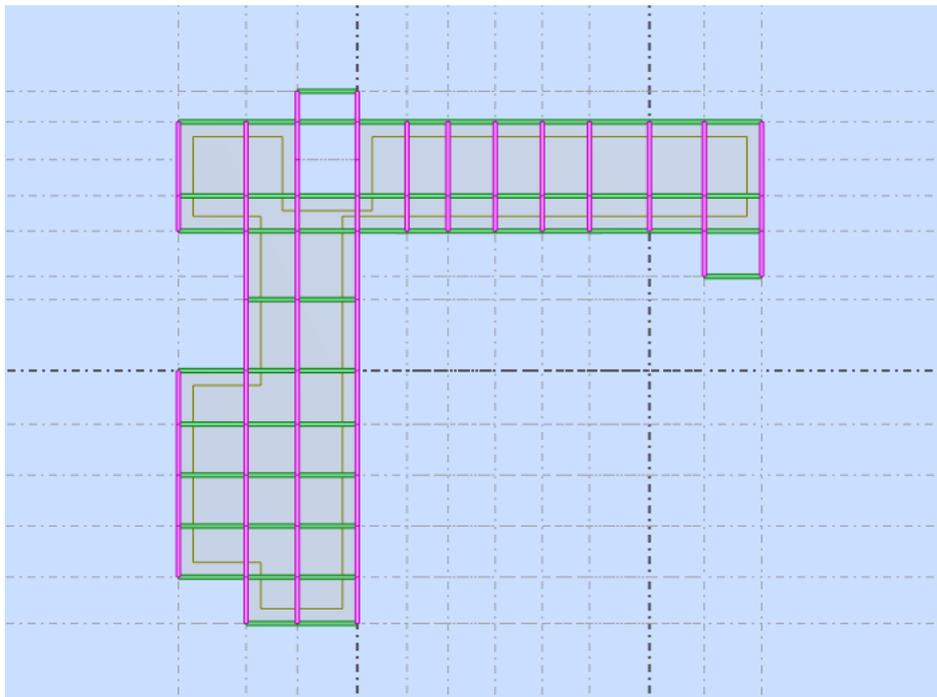


Figure 28 : Modélisation de la structure vue en plan

2.6 Caractéristique géométrique de notre structure

Centre de masse

Par définition, le centre de masse représente le point où s'applique la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (XG, YG) du centre de masse peuvent être calculées en utilisant les formules

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

suivantes :

M_i : Est la masse de l'élément "i".

X_i, Y_i : Sont les coordonnées de l'élément considérée.

Centre de rigidité

Le centre de torsion est le point où se trouve le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. C'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux. Deux cas peuvent se présenter :

- Si le centre de masse et le centre de torsion coïncident, les efforts horizontaux tels que le séisme ou le vent provoquent uniquement une translation de la structure.
- En revanche, si le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subit à la fois une translation et une rotation.

Lorsqu'une analyse tridimensionnelle est effectuée, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle équivalente à ±0.05L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et ce dans chaque direction.

Excentricité accidentelle :

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante : $e_{acc} = 0.05$

L : La plus grande dimension de bâtiment

Sens X : $e_a = 0.05 \times 7.30 = 1,118 \text{ m}$

Sens Y : $e_a = 0.05 \times 5.60 = 0,72 \text{ m}$

➤ **La période fondamentale :**

La période fondamentale (T) de la structure peut être déterminée en utilisant des formules empiriques ou en effectuant des calculs analytiques ou numériques.

Une formule empirique couramment utilisée est la suivante, selon le RPA99 version 2003 :

En prenant compte des valeurs suivantes :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres depuis la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 15.47 \text{ m}$$

C_T : un coefficient dépendant du système de contreventement et du type de remplissage, dont la valeur est indiquée dans le tableau 4.6 du RPA99 version 2003

Dans notre cas, le contreventement est partiellement assuré par des voiles en béton armé :

$$\text{D'où : } C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T = 0.05 \times (15.47)^{3/4} = 0.76 \text{ sec}$$

T calculée à partir de robot structural analysis est égale à 0,37

D'après le RPA99 version 2003

$$0,51 > 0,39$$

La disposition des voiles

La disposition des voiles doit respecter certaines conditions :

Il est nécessaire d'avoir un nombre suffisant de voiles pour assurer une rigidité adéquate tout en maintenant un niveau de coût économique.

Il faut également veiller à ce que la disposition des voiles permette une excentricité minimale.

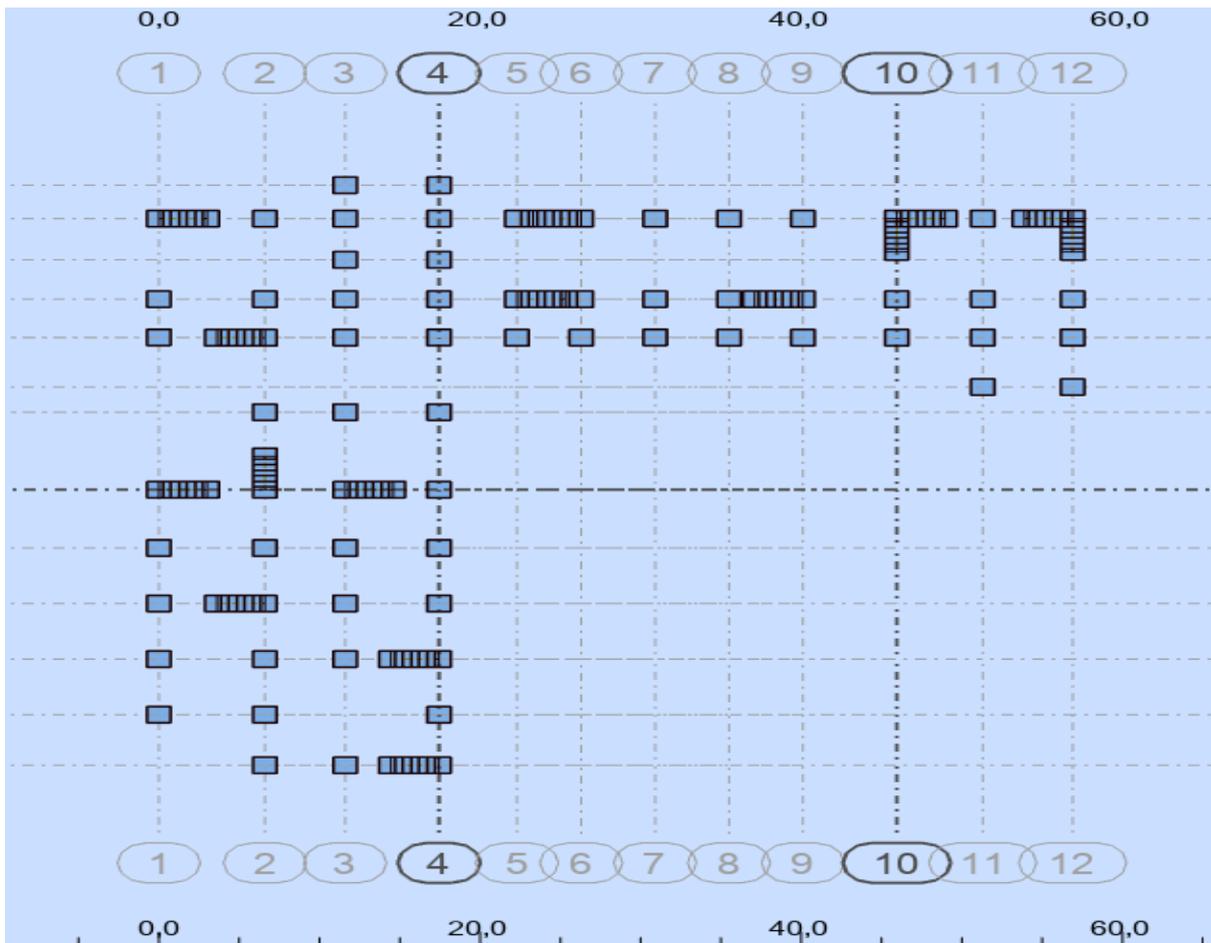


Figure 29 : Disposition des voiles du 1er étage au 3ème étage

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	2,68	0,37	1,15	66,44	0,0	1,15	66,44	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 2	3,02	0,33	69,06	68,32	0,0	67,91	1,88	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 3	3,70	0,27	70,36	73,20	0,0	1,30	4,88	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 4	4,02	0,25	70,40	73,20	0,0	0,04	0,00	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 5	9,99	0,10	70,45	73,20	0,0	0,05	0,00	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 6	10,22	0,10	71,92	73,55	0,0	1,47	0,35	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 7	10,72	0,09	71,95	75,12	0,0	0,03	1,56	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 8	10,78	0,09	72,15	90,24	0,0	0,20	15,13	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 9	11,72	0,09	74,23	90,36	0,0	2,08	0,12	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 10	12,09	0,08	74,24	90,37	0,0	0,01	0,01	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 11	13,03	0,08	74,33	90,38	0,0	0,09	0,01	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 12	13,12	0,08	74,34	90,49	0,0	0,01	0,11	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 13	13,50	0,07	74,54	90,49	0,0	0,20	0,00	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 14	13,57	0,07	81,77	90,59	0,0	7,23	0,10	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 15	13,96	0,07	82,74	90,59	0,0	0,97	0,00	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 16	14,20	0,07	82,81	90,61	0,0	0,07	0,02	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 17	14,23	0,07	82,92	90,73	0,0	0,10	0,12	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 18	14,48	0,07	83,10	90,73	0,0	0,18	0,00	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 19	14,89	0,07	87,15	91,29	0,0	4,05	0,56	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 20	15,49	0,06	87,21	91,30	0,0	0,06	0,01	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 21	15,50	0,06	87,26	91,36	0,0	0,05	0,06	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 22	16,25	0,06	87,30	91,37	0,0	0,04	0,01	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 23	16,62	0,06	87,38	91,52	0,0	0,08	0,15	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 24	17,01	0,06	91,16	91,75	0,0	3,78	0,23	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 25	17,41	0,06	91,49	91,82	0,0	0,33	0,07	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 26	18,65	0,05	91,50	91,82	0,0	0,02	0,00	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 27	18,88	0,05	91,51	91,85	0,0	0,00	0,03	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0
4/ 28	19,65	0,05	91,51	91,87	0,0	0,00	0,02	0,0	4998902,45	4998902,45	0,0

Figure 30 : Résultat de l'étude dynamique

3. Étude sismique :

3.1 Généralité :

Les séismes ont toujours été l'une des catastrophes les plus graves pour l'humanité. Leur apparition soudaine et souvent imprévisible, la force destructrice qu'ils génèrent et l'ampleur des pertes humaines et matérielles ont laissé une empreinte dans la mémoire des générations. Parfois, les dommages causés peuvent équivaloir au budget annuel d'un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut entraîner une grave crise économique, voire une baisse abrupte du niveau de vie dans une région pendant une période prolongée. Une question cruciale se pose alors : comment limiter les dommages causés aux constructions lors d'un séisme ?

