



وزارة البحث العلمي والتعليم العالي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil



N° d'ordre : M2. /GC/2024

**Mémoire de Fin d'Etudes pour L'Obtention du Diplôme de Master en
Génie Civil Option structures**

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT R+4
A USAGE D'HABITATION**

Présenté par :

M. SEDDAOUI Abdelkader - M. MOUMENE Abdelkader

Soutenu le --/--/2024 devant le Jury composé de :

Dr. Belhaouari Fetthi	MCB	Université de Mostaganem
Dr. Sedki Nizzar	MCB	Université de Mostaganem
Dr. MERAD BOUDIA Sofiane	MAB	Université de Mostaganem
Pr. Invité Bahar Sadek	MCB	Université de Mostaganem

Année Universitaire 2023/2024

بِسْمِ

اللَّهِ

الرَّحْمَنِ

الرَّحِيمِ

Remerciements

- ❖ Tout d'abord, nous exprimons notre gratitude envers Allah, le tout-puissant, pour nous avoir accordé la force et la patience nécessaires pour achever cette tâche.
- ❖ Nous tenons à remercier chaleureusement notre superviseur, M. MERAD BOUDIA Sofiane, pour sa confiance et son soutien scientifique, ainsi que pour son expérience et sa compétence.
- ❖ Nous souhaitons exprimer notre gratitude envers nos familles pour leurs efforts et leur patience envers nous, en particulier dans ces moments difficiles.
- ❖ Nous souhaitons également exprimer notre gratitude envers tous les enseignants du département GENIE CIVIL pour leur contribution essentielle à notre formation. Notamment les membres du jury qui ont accepté d'examiner et donner leur avis sur notre travail.
- ❖ Finalement, tous nos amis qui ont apporté leur contribution de près ou de loin pour terminer ce petit travail.

SEDDAOUI Abdelkader & MOUMENE Abdelkader

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment R+4, ayant une forme régulière en plan, implanté à la Commune de Azzaba Wilaya de Skikda et destiné à usage d'habitation. En utilisant les Standards Algériens tels que le RPA 1999 révisé 2003 et le Code Béton CBA 93, notre étude se compose en quatre parties :

- ❖ La première concerne une description générale du projet avec une présentation des éléments du bâtiment, une évaluation des charges appliquées et enfin un pré-dimensionnement de la structure.
- ❖ La deuxième partie concerne l'étude des éléments secondaires tels que l'acrotère, les escaliers, les planchers et les dalles pleines.
- ❖ La troisième partie traite l'étude statique et dynamique de la structure faite par le logiciel de calcul ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux charges appliquées (charges permanentes, charges d'exploitation et charges sismiques).
- ❖ La dernière partie concerne le calcul de ferrailage des différents éléments résistants de la structure concernant les poteaux, les poutres, les voiles et les fondations.

Mots clés : Bâtiment, Béton Armé, Modélisation, RPA99, CBA93, Ferrailage.

Abstract

This project presents a detailed study of a R+4 building, having a regular shape in plan, located in the Municipality of Azzaba Wilaya of Skikda and intended for residential use. Using Algerian Standards such as the RPA 1999 revised 2003 and the Concrete Code CBA 93, our study is composed of four parts:

- ❖ The first concerns a general description of the project with a presentation of the building elements, an evaluation of the applied loads and finally a pre-sizing of the structure.

- ❖ The second part concerns the study of secondary elements such as the parapet, stairs, floors and solid slabs.

- ❖ The third part deals with the static and dynamic study of the structure carried out by the ROBOT calculation software in order to determine the different stresses due to the applied loads (permanent loads, operating loads and seismic loads).

- ❖ The last part concerns the calculation of reinforcement for the various resistant elements of the structure concerning the posts, beams, walls and foundations.