Il est donc essentiel de construire des structures capables de résister aux séismes dans les zones à risque sismique.

La justification du système de contreventement consiste à déterminer la valeur de R :

Conformément aux définitions énoncées dans le RPA99 V2003, lors du choix du système de contreventement et du coefficient de comportement R, il est nécessaire de calculer le pourcentage des charges verticales et horizontales supportées par les portiques et les voiles.

Les résultats de l'analyse d'interaction indiquent que les voiles supportent plus de 20% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal. Par conséquent, pour notre système de contreventement, nous choisissons un coefficient de comportement R égal à 3.5.

3.2 Les différentes méthodes de calcul :

Différentes méthodes approximatives ont été proposées pour évaluer les forces internes générées dans une structure soumise à des sollicitations sismiques. Le calcul de ces forces peut être effectué à l'aide de trois méthodes principales :

- La méthode statique équivalente : Cette méthode utilise une charge statique équivalente pour représenter les effets sismiques. Elle simplifie le problème en convertissant les forces sismiques en forces statiques équivalentes appliquées sur la structure.
- La méthode d'analyse modale spectrale : Cette méthode utilise l'analyse modale pour déterminer les modes de vibration dominants de la structure. Les forces sismiques sont ensuite calculées en utilisant des spectres de réponse spécifiques à chaque mode de vibration.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes : Cette méthode utilise des enregistrements d'accélération réels, appelés accélérogrammes, pour simuler les vibrations sismiques. Les forces sismiques sont calculées en appliquant ces accélérogrammes à la structure et en résolvant les équations du mouvement.

Ces trois méthodes permettent d'obtenir des estimations des efforts internes sismiques dans une structure, chacune présentant des avantages et des limitations spécifiques. Le choix de la méthode appropriée dépend de la complexité de la structure, des données disponibles et des objectifs de l'analyse sismique.

3.3 Choix de la méthode de calcul :

Avant de choisir la méthode à utiliser, il est nécessaire de prendre en compte un certain nombre de conditions conformément aux règles en vigueur en Algérie, telles que spécifiées dans le RPA99 version 2003.

Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent

Conformément à l'article 4.2.3 du RPA99 version 2003, la force sismique totale V qui agit à la base de la structure doit être calculée séparément dans deux directions horizontales orthogonales, en utilisant la formule suivante :

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09h_n / \sqrt{d}$$

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

Sens longitudinal : $d_x = 48.7 \text{ m} \rightarrow T_x = 0.39 \text{ s}$

Sens transversal : $d_y = 39.9 \text{ m} \rightarrow T_y = 0.39 \text{ s}$

Selon le RPA99 version 2003, il est nécessaire d'utiliser la plus petite valeur parmi les périodes obtenues dans chaque direction.

On prend alors:

$$T_x = 0.39 \text{ s}$$

$$T_y = 0.39 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.40 \text{ s}$$

La méthode statique équivalente peut être utilisée sous certaines conditions, notamment :

1. La structure doit être régulière en plan et en élévation, avec une hauteur ne dépassant pas 65 m en zones I et II, et 30 m en zone III.

2. Si la structure présente une configuration irrégulière, elle doit encore respecter les conditions supplémentaires suivantes :

- Zone I : Tous les groupes d'usages.

- Zone II : Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2 avec une hauteur totale (HT) ≤ 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B avec une hauteur totale (HT) ≤ 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1A avec une hauteur totale (HT) ≤ 3 niveaux ou 10 m.

- Zone III : Groupe d'usage 2 et 3 avec une hauteur totale (HT) ≤ 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B avec une hauteur totale (HT) ≤ 3 niveaux ou 10 m.

Dans notre cas, la structure est implantée en Zone II_b et appartient au groupe d'usage 2, mais elle dépasse la hauteur limite de 23 m. Par conséquent, toutes les conditions requises pour l'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites.

Il est donc recommandé d'utiliser la méthode dynamique modale spectrale en se référant au spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

Classification de notre ouvrage :

Pour notre cas spécifique :

La zone sismique est la Zone II_b, correspondant à la wilaya de Mostaganem.

Le groupe d'usage est le groupe 2, comprenant les bâtiments d'habitation et de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

Le site est classé comme "meuble S3".

Les valeurs de T1 et T2, qui représentent les périodes caractéristiques de la structure, sont respectivement de 0,15 s et 0,50 s.

Le système structurel adopté est une combinaison de voiles et de portiques.

Condition d'RPA99 Version 2003

Selon les recommandations du RPA99/version 2003 (article 4.3.6), une vérification importante concerne la résultante des forces sismiques. En effet, la résultante des forces sismiques

à la base V_t , obtenue en combinant les valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si V_t est inférieur à $0.8 V$, il sera nécessaire d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) dans un rapport spécifique :

$$r = \frac{0.8V}{V_t}$$

4. Coefficient d'accélération A :

Zone II, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya de Mostaganem : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A = 0,20$

5. Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 RPA99 version2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R = 3.5$

6. Facteur de qualité Q

Régularité en plan

Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée

Perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

La structure a une force compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = \frac{27}{27.81} = 0.97 < 4$$

Donc le critère est observé $p_q = 0$

Régularité en élévation

La structure est classée régulièrement en élévation $p_q = 0$

Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$$p_q = 0.05$$

Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : $p_q = 0.10$

Critère « q »	P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00
2. Redondance en plan	0.00
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
Σ	0.20

$$Q_x = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.20$$

$$Q_y = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.20$$

7. Facteur d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donné par le tableau [4.2] des RPA99/Version 2003.

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend $\xi = 7\%$

D'où : $\eta = 0.882 \geq 0.7$

8. Période T₁ et T₂ du site considérée S2 :

$$T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.40 \text{ s}$$

9. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$\text{ELU} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

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

$$G + Q \mp E$$

$$0.8 \times G \mp E$$

10. Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N \end{cases}$$

h_N : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99 Version 2003.

$C_T = 0.05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

11. Facteur d'amplification dynamique moyen D

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

$$= \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0 \text{ S} \end{cases}$$

Avec : $T_2 = 0.40 \text{ s}$: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

$h_N = 15,47 \text{ m}$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$d_x = 48,7 \text{ m}$

$d_y = 39,9 \text{ m}$

$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times 15,47^{3/4} = 0.66 \text{ s}$ Dans les deux directions.

$T_x = \min(0,66 ; 0,39) = 0,39 \text{ s}$

$T_y = \min(0,66 ; 0,39) = 0,39 \text{ s}$

$0 < T_x \text{ et } T_y < T_2$ Donc $D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.40}{0.39}\right)^{2/3} = 2,23 \text{ s}$

$D_y = D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.40}{0.53}\right)^{2/3} = 2,23 \text{ s}$

12. Poids total de la structure :

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure. W

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation. Q_i W

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. Des RPA99 Version 2003.

$w_i = 65515,17 \text{ kN}$

13. Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W : poids total de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structural (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux).

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.20 \times 1.803 \times 1.2}{3.5} \times 65515,17 = 81057.6347 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.20 \times 1.821 \times 1.2}{3.5} \times 65515,17 = 81057.6347 \text{ kN}$$

Tableau 8 : Taux de participation modale.

CASE	MODE	PERIODE	SUM UX	SUM UY
Modal	1	0,37	1.15	66.44
Modal	2	0.33	69.05	68.32
Modal	3	0.27	70.36	73.20
Modal	4	0.25	70.40	73.20
Modal	5	0.1	70.45	73.20
Modal	6	0.1	71.92	73.55
Modal	7	0.09	71.95	75.12
Modal	8	0.09	72.15	90.24
Modal	9	0.09	74.23	90.36
Modal	10	0.08	74.24	90.37
Modal	11	0.08	74.33	90.38
Modal	12	0.08	74.34	90.49
Modal	13	0.07	74.54	90.49
Modal	14	0.07	81.77	90.59
Modal	15	0.07	82.74	90.59
Modal	16	0.07	82.81	90.61
Modal	17	0.07	82.92	90.73
Modal	18	0.07	83.10	
Modal	19	0.07	87.15	
Modal	20	0.06	87.21	
Modal	21	0.06	87.26	
Modal	22	0.06	87.30	
Modal	23	0.06	87.38	
Modal	24	0.06	91.16	

14. Vérification des déplacements inter étage

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau 4.4

L'article 4.4.3 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit : $\sigma_K = R \times \sigma_{eK}$

σ_K : est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure.

σ_{eK} : est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V.

R : est le coefficient de comportement (R = 3,5).

Tableau 9 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.

Niveaux	h (mm)	δ_{ekx} (mm)	δ_{eky} (mm)	$\delta_{kx} = R \cdot \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} = R \cdot \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
3 étage	3740	0,3	0,4	1,05	1,4	-1,05	-1,05	37,4	verifiée	verifiée
3 étage	3740	0,6	0,7	2,1	2,45	-0,35	-0,7	37,4	verifiée	verifiée
2 étage	3740	0,7	0,9	2,45	3,15	-0,35	0,35	37,4	verifiée	verifiée
1 étage	3740	0,8	0,8	2,8	2,8	2,8	2,8	37,4	verifiée	verifiée

15. Vérification de l'effet P – Δ

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet P – Δ peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

- Si $0.10 < \theta_K < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{1-\theta_K}$.
- Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : Hauteur de l'étage 'K'.

(P-Delta) - EY							
Niveau	Hauteur	P	V _Y	U _Y	Δ _Y	Θ _Y	vérification
	mm	kN	kN	mm	mm	0,0141	
ETAGE1	3740	12163,8	6686,88	0,4	0,4	0,0002	Verifiée
ETAGE2	3740	12163,8	6062,47	1,1	0,7	0,0004	Verifiée
ETAGE3	3740	12163,8	4900,73	2	0,9	0,0006	Verifiée
ETAGE4	3740	13497,61	3107,16	2,8	0,8	0,0009	Verifiée

(P-Delta) - Ex							
Niveau	Hauteur	P	V _X	U _X	Δ _X	Θ _X	vérification
	mm	kN	kN	mm	mm	0,0141	
ETAGE1	3740	12163,8	6737,97	0,3	0,3	0,0001	Verifiée
ETAGE2	3740	12163,8	6145,56	0,9	0,6	0,0003	Verifiée
ETAGE3	3740	12163,8	5049,6	1,6	0,7	0,0005	Verifiée
ETAGE4	3740	13497,61	3181,73	2,4	0,8	0,0009	Verifiée

Chapitre V : Étude et ferraillage des éléments structuraux

1. Introduction

L'ossature du bâtiment est constituée par un système mixte de voiles et de portiques, où les éléments verticaux sont des poteaux-voiles et les éléments horizontaux sont des poutres. L'assemblage des poteaux et des poutres forme les portiques

Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé qui assurent le support des poutres. Ils permettent de transmettre les charges de la superstructure aux fondations. Les poteaux sont soumis à des sollicitations de flexion composée

Poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé qui transmettent les charges des planchers aux poteaux. Elles sont principalement sollicitées en flexion simple, car elles subissent des efforts normaux très faibles.

On distingue 2 types de poutres :

Poutres principales : $(30 \times 50) \text{ cm}^2$.

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

2. Ferrailage des poutres longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc : Armatures minimales : 0.5% B en zone IIa.

Avec :

B : Section de la poutre

Armatures maximales : Longueur de recouvrement est de : $40 \cdot \emptyset$ en zone IIa.

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$\text{CBA99, } A_{\min} = 0,23 \times f_{t28} f_e \times b \times d$$

$$\text{RPA99v2003, } A_{\min} = 0,005 \times b \times d$$

2.1 Caractéristiques des matériaux

Tableau 10 : caractéristiques des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	ϕ	F_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,17	1,15	400	348
Durable	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

2.2. Combinaison de charges

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

ELS $G + Q$

➤ Selon RPA 99 (situation accidentelle)

$G + Q \pm E$ $0,8G \pm E$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N_{max} ; $M_{correspondant}$

N_{min} ; $M_{correspondant}$

M_{max} ; $N_{correspondant}$

V.1.5. Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suite :

2.3 Les sollicitations des poutres

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel " Robot Structural Analyses Professional 2024 " ; on obtient les résultats suivants :

Tableau 11 : récapitulatif des moments fléchissant

Types des poutres	EN TRAVEE			EN APPUI		
	M_{ELU} [kN.m]	M_{ELS} [kN.m]	M_{acc} [kN.m]	M_{ELU} [kN.m]	M_{ELS} [kN.m]	M_{acc} [kN.m]
POUTRE P (30×50)	251,61	184,44	250,96	-459,10	-330,22	-369,28
	M_{ELU} [kN.m]	M_{ELS} [kN.m]	M_{acc} [kN.m]	M_{ELU} [kN.m]	M_{ELS} [kN.m]	M_{acc} [kN.m]
POUTRE S (30×40)	85,01	62,14	134,26	-105,05	-76,95	-127,84
	M_{ELU} [kN.m]	M_{ELS} [kN.m]	M_{acc} [kN.m]	M_{ELU} [kN.m]	M_{ELS} [kN.m]	M_{acc} [kN.m]

2.4. Armatures longitudinales**Conditions imposées par le RPA99 V2003**

Poutre principale : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

Conditions imposées par le BAEL91

Poutre principale : $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$

Exemple de calcul

En prend la Poutre principale (30×50) cm² comme un exemple de calcul

Calcul des armatures longitudinales

En travée

ELU

$$M_{TU} = 251610 \text{ N.M}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{251610}{30 \times 45^2 \times 14,17} = 0,292 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) = 0,443$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,822$$

Détermination des armatures

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{251610}{0,822 \times 45 \times 348}$$

$$A_{tu} = 19,54 \text{ Cm}^2$$

ELS

$$M_s = 184440 \text{ N.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire sans } A' \end{array} \right. \quad \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\rightarrow \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{251610}{184440} = 1,36$$

$$\rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 > 0,088$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

Conclusion

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

Fissuration nuisible maintenues \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

Aucune vérification pour σ_s .

Situation Accidentelle

$$Mt_{acc} = 250960 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mt_{acc}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{250960}{30 \times 45^2 \times 18,48} = 0,223 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) = 0,319$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,872$$

Détermination des armatures

$$A_{tacc} = \frac{Mt_{acc}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{250960}{0,872 \times 45 \times 400} = 15,98 \text{ Cm}^2$$

2.5. Calcul les armatures minimales

Condition imposée par le RPA99 (version 2003)

$$A_{min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$$

Condition imposée par le CBA93 (version 2003)

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{ft28}{fe} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 45 = 1,63 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A_t = \max (A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 19,54 \text{ cm}^2$$

$$6HA16 + 6HA14 = 12,06 + 9,24 = 21,3 \text{ Cm}^2$$

En appui

Situation Accidentelle :

$$M_{a_{acc}} = 369280 \text{ N.M}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = 0,328 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) = 0,669$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,732$$

Détermination des armatures

$$A_{a_{acc}} = 22,53 \text{ Cm}^2$$

Choix

$$3\text{HA}16 + 6\text{HA}20 = 24,88 \text{ Cm}^2$$

2.1.Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u = 308710 \text{ N}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

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

Avec :

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$$

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

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

$$T_u = 308710 \text{ N} \leq 0.267 \times 405 \times 300 \times 25 = 811012,5 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influence pas au voisinage des appuis

2.2.Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinal :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{308710}{300 \times 450} = 2,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau u = 2,28 < \bar{\tau u} = 3,33 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

✓ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

3. Section des armatures transversales A_t :

3.1. En travée :

$$\phi t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi t \leq \min \left(\frac{50}{35}; 1,4; \frac{30}{10} \right) \Rightarrow \phi t \leq \min (1,42; 1,4; 3)$$

On prend : $\phi t = 8$ mm de nuance d'acier FeE235

- $A_t = 3,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Choix : $6\phi 8$

3.2. En appui :

On prend :

$$\phi t = 8 \text{ mm de nuance d'acier FeE235}$$

$$A_t = 4,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Choix : } 8\text{HA}8$$

4. L'espacement des armatures transversales Selon l'RPA99 (version 2003)

Zone nodale :

$$S \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi \right) = \min \left(\frac{50}{4}; 12 \times 1,4 \right) = 12,5 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ Cm}$$

Donc :

$$S = 25 \text{ cm en zone courant}$$

$$S = 12,5 \text{ cm en zone nodale}$$

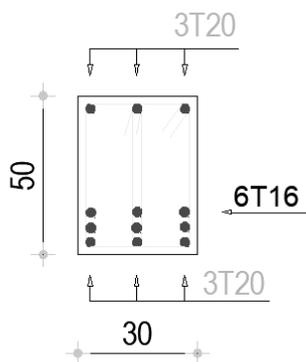
4.1. Longueur de recouvrement

$$L_r = 40 \phi_{max}$$

Tableau 12 : récapitulatif du ferrailage

Type des poutres		Amin [cm ²]		Aca[cm ²]	Barres choisies	Aco[cm ²]	Longueur de recouvrement[cm]
		B.A.E. L	R.P. A				
Poutres principales (30x50)	Travées	1,63	7,5	19,54	6HA16+3HA20	21,49	80
	Appuis	1,63	7,5	22,53	3HA16+6HA20	24,88	80
Poutres secondaires (30x40)	Travées	1,30	6	10,40	6HA16	12,06	64
	Appuis	1,30	6	6	3HA16	6,06	64

— TRAVE PP —



— APPUIS PP —

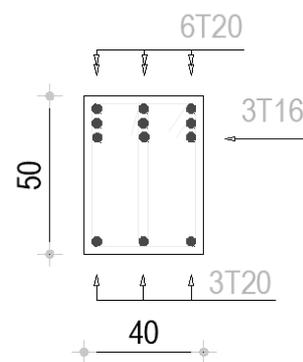
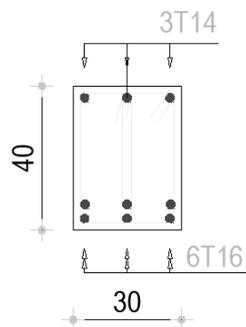


Figure 31 : Ferrailage des poutres principales

— TRAVE PS —



— APPUIS PS —

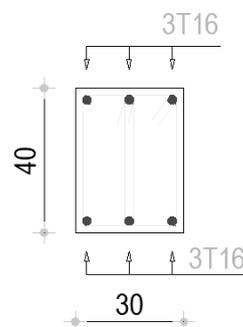


Figure 32 : Ferrailage des poutres secondaires

5. Etude des poteaux

5.1. Leurs rôles

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :

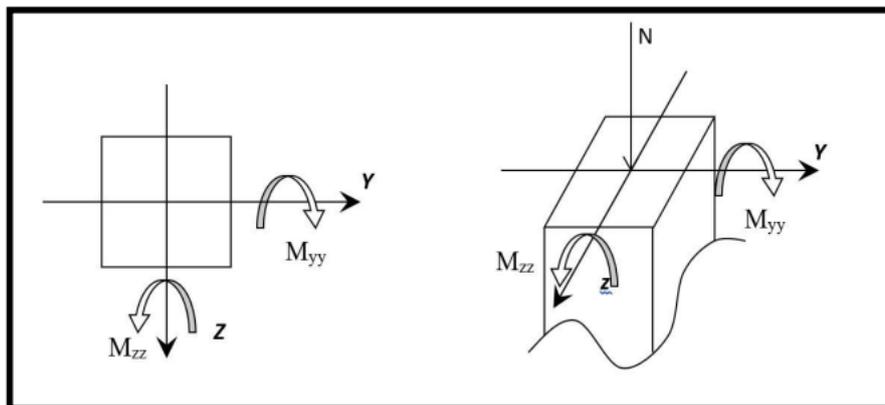
Effet du vent

Effet de la dissymétrie des charges

Effet de changement de la température

Effet des efforts sismiques.

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissants (M_{y-y} , M_{z-z})



Figure

Sollicitation sur les poteaux

33 :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

Partiellement comprimée (s.p.c).

Entièrement comprimée (s.e.c).

Entièrement tendue (s.e.t).

Section partiellement comprimée

Une section partiellement comprimée si :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal N) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction. Si Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et que l'effort normal est un effort de compression.

si l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section, alors il faut vérifier :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c') \geq N' (d - c') - M1$$

- Avec : M1 : Moment fléchissant par rapport aux armatures tendues

Section entièrement comprimée

La section est entièrement comprimé => le diagramme des déformations passe par le pivot C [domaine 3] caractérisé par $\epsilon_b = 2\%$ pour la fibre située à 3/7 de la fibre la plus comprimée

Section entièrement tendue

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

Combinaison de charges

Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91]

$$1,35G + 1,5Q \quad \text{ELU}$$

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

Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003]

$$0,8 \times G \pm E \quad G + Q \pm E$$

5.2.Ferrailage Armatures longitudinales

Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.4.2.1]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en (Zone IIa).