Keywords : Building, Reinforced Concrete, Modeling, RPA99, CBA93, Reinforcement.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى R+4 ذو مخطط منتظم الشكل يقع ببلدية العزابة ولاية سكيكدة ومخصص للاستخدام السكني. باستخدام المعايير الجزائرية مثل RPA 1999 المنقحة عام 2003 وقانون الخرسانة CBA 93 ، تتكون دراستنا من أربعة أجزاء:

□ الأول يتعلق بوصف عام للمشروع مع عرض تقديمي لعناصر البناء، وتقييم الأحمال المطبقة وأخيرا تحديد الحجم المسبق للهيكل.

□ أما الجزء الثاني فيختص بدراسة العناصر الثانوية مثل الدرابزين والسلالم والأرضيات والألواح الصلبة.

□ أما الجزء الثالث فيتناول الدراسة الساكنة والديناميكية للهيكل التي يقوم بها برنامج الحساب ROBOT لتحديد الضغوطات المختلفة الناتجة عن الأحمال المطبقة (الأحمال الدائمة، أحمال التشغيل، والأحمال الزلزالية).

□ الجزء الأخير يتعلق بحساب التسليح لمختلف عناصر المقاومة للمنشأ من أعمدة وكمرات وجدران وأساسات.

الكلمات المفتاحية: البناء، الخرسانة المسلحة، النمذجة، RPA99، CBA93، التسليح.

Sommaire

Remerciements	3
Résumé	4
Abstract	5
ملخص.....	6
Sommaire	7
Liste des figures	16
Liste des tableaux	19
Introduction générale.....	1
Chapitre 01 : présentation du projet	4
1.1 Introduction	4
1.2 Présentation de l'ouvrage	4
1.3 Caractéristiques géométriques.....	4
1.4 Plans architecturaux	5
1.4.1 Plan RDC.....	5
1.4.2 Plan d'étage courant	6
1.4.3 Plan des façades	7
1.5 Données sismiques de la structure	8
1.6 Eléments de l'ossature.....	8
1.6.1 Eléments porteurs de l'ossature.....	9
1.6.1.1 Poteaux	9
1.6.1.2 Poutres	9
1.6.1.3 Bande noyée (poutre noyée).....	9
1.6.1.4 Voiles	9
1.6.1.5 Fondations	9
1.6.2 Eléments secondaires de l'ossature	9
1.6.2.1 Escaliers	9
1.6.2.2 Planchers	10
1.6.2.3 Balcons	10
1.6.2.4 Acrotère	10
1.6.3 Enveloppe.....	10
1.6.3.1 Maçonnerie.....	10
1.6.3.2 Systèmes d'isolation.....	10

1.6.3.3	Revêtements	10
1.7	Règlementation et normes utilisés.....	11
1.8	Définition des états limites	11
1.8.1	Etats limites ultimes (ELU).....	11
1.8.2	Etats limites de service (ELS)	11
1.9	Hypothèses de calcul.....	12
1.9.1	Hypothèse de calcul à L'ELU	12
1.9.2	Hypothèse de calcul à L'ELS :	12
1.10	Caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul	13
1.10.1	Matériau Béton	13
1.10.1.1	Composition du béton	13
1.10.1.2	Dosage et mise en œuvre.....	13
1.10.1.3	Caractéristiques mécaniques du béton	14
1.10.1.4	Modèles de calcul.....	15
1.10.2	Matériau Acier.....	17
1.10.2.1	Caractéristiques mécaniques	17
1.11	Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	18
1.11.1	Etat limite ultime	18
1.11.2	Etat limite de service	18
1.11.3	Etat limite accidentelle	18
1.12	Conclusions	18
Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et descente des Charges.....		20
2.1	Introduction	20
2.2	Pré dimensionnement du plancher (corps creux)	20
2.3	Pré dimensionnements des poutres	21
2.3.1	Poutres principales	22
2.3.2	Poutres secondaires	22
2.4	Descente des charges.....	23
2.4.1	Plancher terrasse inaccessible	23
2.4.2	Plancher étage courant	23
2.4.3	Balcons	24
2.4.4	Murs Extérieurs	25
2.4.5	Cloisons Intérieurs.....	25