Leur pourcentage maximal sera de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12mm.

La longueur minimale du recouvrement est de :

$$40 \varnothing \text{ en (Zone IIa).}$$

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

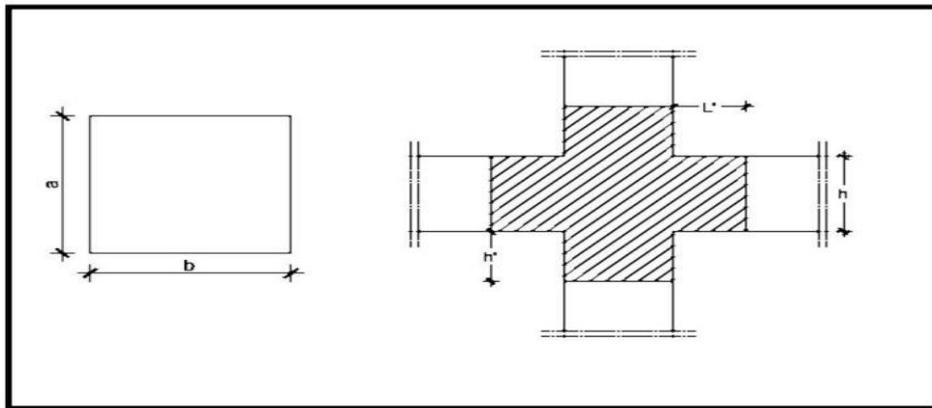
$$25\text{cm en (Zone IIa).}$$

Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$L'=2h$$

$$h = \max \left(\frac{he}{6} ; h ; b ; 60 \text{ cm} \right)$$



Figure

de la hauteur h en zone nodale

34 : Choix

Avec

h: la hauteur de la poutre

b et a : dimension du poteau

he: la hauteur libre entre deux niveaux.

$$L' = \frac{h}{2}$$

5.3. Armatures transversales

Selon RPA99/version 2003

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

$$\frac{At}{\delta t} \geq \frac{\rho_a \times Tu}{\alpha \times fe}$$

Avec :

Tu : Effort tranchant de calcul

a : Hauteur totale de la section brute

fe: Contrainte limite élastique de l'armature transversale

ρ_a : Coefficient dépendant de l'élançement géométrique λg .

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda g \geq 5 ; \lambda g = \left(\frac{l_f}{\alpha} ; \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\rho_a = 3.5 \text{ si } \lambda g < 5$$

Avec :

Lf : Longueur de flambement ;

A et b : dimensions du poteau dans la direction de déformation considérée et

S: Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit.

Dans la zone nodale :

$$S \leq \min (10\emptyset L ; 15\text{cm}) \Rightarrow \text{zone Iia}$$

Dans la zone courante :

$$S \leq 15\emptyset L \Rightarrow \text{zone Iia}$$

Avec :

$\emptyset L$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Section minimale des armatures transversales

$$\frac{At}{\delta t \times b}$$

En pourcentage est donné comme suit :

$$0.4\% \text{ si } \lambda g \geq 5$$

$$0.8\% \text{ si } \lambda g \leq 3$$

Si $3 \leq \lambda g \leq 5$; interpolation des valeurs limitent précédentes.

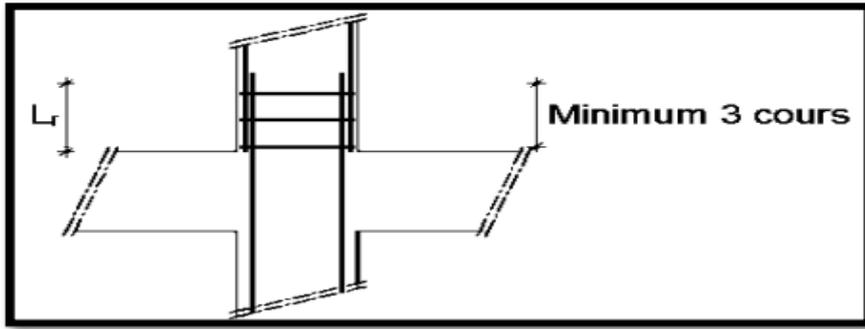


Figure 35 : transversales dans la zone de recouvrement

Tableau 13 : récapitulatif des sections des poteaux

Types	Niveaux	Section [cm ²]
1	RDC + 1 er – 2 – 3 -ème étage	(45 × 45)

Tableau 14 : récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux

Type de poteaux	ELU (cas 01)		ACC (cas 02)		ACC (cas 03)		ACC (cas 04)	
POT (45×45)	Nx max	2033,71	Nx cor	205,16	Nx cor	229,83	Nx min	1274,9
	My cor	4,43	My max	99,07	My cor	22,48	My cor	2,02
	Mz cor	97,04	Mz cor	3,5	Mz max	208,57	Mz cor	65,14

5.4.Exemple de calcul

Ferrailage du poteau de Section : (45 ; 45) cm²

Cas 1

Calcul suivant l'axe y-y

Position du point d'application de l'effort normal N' :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4,43}{2033,71} = 0,002 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué}$$

à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

Calcul de la section total

$$B = a \times b = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2 = 0.2025 \text{ m}^2$$

Calcul de la section réduite B

$$B_r = (45-2) \times (45-2) = 1849 \text{ cm}^2 = 0.1849 \text{ m}^2$$

Calcul la longueur de flambement Lf

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 374 = 261,8 \text{ cm}$$

Calcul de coefficient non fonction de λ

$$\lambda = 3,75 \times \frac{261,8}{45} = 21,82$$

$$\lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0,80}{1,1} = 0,79$$

Détermination des armatures

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} + \frac{B_r \times f_c \times 28}{0,9 \times \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = -6988,61 \text{ mm}^2 = -66,67 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Calcul les armatures minimales

$$A_{\min} = \max \left(8 \frac{(a+b)}{100} ; \frac{0,2}{100} (a \times b) \right)$$

$$= \max (7,2 ; 4,2)$$

$$A_{\min} = 7,2 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A_s = \max (A_{\min}, A_{\text{cal}}) = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$A = 4\text{HA}12 + 2\text{HA}16 = 8.55 \text{ cm}^2$$

J'ai fait le calcul de 3 cas restantes avec la même méthode du dernier calcul concernant ELU

Vérification de l'effort tranchant

D'après le fichier résultat robot bat :

$$T_{max} = 158880 \text{ N}$$

$$\tau u < \bar{\tau u}$$

$$\bar{\tau u} = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{158880}{45 \times 100 \times 40,5} = 0,871 \text{ MPa} < \bar{\tau u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau u = 0,871 < \bar{\tau u} = 3,33 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Section des armatures transversales At

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

⇒ On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

L'espace des armatures transversales Selon l'RPA99 (version 2003)

Zone nodale :

$$S \leq \min (10\phi_{min}; 15 \text{ cm}) = \min (12; 15) \text{ cm} = 12 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S \leq 15\phi_{min} = 18 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales

$$\lambda g = \frac{L_f}{h} = \frac{262,5}{45} = 5,83 > 5$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0,3\% \times b \times S = 0,003 \times 45 \times 12 = 1,62 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement

$$L_r = 40\phi_{min} = 48 \text{ cm}$$

Choix armature

$$A = \max (A_u; A_{cc}; A_{cc}; A_{cc}) = 20,2 \text{ cm}^2$$

$$A = 4HA16 + 8HA14 = 20,36 \text{ Cm}^2$$

— POTEAUX —

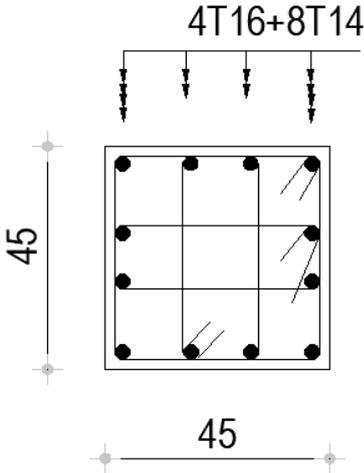


Figure 36 : Ferrailage des poteaux 45x45

Chapitre VI :

Étude des voiles

1. Introduction

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Ils peuvent être construit en béton armé ou non armé.

2. Le rôle des voiles est de

Prendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers

Participer au contreventement de la construction (vent et séisme)

Servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions. Un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieur à quatre fois son épaisseur est considérée comme un voile. Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

Au droit des ouvertures (concentration de contraintes)

A leur jonction avec les planchers

A leurs extrémités.

3. Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après : La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre Etat limite ultime

Situation durable et transitoire $1,35G + 1,5 Q$

Situation accidentelle $G + Q \pm E$ $0,8G \pm E$

Etat limite de service $G + Q$

Les voiles pleins en situation durable ou transitoire sont sollicités par un effort de compression centré mais dans le cas d'une situation accidentelle ils sont sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant dû aux charges horizontales et un effort de compression dû aux charges verticales. Ces trois efforts nous donnent un calcul à la flexion composée en se basant sur les règles BAEL91 et les recommandations du RPA99.

4. Ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure 1 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

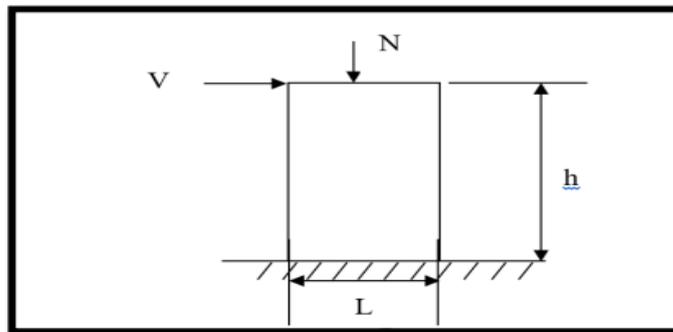


Figure 37 : Schéma d'un voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1) D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties ;
- 2) D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs et elles sont aussi uniformément réparties et
- 3) D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

Procédure de ferrailage

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **CBA 93 et RPA 99 version 2003**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure en effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenu, permet l'adoption d'un bon ferrailage.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes

1^{er} cas : Section Entièrement Comprimée (S.E.C)

Si : $(\sigma_{max} \text{ et } \sigma_{min}) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 version 2003 Art (7.7.4.1)

$(A_l, A'l) \geq 0,0015.b.h$ (0,15%).