2.4.6	Escaliers	26
2.4.6.1	Volée (la paillasse)	26
2.4.6.2	Palier.....	26
2.5	Pré dimensionnements des poteaux.....	26
2.5.1	Définition	26
2.5.2	Principe.....	27
2.5.3	Critère de résistance (selon B.A.E.L 91 R 99)	29
2.5.4	Conditions de RPA99 version 2003	32
2.5.5	Conditions Critère de flambent	32
2.6	Voiles	32
2.7	Conclusions	33
Chapitre 03 : Etude de plancher		35
3.1	Introduction	35
3.2	Etude du plancher à corps creux	35
3.2.1	Détermination des dimensions des poutrelles	35
3.2.2	Ferrailage de la dalle de compression	36
3.2.2.1	Armatures perpendiculaires aux nervures	36
3.2.2.2	Armatures parallèles aux nervures	37
3.2.3	Evaluation des charges appliquées	37
3.2.4	Formulation et procédure de calcul	37
3.2.4.1	Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	37
3.2.4.2	Détermination des moments.....	38
3.2.5	Application de la méthode forfaitaire.....	39
3.2.5.1	Moment de la travée considéré supposé simplement appuyée.....	39
3.2.5.2	Moment fléchissant en appuis :.....	40
3.2.5.3	Moment fléchissant en travée :.....	41
3.2.5.4	Efforts tranchants	42
3.2.6	Détermination des armatures longitudinales	43
3.2.6.1	Armatures en travée.....	43
3.2.6.2	Armatures aux appuis :.....	45
3.2.7	Calcul des armatures transversales.....	47
3.2.7.1	Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	47
3.2.7.2	Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures	

3.2.7.3	Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne	47
3.2.7.4	Section et écartement des armatures transversales A_t	47
3.2.8	Vérification de la flèche	48
Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux		53
4.1	Introduction	53
4.2	Etude de l'acrotère	53
4.2.1	Définition	53
4.2.2	Calcul des sollicitations	53
4.2.2.1	Charge permanente	53
4.2.2.2	Charge d'exploitation	53
4.2.2.3	Force horizontale F_p	54
4.2.3	Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant	54
4.2.3.1	ELU	54
4.2.3.2	ELS	54
4.2.4	Détermination de l'excentricité : e_u	54
4.2.5	Calcul en flexion simple de la section fictive des armatures	55
4.2.5.1	Moment fictif	55
4.2.5.2	Moment réduit	55
4.2.5.3	Armatures fictives	55
4.2.6	Calcul en flexion composée de la section réelle des armatures	55
4.2.6.1	Les armatures des répartitions	55
4.2.7	Vérifications à l'ELU	56
4.2.7.1	Condition de non fragilité (BAEL99/Art A.4.21)	56
4.2.7.2	Vérification au cisaillement (BAEL99/Art 5.1, 211)	56
4.2.7.3	Vérification d'adhérence des barres (BAEL99/ Art A 6.1,3)	56
4.2.7.4	Longueur de scellement droit (BAEL 91/Art A.6.1, 23)	56
4.2.7.5	Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)	57
4.2.8	Vérification à l'ELS	57
4.2.8.1	Position de l'axe neutre	57
4.2.8.2	Moment d'inertie	57
4.2.8.3	Vérification des contraintes dans le béton	57
4.2.8.4	Vérification des contraintes dans les aciers	57
4.2.8.5	Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme	58

4.3	Etude des balcons	58
4.3.1	Epaisseur de balcon	58
4.3.2	Détermination des charges	59
4.3.2.1	Charges permanentes.....	59
4.3.2.2	Charges d'exploitations.....	59
4.3.2.3	Combinaison de charges.....	59
4.3.2.4	Calcul des efforts internes	60
4.3.3	Calcul de ferrailage	61
4.3.3.1	Moment réduit	61
4.3.3.2	Armatures principales	61
4.3.3.3	Armatures des répartitions	61
4.3.4	Vérifications à l'ELU	61
4.3.4.1	Condition de non fragilité (BAEL99/Art A.4.21)	61
4.3.4.2	Vérification au cisaillement (BAEL99/Art 5.1, 211).....	62
4.3.4.3	Vérification d'adhérence des barres (BAEL99/ Art A 6.1,3)	62
4.3.4.4	Longueur de scellement droit.....	62
4.3.4.5	Vérification des espacements des barres (Art A.4.5 ,33 BAEL99).....	63
4.3.5	Vérification à l'ELS	63
4.3.5.1	Position de l'axe neutre.....	63
4.3.5.2	Moment d'inertie	63
4.3.5.3	Vérification des contraintes dans le béton.....	63
4.3.5.4	Vérification des contraintes dans les aciers.....	63
4.3.6	Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)	64
4.4	Etude des escaliers	64
4.4.1	Introduction	64
4.4.2	Définition des éléments d'un escalier	64
4.4.3	Dimensionnement des différents éléments de l'escalier	65
4.4.4	Détermination des charges et surcharges appliquées	66
4.4.4.1	Charges permanentes.....	66
4.4.4.2	Charges d'exploitations.....	67
4.4.4.3	Combinaison de charges :	67
4.4.4.4	Calcul des efforts internes	68
4.4.5	Calcul de ferrailage en travée.....	69

4.4.5.1	Moment à l'ELU	69
4.4.5.2	Armatures principales :	69
4.4.5.3	Armatures de répartition.....	69
4.4.6	Vérfications à l'ELU	69
4.4.6.1	Condition de non fragilité (BAEL99 /Art A.4.2.1)	69
4.4.6.2	Vérfication au cisaillement (BAEL99/Art 5.1, 211).....	69
4.4.6.3	Vérfication d'adhérence des barres (BAEL91/ Art 6.1, 3)	70
4.4.6.4	Longueur de scellement droit (BAEL 91/Art A.6.1, 23)	70
4.4.6.5	Espacement des barres	71
4.4.7	Vérfications à l'ELS.....	71
4.4.7.1	Calcul des efforts internes	71
4.4.7.2	Position de l'axe neutre.....	71
4.4.7.3	Moment d'inertie	71
4.4.7.4	Vérfication des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL 91)	71
4.4.7.5	État limite d'ouvertures des fissures	71
4.4.8	Calcul de ferrailage en travée.....	72
4.4.8.1	Moment à l'ELU	72
4.4.8.2	Armatures principales	72
4.4.8.3	Armatures de répartition :	72
4.4.9	Vérfications à l'ELU :	72
4.4.9.1	Condition de non fragilité (BAEL99 /Art A.4.2.1)	72
4.4.9.2	Vérfication au cisaillement (BAEL99/Art 5.1, 211).....	72
4.4.9.3	Vérfication d'adhérence des barres (BAEL91/ Art 6.1, 3)	73
4.4.9.4	Longueur de scellement droit (BAEL 91/Art A.6.1, 23)	73
4.4.9.5	Espacement des barres :	74
4.4.10	Vérfications à l'ELS.....	74
4.4.10.1	Calcul des efforts internes	74
4.4.10.2	Position de l'axe neutre.....	74
4.4.10.3	Moment d'inertie	74
4.4.10.4	Vérfication des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL 91)	74
4.4.10.5	État limite d'ouvertures des fissures	74
4.4.11	Etat limite de déformation (Art B.6.5.1/BAEL91).....	75
Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.....		77