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{min} + \sigma_{max})}{2} \right] . L_c . e$$

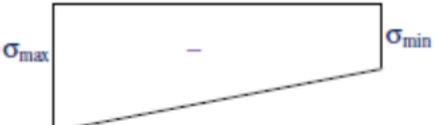

2^{ème} cas : Section Entièrement tendue (S.E.T)

Si : $(\sigma_{max} \text{ et } \sigma_{min}) < 0$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée" On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A = \frac{f_t}{f_e}$; on compare A par la section minimale exigée par le RPA 99 version 2003.

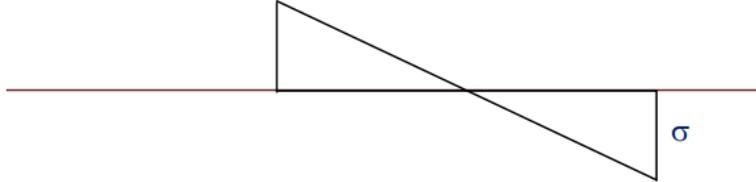
Si : $A < A_{min} = 0,15 \%$ de la section du voile, on ferraille avec la section minimale

Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{min} + \sigma_{max})}{2} \right] . L_t . e$$


3^{ème} cas : Section Partiellement Comprimée (S.P.C)

Si : (σ_{max} et σ_{min}) sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{min} + \sigma_{max})}{2} \right] L_t . e$$


Armatures verticales Art 7.7.4.1 du RPA 99 version 2003

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme.

Armatures horizontales Art 7.7.4.2 du RPA 99 version 2003

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Règles communes Art 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est comme suit :

Globalement dans la section du voile : 0,15%

En zone courante : 0,10 % Armatures transversales

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : (1,5. a ; 30 cm)

Les deux nappes doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible
- 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des combinaisons

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile

Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement)

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 \frac{\dot{V}}{f_e}$$

Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

Nous avons pris comme exemple le voile 1 qu'il a les caractéristiques géométriques et les sollicitations suivantes :

Tableau 15 : caractéristiques de voile

Longueur[m]	Hauteur[m]	Ep [m]
3	3,74	25

Tableau 16 : les sollicitations de calcul YY

Sollicitation		Etat limite ultime	Situation accidentelle
Cas 1	N_{xx}^{\max} [kN]	161,42	613,65
	M_{yy}^{corr} [kN. M]	2,80	5,68
Cas 2	N_{xx}^{\min} [kN]	-243,17	-760,29
	M_{yy}^{corr} [kN. M]	-11,49	-0,90
Cas 3	M_{yy}^{\max} [kN]	63,91	54,99
	N_{xx}^{corr} [kN. M]	71,36	86,91

Tableau 17 : les sollicitations de calcul XX

Sollicitations		Etat limite ultime	Situation accidentelle
Cas 1	N_{yy}^{max} [kN]	221,21	2828,48
	M_{xx}^{corr} [kN.m]	0,15	2,20
Cas 2	N_{yy}^{min} [kN]	-864,88	-3531,73
	M_{xx}^{corr} [kN.m]	0,01	-2,23
Cas 3	M_{xx}^{max} [kN.m]	18,72	23,59
	N_{yy}^{corr} [kN]	64,10	234,41

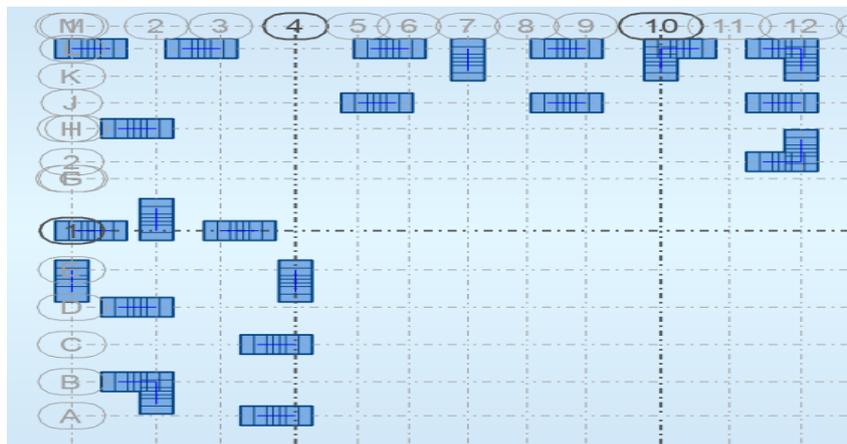


Figure 38 : disposition du voile

Situation accidentelle

Sens x-x

B= 300 cm; h= 25 cm; c= 2,5 cm; d= 22,5 cm

Les sollicitations prises en compte sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_y = 2828,48 \text{ kN} \\ M_x = 2,20 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Position du point d'application l'effort normal N

$$e_0 = \frac{M_x}{N} = \frac{2,20 \times 100}{2828,48} = 0,07 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 12,5 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à}$$

l'intérieur de la section.

Les caractéristiques géométriques du voile

I : inertie du voile

Ω = surface en plan du voile

V : la position de l'axe neutre

$$I = \frac{0,25 \times 3^3}{12} = 0,56 \text{ m}^4$$

$$\Omega = 0,25 \cdot 3 = 0,75 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = 1,5 \text{ m}$$

Armatures verticales

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{2828,48}{0,75} + \frac{2,20 \times 1,5}{0,56} = 3777,19 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{2828,48}{0,75} - \frac{2,20 \times 1,5}{0,56} = 3765,41 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée

Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 300 \times 25 = 11,25 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1,88 \text{ cm}^2 \text{ par face par ml}$$

Choix des armatures

$$5T10 \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2$$

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

Armature horizontale

D'après le RPA :

- $AH \geq 0,15\%$. $B = 0,15\% \cdot 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2$ en zones critiques
- $AH \geq 0,10\%$. $B = 0,10\% \cdot 25 \times 100 = 2,5 \text{ cm}^2$ en zones courante.
- 8 HA8 = 4,02 cm² ; Soit 4 HA 8 = 2,01 cm² /nappe

➤ L'espacement minimal des barres verticales et horizontales :

Selon RPA99 (version 2003) :

$$\checkmark S \leq \min(1,5x_a ; 30\text{cm})$$

✓ $S \leq \min(1,5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30\text{ cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$

Donc, on adoptera un espacement : $S=25\text{cm}$.

Calcul des armatures transversales

Vérification de l'effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b_0 \times d} \text{ avec : } \bar{T} = 1,4 T$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b \times d} = \frac{1,4 \times 88780}{(25 \times 22,5 \times 100)} = 2,20 \text{ MPa}$$

Espacement des armatures transversales

$$S \leq \min(1,5 \times 15 ; 30\text{cm}) = 22,5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement : $S = 25\text{cm}$.

Armatures transversales

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{BAEL91/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 0 (\text{Pas de reprise de betonage}) \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t = \frac{2,20}{0,9 \times \frac{400}{1}} \times 25 \times 25 = 3,81 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales minimales

$$\frac{A_{t\min}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{t\min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{25 \times 25}{400} \times \frac{2,20}{2} = 1,71 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{t\text{cal}}; A_{t\min})$$

$$A_t = \text{Max} (3,81 ; 1,71) \text{ cm}^2 = 3,81 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$8\emptyset 8 \Rightarrow A_t = 4.02 \text{ cm}^2$$

Pour le reste du calcul de ferrailage des voiles, ces derniers ont été importé directement depuis le logiciel ROBOT.

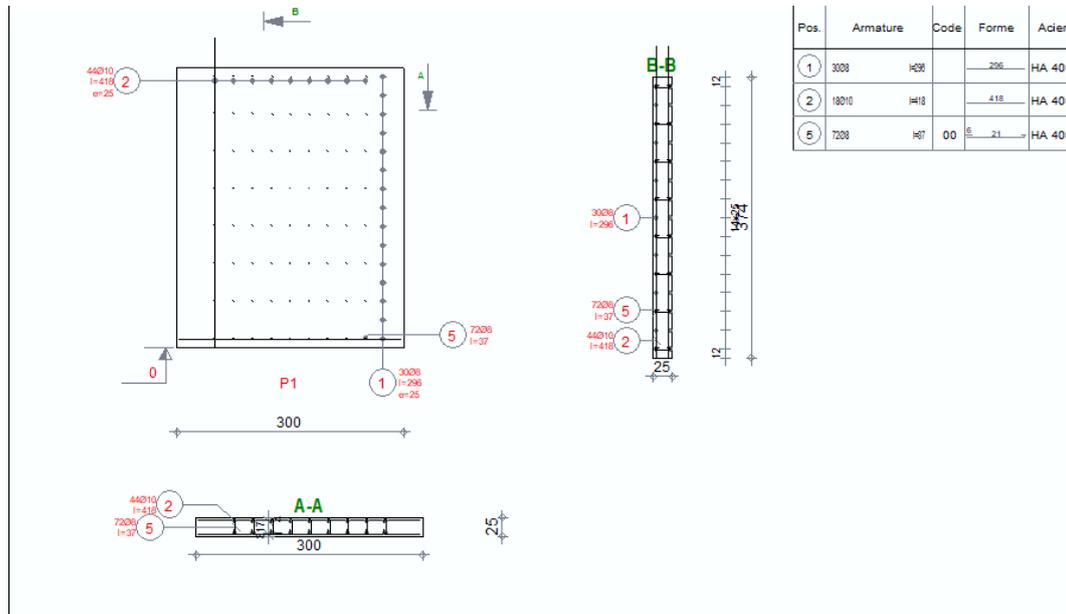


Figure 39 : ferrailage de voile

Chapitre VII :
Etude de
l'infrastructure

1. Introduction

Les fondations sont les éléments d'assises de la structure, qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges venant de la superstructure (poteaux, voiles...) c'est l'enjeu essentiel de la construction de l'ouvrage.

Elles servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir le poids propre ou les charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Pour déterminer le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage, il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire afin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure, l'ingénieur réalise une étude sur la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage, les forces mises en jeu et les tassements admissibles. La nature du terrain va déterminer en grande partie le type de fondation à utiliser, le choix du type de fondation se fait selon :

Type d'ouvrage construire.

La nature et l'homogénéité du bon sol.

La capacité portante de terrain de fondation.

La charge totale et le poids de la superstructure transmise au sol.

La raison économique.

La facilité de réalisation.

Pour le cas des bâtiments courants Il existe plusieurs types de fondation :

a) Fondations superficielles

Semelles isolées

Semelles filantes

b) Fondations profondes

Semelle sur puits

Semelle sur pieux.