5.1	Introduction	77
5.2	Choix de la méthode de calcul	77
5.2.1	Méthode statique équivalente	77
5.2.1.1	Principe de la méthode	77
5.2.1.2	Conditions d'application de la MSE	77
5.2.2	Méthode dynamique modale spectrale	78
5.2.2.1	Principe de la méthode	78
5.2.2.2	Domaine d'application	78
5.2.2.3	Hypothèses	78
5.3	Détermination des paramètres du spectre de réponse	78
5.3.1	Coefficient d'accélération A	78
5.3.2	Coefficient de comportement global de la structure R.....	78
5.3.3	Facteur de qualité Q	78
5.3.3.1	Régularité en plan.....	78
5.3.3.2	Régularité en élévation.....	79
5.3.3.3	Contrôle de la qualité des matériaux	79
5.3.3.4	Contrôle de la qualité de l'exécution.....	79
5.3.4	Facteur de correction d'amortissement " η "	79
5.3.5	Spectre de réponse de calcul	80
5.3.6	Détermination des paramètres des combinaisons d'action	80
5.3.7	Estimation de la période fondamentale de la structure	80
5.3.8	Facteur d'amplification dynamique moyen D.....	80
5.3.9	Poids total de la structure	81
5.4	Modélisation de la structure	81
5.4.1	Calcul de la force sismique totale	82
5.4.2	Résultats de l'analyse modale	83
5.4.2.1	Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003.....	85
5.4.2.2	Evaluation des excentricités	85
5.5	Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente	86
5.6	Vérification des déplacements inter étage.....	86
5.7	Vérification de l'effet $P - \Delta$	87
5.8	Vérification de renversement	88
5.9	Conclusions	88

Chapitre 06 : Etude des portiques	90
6.1 Introduction	90
6.2 Etude des poutres	90
6.2.1 Typologie de poutres	90
6.2.2 Charges appliquées.....	90
6.2.2.1 Liste de combinaisons	90
6.2.2.2 Tableau des sollicitations	91
6.2.3 Calcul du ferrailage	91
6.2.3.1 Ferrailage longitudinal en travée.....	91
6.2.3.2 Ferrailage longitudinal en appuis	93
6.2.3.3 Ferrailage transversal	94
6.2.4 Tableaux récapitulatifs du ferrailage des poutres.....	95
6.2.4.1 Section du ferrailage à l'ELU et ACC	95
6.2.4.2 Vérification des contraintes ELS.....	96
6.2.5 Dessins ferrailage des poutres	96
6.3 Etude des poteaux.....	98
6.3.1 Typologie des poteaux	98
6.3.2 Charges appliquées.....	99
6.3.2.1 Combinaison de charges.....	99
6.3.2.2 Efforts et moments appliqués.....	99
6.3.3 Calcul du ferrailage	100
6.3.3.1 Armatures longitudinales	100
6.3.3.2 Armatures transversales	105
6.3.4 Tableaux récapitulatifs du ferrailage des poteaux.....	106
6.3.5 Dessins ferrailage des poteaux	106
Chapitre 07 : Etude des voiles.....	108
7.1 Introduction	108
7.2 Ferrailage des voiles de contreventement	108
7.2.1 Sollicitations sur les voiles	108
7.2.2 Vérifications recommandées selon RPA99 version 2003	109
7.2.2.1 Armatures minimales	109
7.2.2.2 Armatures horizontales	110
7.2.3 Exemples de calcul.....	110

7.2.3.1	Armatures longitudinales	111
7.2.3.2	Calcul des armatures transversales.....	114
Chapitre 08 :	Etude de fondation.....	117
8.1	Introduction	117
8.2	Choix du type de fondation	117
8.3	Etude de semelle filante	118
8.3.1	Dimensionnement de semelle filante	118
8.3.1.1	Largeur de nervures.....	118
8.3.1.2	Hauteur de nervures	118
8.3.1.3	Epaisseur de la semelle	118
8.3.2	Combinaison d'action	118
8.3.2.1	Vérification des contraintes sous la semelle	118
8.3.2.2	Vérification de l'effet de sous pression.....	119
8.4	Ferraillage de semelle filante	119
8.4.1	Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :.....	119
8.4.2	Ferraillage longitudinal	120
8.4.2.1	Sens xx en travée.....	120
8.4.2.2	Sens xx aux appuis	121
8.4.2.3	Sens yy en travée.....	122
8.4.2.3.1	Sens yy aux appuis :	123
8.5	Ferraillage de nervure.....	125
8.5.1	Ferraillage longitudinal	125
8.5.1.1	En travée.....	125
8.5.1.2	Aux appuis.....	126
Conclusion générale	128
Bibliographie	129
Annexe 1 :	Ferraillage des éléments secondaires	130
Annexe 2 :	Ferraillage des éléments de la superstructure	131
Annexe 3 :	Ferraillage des éléments de l'infrastructure.....	133