2. Etude des fondations

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure, selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à :

$$\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2,5 \text{ MPa}$$

2.1. Les combinaisons d'action

D'après le RPA 99 v 2003 de l'article 10.1.4.1 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ G} + \text{Q} \pm \text{E} \\ \bullet \text{ 0,8G} \pm \text{E} \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/A.10.1.4.1]}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ 1,35G} + \text{1,5Q} \\ \bullet \text{ G} + \text{Q} \end{array} \right\} \text{ [DTR/A.2.3.3.1]}$$

2.2. Choix du type de fondation

Avec une contrainte admissible du sol qui est égale à 2.5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du lycée de 450 m², ainsi que le poids de la structure

$W = 77868,67 \text{ N}$, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

Semelles filantes.

Semelles isolées.

Radier général.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des

semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : $\frac{S_S}{S_B} < 50 \%$

Avec :

S_S : est la surface de la semelle

S_B : est la surface d'impact du Lycée

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_S} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \quad S_S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}$$

On a: $N = 56624,64 \text{ kN}$

Semelle isolée

Carrée de dimension $a \times a$.

$$\sigma = \frac{N_u}{S} = \frac{N_u}{a \times a} \leq \overline{\sigma}_{sol} \implies a \times a = \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{2033,71}{250} = 8,13 \text{ m}^2 \implies a = 2,85 \text{ m}$$

Semelles filantes

De dimensions $B \cdot L$.

$$\sigma = \frac{N_u}{S} = \frac{N_u}{B \cdot L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \implies B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{sol} \times L} \implies B \geq \frac{1145,39}{250 \times 3}$$

$B = 1,53 \text{ m}$

$$\implies \frac{\text{Surface des semelles}}{\text{Surface du bâtiment}} \cdot 100 = \frac{4399500}{4500000} \cdot 100 = 97 \%$$

Tableau 18 : surfaces des semelles isolées et filantes

	Type	Désignation	Long [cm]	Largeur [cm]	N [kN]	Surface unitaire [cm ²]	Surface Totale
Filantes	X-I	Voiles n°95	300	153	1145,39	45900	1147500
Isolées	/	Poteau	285	285	2033,71	81300	3252000
La somme							4399500

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation.

Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure ;

La réduction des tassements différentiels.

Néglige l'hétérogénéité du sol et la facilité de son exécution

Résultats

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées, on conclue que ces dernières chevauchent suivant les deux directions ainsi que les semelles filantes, pour cela le choix d'un radier général est préférable. Donc, le type de fondation pour notre structure est **un radier général**.

2.3.Étude du radier

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour supportent les poteaux, soumis à la réaction du sol.

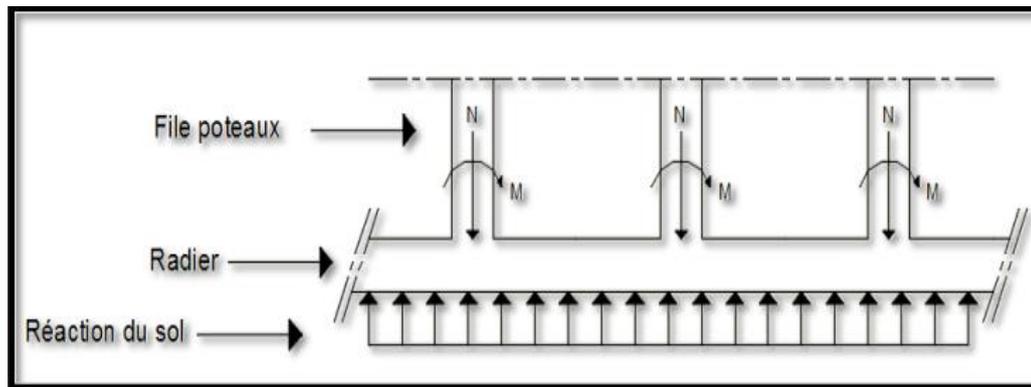


Figure 40 : Schéma statique du radier général.

2.4. Prédimensionnement du radier

Le prédimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les trois conditions, de rigidité, de non poinçonnement et de non cisaillement.

Condition de non cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (art. A.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

γ_b : 1,5

d : 0,9h.

b : 1m.

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 7,3 m.

$$q_u = \bar{\sigma}_{sol} \cdot 1m = 250 \cdot 1m = 250 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow V_u = \frac{250 \cdot 7,3}{2} = 912,5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{912,5}{1 \cdot 0,9h} \leq \frac{0,07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{912,5 \cdot \gamma_b}{0,9 \cdot 1 \cdot 0,07 \cdot f_{c28}} \Rightarrow h \geq \frac{912,5 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1 \cdot 0,07 \cdot 25} \Rightarrow h \geq 53,30 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur du radier h = 55 cm.

Condition de flèche

La hauteur des nervures doit vérifier les conditions suivantes :

Critère de flèche

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

Avec :

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

On a : L = 7,3 m

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{690}{15} \leq h \leq \frac{690}{10} \\ 46 \text{ cm} \leq h \leq 69 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } h = 55 \text{ cm}$$

Calcul \bar{q}_u :

Calcul du débordement S débord

$$d \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max(24,5 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) \Rightarrow d = 30 \text{ cm de chaque côté.}$$

La surface du radier est de

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{debord}}$$

$$S_{\text{radier}} = 450 + 30$$

$$S_{\text{radier}} = 480 \text{ m}^2$$

$$N = 56624,65 \text{ kN.}$$

$$S_{\text{radier}} = 480 \text{ m}^2.$$

Le poids de superstructure

$$G_T : \text{la charge permanente totale} = 47121,95 \text{ kN}$$

$$Q_T : \text{la charge d'exploitation totale} = 9502,70 \text{ kN}$$

Combinaison d'actions

ELU

$$N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 77868,68 \text{ kN}$$

E.L.S

$$N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 56624,65 \text{ kN}$$

Pour une bande de 1 mètre de largeur : $q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 77868,68 \text{ kN/m}_L$

$$T_x^u = \frac{77868,68 \times 5.6}{2} \times \frac{7.30^4}{7.30^4 + 5.6^4} = 161948,48 \text{ kN}$$

$$T_y^u = \frac{77868,68 \times 5.6}{2} \times \frac{5.6^4}{5.6^4 + 7.30^4} = 56083,81 \text{ kN}$$

$$T^{\text{max}} = \max(T_x^{\text{max}}, T_y^{\text{max}}) \Rightarrow T^{\text{max}} = 161948,48 \text{ kN/ml}$$

$$h \geq \frac{T^{\text{max}}}{0,9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{161948,48}{0,9 \times 100 \times 3 \times 100} = 59,98 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 59,98 \text{ cm}$$

Epaisseur de la dalle

$$h_0 \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{690}{20} = 34,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_0 = 35 \text{ cm}$$

2.5. Détermination des sollicitations

Caractéristiques du radier

$$h = 55 \text{ cm}$$

Surface du radier

$$S = 480 \text{ m}^2$$

Abscisses du centre de gravité du radier

$$V_X = 22,56 \text{ m} ; V_Y = 32,4 \text{ m}$$

Inerties du radier

$$I_{XX} = 55776 \text{ m}^4 ; I_{YY} = 74552,80 \text{ m}^4$$

Calcul du poids propre du radier Pr

Poids du radier sans poutres

$$p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b$$

Avec :

h_0 : Épaisseur du radier sans poutres.

γ_b : Masse volumique du béton.

Poids des poutres principales

$$p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$$

Poids des poutres secondaires

$$p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$$

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales.

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires.

$$p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b = 480 \times 0,35 \times 25 = 4200 \text{ kN}$$

$$p_r = p_1 = 4200 \text{ kN}$$

Surcharges d'exploitation Qr

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 480 \Rightarrow Q_r = 2400 \text{ kN}$$

Combinaisons d'actions**Situation durable et transitoire (Etat limite ultime)**

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 \text{ avec : } N_u^1 = 1,35G + 1,5Q ; N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par

Le logiciel robot sous la combinaison fondamentale (E.L.U)

$$N_u^1 = 77868,68 \text{ kN}$$

$$N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r = 1,35(4200) + 1,5(2400) = 9270 \text{ kN}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 = 87138,68 \text{ kN}$$

$$\mathbf{M}_x = 43,66 \text{ kN.m} ; \mathbf{M}_y = -110,05 \text{ kN.m}$$

Avec :

\mathbf{M}_x et \mathbf{M}_y : résultantes de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la

Direction considérée (sont données par le logiciel robot).

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_x \times (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \times (y_i - y_g))$$

Etat limite service (E.L.S)

$$(G + Q) + (P_r + Q_r)$$

$$N_s^1 = G + Q \Rightarrow N_s^1 = 56624,65 \text{ kN}$$

$$N_s^2 = p_r + Q_r \Rightarrow N_s^2 = (4200) + (2400) = 6600 \text{ kN}$$

$$N_s = N_s^1 + N_s^2 = 56624,65 + 6600 = 63224,65 \text{ kN}$$

$$\mathbf{M}_x = 31,64 \text{ kN.m} ; \mathbf{M}_y = -79,86 \text{ kN.m}$$

Vérification des contraintes sous radier

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v \quad ; \sigma_{1,2}: \text{Contraintes du sol sous la structure.}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

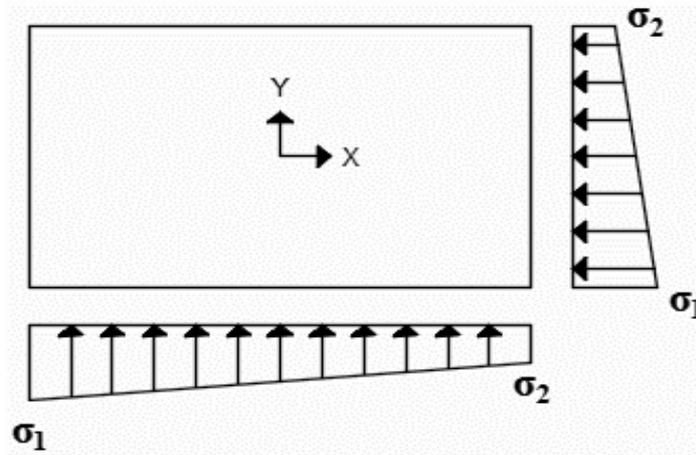


Figure 41 : Schéma des contraintes du sol

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

Suivant l'article de RPA99 V2003[A.10.1.4.1]

Situation durable et transitoire

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bars}$$

Situation accidentelle

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 5 \text{ bars}$$

Etat limite ultime (E L U)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

Sens X-X

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{90345,50}{480} \pm \frac{43,66}{55776} \cdot 22,56 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,88 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 1,88 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,88 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

Sens Y-Y

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{90345,50}{480} \pm \frac{110,05}{74552,80} \cdot 32,4 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,88 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 1,88 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,88 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

Etat limite service (E.L.S)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_s} \pm \frac{M_s}{I_s} \cdot v$$

Sens X-X

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{65594,35}{480} \pm \frac{31,64}{55776} \cdot 22,56 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,36 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 1,36 \text{ bars}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,36 \text{ bars}$$

Sens Y-Y

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{65594,35}{480} \pm \frac{79,86}{74552,80} \cdot 32,4 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,36 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 1,36 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,36 \text{ bar}$$

Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement

On doit vérifier que sous la pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : Poids du bâtiment ;

S : Surface d'assise du bâtiment ;

Z : L'ancrage.