Liste des figures

Figure 1.1 : Vue sur la situation de site étudiée.	4
Figure 1.2 : Plan de RDC.	5
Figure 1.3 : Plan d'étage courant	6
Figure 1.4 : Plan façade principale.	7
Figure 1.5 : Plan coupe A-A.	7
Figure 1.6 : Plan coupe B-B.	8
Figure 1.7 : Diagramme déformations limites de la section.	12
Figure 1.8 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.	16
Figure 1.9 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.	16
Figure 1.10 : Diagramme contrainte déformation.	17
Figure 2.11 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	20
Figure 2.12 : Dimensions de poutres.	21
Figure 2.13 : Poutres Principale.	22
Figure 2.14 : Poutre secondaires.	22
Figure 2.15 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.	23
Figure 2.16 : Plancher étage courant.	23
Figure 2.17 : Balcon.	24
Figure 2.18 : Murs extérieure.	25
Figure 2.19 : Section réduite du poteau.	27
Figure 2.20 : Schéma représentatif d'un étage courant.	28
Figure 2.21 : Schéma de la loi de dégression.	29
Figure 2.22 : Surface afférente au poteau le plus sollicité.	30
Figure 2.23 : Coupe de voile.	33
Figure 3.24 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	35
Figure 3.25 : Schéma des poutrelles.	35
Figure 3.26 : Section de la nervure	36
Figure 3.27 : Schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type	39
Figure 3.28 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (01) travées.	42
Figure 3.29 : Section de calcul.	43
Figure 3.30 : Section de calcul en travée.	43
Figure 3.31 : Section de calcul en appuis.	45
Figure 3.32 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	48

Figure 3.33 : Section de calcul.	50
Figure 4.34 : Coupe transversal de l'acrotère et Schéma statique de l'acrotère.	53
Figure 4.35 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.	54
Figure 4.36 : Ferrailage de l'acrotère.	58
Figure 4.37 : Schéma statique et coupe transversal du balcon.	58
Figure 4.38 : Schéma statique de calcul.	59
Figure 4.39 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.	60
Figure 4.40 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	60
Figure 4.41 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	60
Figure 4.42 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	60
Figure 4.43 : Schéma de ferrailage balcon.	64
Figure 4.44: Différents éléments d'un escalier.	65
Figure 4.45 : Schéma statique des escaliers.	67
Figure 4.46 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.	68
Figure 4.47 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	68
Figure 4.48: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	68
Figure 4.49 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	68
Figure 4.50: Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse.	75
Figure 5.51 : Disposition des éléments verticaux poteaux et voiles.	82
Figure 5.52 : Vue de la structure modélisée.	82
Figure 5.53 : Vue de la structure modélisée.	82
Figure 5.54 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y).	84
Figure 5.55 : 2eme mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x).	84
Figure 5.56 : 3ème mode de torsions.	84
Figure 6.57 : Ferrailages poutre principale étage courant.	96
Figure 6.58 : Ferrailages poutre principale Terrasse.	97
Figure 6.59 : Ferrailages poutre secondaires étage courant.	97
Figure 6.60 : Ferrailages poutre secondaires Terrasse.	97
Figure 6.61 : Sollicitation sur les poteaux.	98
Figure 6.62 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.	101
Figure 6.63 : Ferrailages les poteaux.	106
Figure 7.64 : Sollicitations de calcul d'un voile.	108
Figure 7.65 : Sections de calcul.	109