γ : Poids volumique de l'eau ; $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$

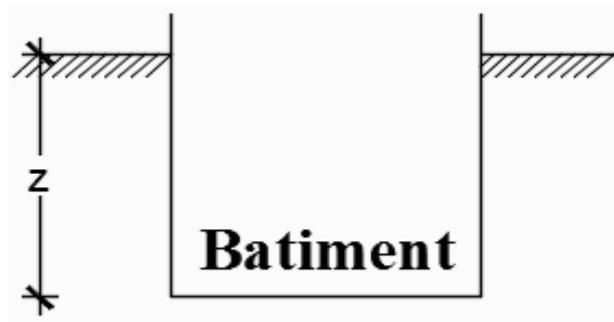


Figure 42 : L'ancrage de la structure

Pour la structure à étudier :

$$P = P_{\text{Bâtiment}} + P_{\text{radier}} = 77868,67 + 4200 = 82068,67 \text{ kN}$$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$$

$$1,5 \times 480 \times 10 \times 2 = 14400 \text{ kN}$$

$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ La structure est stable ; Donc il n'y a pas de risque au soulèvement.

2.6.Ferraillage Du Radier

Ferraillage de la dalle

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

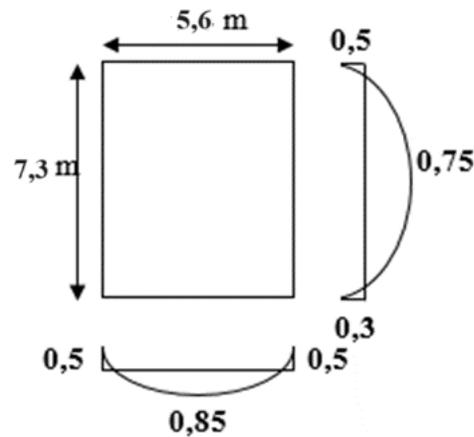


Figure 43 : Schéma du panneau de la dalle

Détermination des efforts

Pour une bande de 1m $q = \sigma_m \times 1m$

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 5.6 \text{ m} ; L_y = 7.3 \text{ m}$$

$$\text{On a } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.6}{7.30} = 0,76 \Rightarrow$$

le panneau travaille suivant deux directions.

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

Etat limite ultime (E L U)

$$q = \sigma_m \times 1m_l = 184 \times 1m_L = 184 \text{ kN/m}_L$$

$$\rho = 0,76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0621 \\ \mu_y^u = 0.5105 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0.0621 \times 184 \times 5.6^2 = 358.33 \text{ kN.m} \\ M_y^u = 0.5105 \times 358.33 = 182.92 \text{ kN.m} \end{cases}$$

ELU

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 358.33 = 268.74 \text{ kN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 182.92 = 155.48 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai1} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 358.33 = 179.16 \text{ kN.m} \\ M_{ar} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 182.92 = 54.87 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai2} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 358.33 = 179.16 \text{ kN.m} \\ M_{ai} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 182.92 = 91.46 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Etat limite de service (ELS)

$$q = \sigma_m \times 1m_l = 134 \times 1m_L = 134 \text{ kN/m}_L$$

$$\rho = 0,76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^s = 0.0684 \\ \mu_y^s = 0,6447 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^s = \mu_x^s \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^s = 0.0684 \times 134 \times 5.6^2 = 287.43 \text{ kN.m} \\ M_y^s = 0,6447 \times 287.43 = 185.31 \text{ kN.m} \end{cases}$$

ELS

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 287.43 = 215.57 \text{ kN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 185.31 = 157.51 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai1} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 287.43 = 143.71 \text{ kN.m} \\ M_{ar} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 185.31 = 55.65 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai2} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 287.43 = 143.71 \text{ kN.m} \\ M_{ai} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 185.31 = 92.65 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Tableau 19 : récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées

Sens	ELU		ELS	
	M travée [kN.m]	M appuis [kN.m]	M travée [kN.m]	M appuis [kN.m]
Sens X-X	268.74	179.16	215.57	143.71
Sens Y-Y	155.48	91.46	157.51	92.65

Calcul des armatures

Enrobage

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 4 \text{ cm}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.
(B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \quad \text{Avec } h_0 = 35 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{35}{10} = 3,5 \text{ cm} = 35 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra}$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 4 + \frac{20}{2} = 5 \text{ cm} \\ C_y = 4 + 20 + \frac{20}{2} = 29 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 35 - 5 = 30 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 35 - 29 = 6 \text{ cm}$$

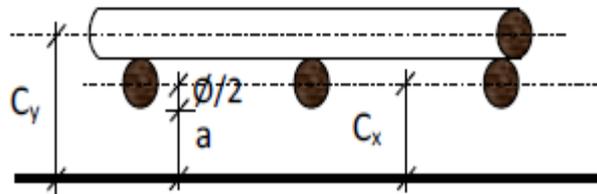


Figure 44 : Enrobage

Calcul du ferrailage de la dalle pleine

Sens X-X

En travées

$$Mt_x^u = 268,74 \text{ KN.m} = 268740 \text{ N.M}$$

- Etat limite ultime (E.L.U) :

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mt_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{268740}{17 \times 100 \times (30)^2} = 0,17$$

$$\mu = 0,17 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,23$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,90$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Mt_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{268740}{348 \times 0,90 \times 30} = 28,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h_0 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 28,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$10T20 \rightarrow A = 31,42 \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$e=10 \text{ cm}$$

Etat limite de service (ELS)

$$Mt_x^{\text{ser}} = 215,57 \text{ KN.m} = 215570 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 31,42}{100} = 4,71 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 30 \times 4,71 = 282,6$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -4,71 + \sqrt{4,71^2 + 282,6} = 12,24 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 12,24^3}{3} + 15 \times 31,42 \times (30 - 12,24)^2 = 209781,89 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{I} = \frac{215570}{209781,89} = 1,02$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 12,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 18 \times k \times (d - y_1) = 18 \times 1,02 \times (30 - 12,24) = 326,07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{t28} = 2,1 \\ \eta = 1,6 \quad \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min[267 ; 201,63] = 267 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 326,07 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L. S}$$

D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service

$$\mu_1 = \frac{M_{t_x}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{215570}{326,07 \times 100 \times (30)^2} = 0,004$$

$$\mu_1 = 0,004 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,898 \\ K_1 = 34,02 \end{cases}$$

\u2794 V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{326,07}{34,02} = 7,84 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{t_x}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{215570}{326,07 \times 0,898 \times 30} = 24,54 \text{ cm}^2$$

\u2794 Choix des armatures :

$$10T20 \rightarrow A = 31,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 10 \text{ cm}$$

En appuis

$$M_{a_x}^u = 179,16 \text{ KN.m} = 179160 \text{ N.m}$$

- Etat limite ultime (E.L.U) :

\u2794 V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :

$$\mu = \frac{M_{a_x}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{179160}{17 \times 100 \times (30)^2} = 0,11$$

$$\mu = 0,11 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,14$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,94$$

Détermination des armatures

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{179160}{348 \times 0,94 \times 30} = 18.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400: } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 18.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Choix des armatures :

$$10T16 \rightarrow A = 20.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Etat limite de service (ELS)

$$Ma_x^{\text{ser}} = 143.71 \text{ KN.m} = 143710 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 20.11}{100} = 3,01 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 30 \times 3,01 = 180.6 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3,01 + \sqrt{3,01^2 + 180.6} = 10.76 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 10.76^3}{3} + 15 \times 20.11 \times (30 - 10.76)^2 = 153189.63 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{\text{ser}}}{I} = \frac{179160}{153189.63} = 1,16$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 12.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 1,16 \times (30 - 10.76) = 334.77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 334.77 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L. S}$$

Détermination des armatures à l'Etat limite de service

$$\mu_1 = \frac{Ma_x^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{143710}{334.77 \times 100 \times (30)^2} = 0,004$$

$$\mu_1 = 0,004 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,898 \\ K_1 = 34,02 \end{cases}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{334,77}{34,02} = 9,84 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{a_x}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{143710}{334,77 \times 0,898 \times 30} = 15,93 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

$$10T16 \rightarrow A = 20,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$E_p = 10 \text{ cm}$$

Sens Y-Y

En travées

$$M_{t_y}^u = 155,48 \text{ KN.m} = 155480 \text{ N.m}$$

Etat limite ultime (E.L.U) :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{t_y}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{155480}{17 \times 100 \times (28)^2} = 0,11$$

$$\mu = 0,11 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,14$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,94$$

Détermination des armatures

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{155480}{348 \times 0,94 \times 28} = 16,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité : **[BAEL91/A4.2.1]**

$$\text{Acier FeE400: } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 16,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Choix des armatures :

$$10T16 \rightarrow A = 20.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Etat limite de service (ELS)

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 157.51 \text{ KN.m} = 157510 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 20.11}{100} = 3.01 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 28 \times 3.01 = 168.56 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3.01 + \sqrt{3.01^2 + 168.56} = 10.31 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 10.31^3}{3} + 15 \times 20.11 \times (28 - 10.31)^2 = 130927.6 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{I} = \frac{157510}{130927.6} = 1.2$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 12.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 1.2 \times 28 = 504 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 504 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

Détermination des armatures à l'Etat limite de service

$$\mu_1 = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{157510}{504 \times 100 \times (28)^2} = 0,004$$

$$\mu_1 = 0,004 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,898 \\ K_1 = 34,02 \end{cases}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{504}{34,02} = 14.81 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{157510}{504 \times 0,898 \times 28} = 12.42 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$10T14 \rightarrow A = 15.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 10 \text{ cm}$$

En Appuis

$$\mathbf{Ma_y^u = 91.46 \text{ KN.m} = 91460 \text{ N.M}}$$

Etat limite ultime (ELU)

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma_y^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{91460}{17 \times 100 \times (28)^2} = 0,06$$

$$\mu = 0,06 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,07$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,98$$

Détermination des armatures

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{91460}{348 \times 0,98 \times 28} = 9.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400: } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 9.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

$$10T12 \rightarrow A = 11.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Etat limite de service (E. L.S.) :

$$\mathbf{Ma_y^{\text{ser}} = 92.65 \text{ KN.m} = 92650 \text{ N.m}}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 11.31}{100} = 1.69 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 28 \times 1.69 = 94.64 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.69 + \sqrt{1.69^2 + 94.64} = 8.18 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 8.18^3}{3} + 15 \times 11.31 \times (28 - 8.18)^2 = 66644.01 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{ser}}{I} = \frac{92650}{66644.01} = 1.39$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 11.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 1.39 \times (28 - 8.18) = 413.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 413.24 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L. S}$$

Détermination des armatures à l'Etat limite de service

$$\mu_1 = \frac{M_a^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{92650}{413.24 \times 100 \times (28)^2} = 0,003$$

$$\mu_1 = 0,0030 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,910 \\ K_1 = 40.56 \end{cases}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{413.24}{40.56} = 10.31 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_a^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{92650}{413.24 \times 0,910 \times 28} = 8.79 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

$$10T12 \rightarrow A = 11.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 10 \text{ cm}$$

2.7.Ferrailage du débordement

Le débordement est de 70 cm de chaque coté

- Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_m = 184 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q = \sigma_m \times 1\text{ml} = 184 \times 1\text{m}_L = 184 \text{ kN/m}_L$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -184 \times \frac{0,30^2}{2} = -8.28 \text{ kN.m}$$

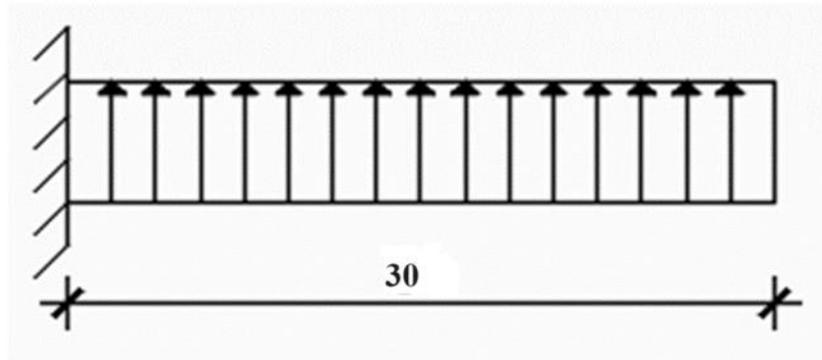


Figure 45 : Schéma statique du débordement

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{45080}{17 \times 100 \times (25)^2} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,05$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,98$$

Détermination des armatures

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{45080}{348 \times 0,98 \times 25} = 5,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité : **[BAEL91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{2,1}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 25 \times \frac{2,1}{400} = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 5,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

$$4T14 \rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Etat limite de service (ELS)

$$\sigma_m = 134 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m \times 1\text{ml} = 134 \times 1\text{m}_L = 134 \text{ kN/m}_L$$

$$M_{\text{ser}} = -q_{\text{ser}} \times \frac{l^2}{2} = -134 \times \frac{0,30^2}{2} = -6.03 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 6.16}{100} = 1 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 65 \times 1 = 130 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1 + \sqrt{1^2 + 130} = 10.44 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 10.44^3}{3} + 15 \times 6.16 \times (25 - 10.44)^2 = 57517.98 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{32830}{57517.98} = 0.57$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 5.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.57 \times (25 - 10.44) = 124.48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 267 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenus.}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$T_u^{\text{max}} = q_u \times L = 184 \times 0,3 = 55,2 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{55200}{100 \times 25 \times 10^2} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

➤ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne de la poutre.

Tableau 20 : ferrailage radier sens XX

	ELU					ELS			
	A_{min}	A_{cal}	Choix		e	As	Choix		e
Travée	3	28,60	10T20	31,42	10	24,54	10T20	31,42	10
Appuis	3	18,25	10T16	20,11	10	15,93	10T16	20,11	10

Tableau 21 : ferrailage radier sens YY

	ELU					ELS			
	A_{min}	A_{cal}	Choix		e	As	Choix		e
Travée	3	16,97	10T16	20,11	10	12,42	10T14	15,39	10
Appuis	3	9,57	10T12	11,31	10	8,79	10T12	11,31	10

Tableau 22 : ferrailage débordement

	A_{min}	A_{cal}	Choix	
Débordement	3,02	5,28	4T14	6,16

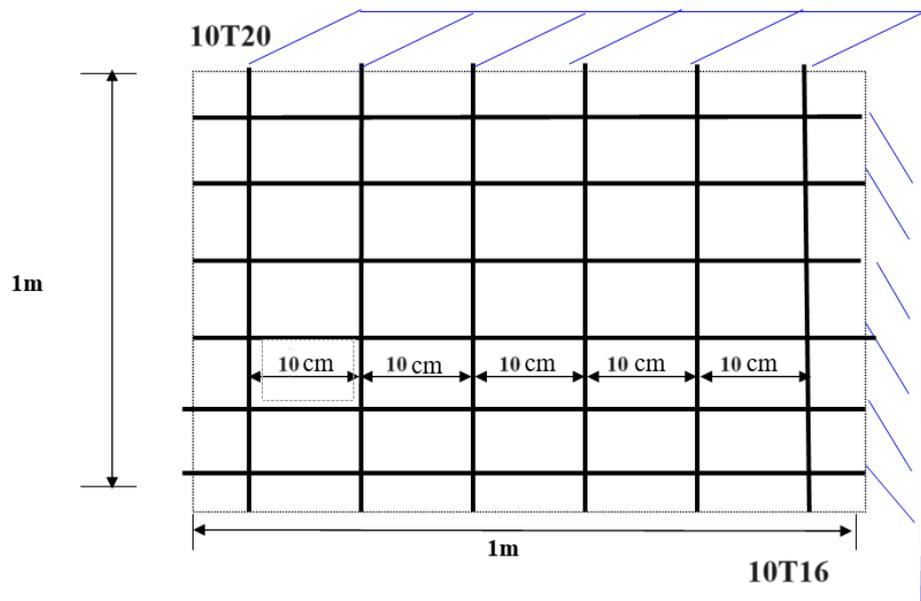


Figure 46 : Ferrailage nappe supérieure (en travées)

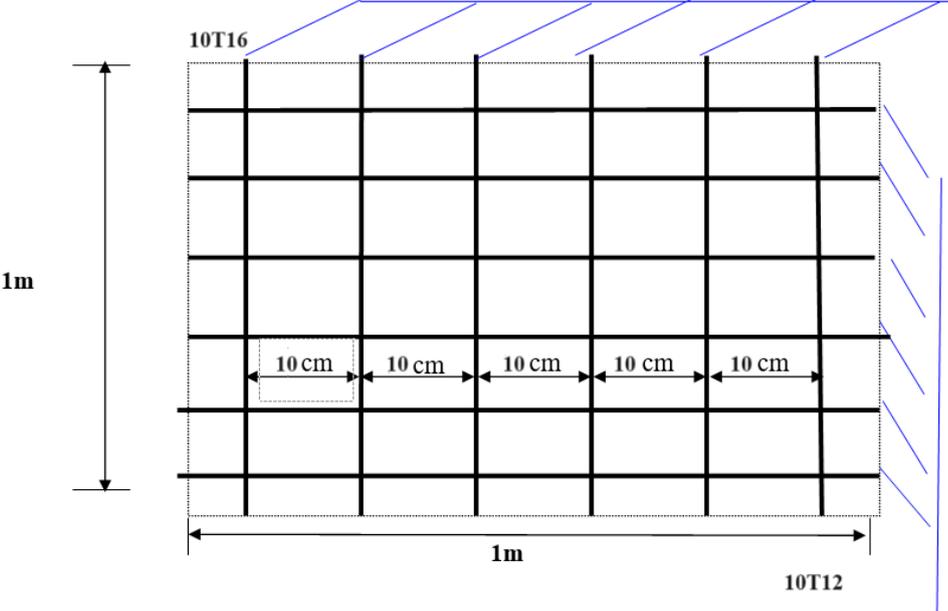


Figure 47 : Ferrailage nappe inférieure (aux appuis)

Conclusion générale

Conclusion Général

L'étude de cet ouvrage nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction, ainsi que d'approfondir celles que nous avons déjà acquises au cours de notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. De plus, cette étude nous a conduit à certaines conclusions importantes :

En outre les raisons qui ont motivé le choix de ce sujet sont dues principalement à l'ampleur des conséquences potentielles des évènements sismiques qui peuvent affecter les bâtiments car en Algérie le choix d'une structure fluide est rarement utilisé. C'est pour cela qu'il est essentiel de modéliser autant que possible tous les éléments de la structure, qu'ils soient secondaires ou structuraux, afin de reproduire au mieux leur comportement réel.

La disposition adéquate des voiles joue un rôle crucial dans la vérification de la période et dans la justification de l'interaction entre les voiles et les portiques.

La modélisation de notre structure à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis nous a permis de réaliser des calculs tridimensionnels et dynamiques, facilitant ainsi les calculs, améliorant le comportement de la structure et permettant de gagner un temps considérable dans l'analyse de la structure.

Suite à notre étude, il est essentiel de souligner que pour une conception parasismique efficace, une étroite collaboration avec les intervenants du secteur socio-economique, l'ingénieur civil et l'architecte.

Pour parvenir à une sécurité parasismique sans coûts supplémentaires importants il faut penser dès le début du projet à collaborer avec les administrations, les laboratoires spécialisées les bureaux d'étude afin d'éviter toute conception et de permettre aux étudiants de réaliser des projets réalistes et opérationnels, ce qui participe activement au développement de notre pays.

Bibliographie

Bibliographie

Cours du béton armé BAEL91, Jean-pierre MOUGIN, EYROLLES 1992.

Pratique du BAEL91, jean PERCHAT et Jean ROUX, 3^{ème} édition, 1999.

D.T.R.B.C-2.48, Règles parasismiques algériennes « RPA 99 version 2003 ».

D.T.R.B.C-2.2 Règles d'exécution des travaux de fondation superficielles.

D.T.R.B.C-2.33.1 Règles de calcul de fondations superficielles.

Règle de conception et de calcul des fondations superficielles.

Polycopie du cours de béton 1^{ère} Année et 2^{ème} Année master.

Projet de fin d'étude des promotions précédentes.

Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études.

Robot structural Analysis Professional 2022, SKETCHUP, Autocad Architecture 2022,

Autodesk, ID Autocad, Licence : moun bentounes