Figure 7.66 : disposition des armatures verticales dans les voiles.....	109
Figure 7.67 : Section du calcul de voile.....	111
Figure 7.68 : Position de N^1 M^1 et $M1$ sur la section transversale.....	112
Figure 7.69 : Section du calcul de voile.....	113
Figure 7.70 : Position de N^1 M^1 et $M1$ sur la section transversale.....	113
Figure 7.71 : Ferrailage du voile de contreventement.....	115
Figure 8.72 : Cartographies a l'ELU.....	118
Figure 8.73 : Cartographies a l'ELS.....	119
Figure 8.74 : Ferrailages semelle filantre.....	127
Figure 8.75 : Ferrailages Nervure.....	127

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Dimension de l'ouvrage.	4
Tableau 1.2 : Différents types d'acier.	17
Tableau 2.3 : Plancher Terrasse inaccessible.	23
Tableau 2.4 : Plancher étage courant.	24
Tableau 2.5 : Balcon.	24
Tableau 2.6 : Murs extérieure.	25
Tableau 2.7 : Murs intérieur.	25
Tableau 2.8 : Charges de la paillasse.	26
Tableau 2.9 : Charges de palier.	26
Tableau 2.10 : Récapitulatif des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.	29
Tableau 2.11 : Pré dimensionnement des poteaux.	31
Tableau 2.12 : Récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003).	32
Tableau 2.13 : Récapitulatif de vérification de la condition de flambement.	32
Tableau 3.14 : Evaluation des charges.	37
Tableau 3.15 : Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis.	51
Tableau 4.16 : Charges permanente sur le balcon.	59
Tableau 4.17 : Charges permanentes du palier.	66
Tableau 4.18 : Charges permanentes de la paillasse.	67
Tableau 5.19 : Pénalités du facteur de qualité.	79
Tableau 5.20 : Taux de participation modale.	83
Tableau 5.21 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage	85
Tableau 5.22 : les forces sismiques des deux directions.	86
Tableau 5.23 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.	86
Tableau 5.24 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens X-X et sens Y-Y.	87
Tableau 5.25 : Vérification de renversement	88
Tableau 6.26 : Dimensions des poutres étudiées.	90
Tableau 6.27 : Valeurs des moments de chaque niveau.	91
Tableau 6.28 : Ferrailage longitudinal des poutres.	95
Tableau 6.29 : Calcul et vérification des contraintes ELS.	96
Tableau 6.30 : Récapitulatif des sections des poteaux.	98
Tableau 6.31 : Les valeurs des moments de chaque niveau.	99

Tableau 6.32 : récapitulatif du ferrailage des poteaux.	106
Tableau 7.33 : Les sollicitations de calcul YY.....	110
Tableau 7.34 : Les sollicitations de calcul XX.....	111
Tableau 7.35 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage.....	115

Introduction générale

Le génie civil est la totalité des techniques de construction : les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil conçoivent, construisent, exploitent et réhabilitent des ouvrages de construction et d'infrastructures qu'ils gèrent pour répondre aux besoins de l'entreprise, tout en garantissant la sécurité publique et la protection de l'environnement très diversifiés, leurs travaux sont principalement répartis dans des secteurs d'activité : structures, hydrauliques, transports et environnements.

Généralement, les dommages dans les structures sont causés par une mauvaise conception. En effet, des recherches utilisant des modèles physiques et mathématiques sont réalisées afin de réduire et d'appliquer une réglementation faible qui régit le secteur de la construction en imposant des normes au concepteur et pour garantir la sécurité.

L'ingénieur n'a pas seulement à appliquer les règlements pour atteindre un tel objectif, il doit comprendre les facteurs qui déterminent le comportement dynamique de la structure. Le type de contreventement est déterminé en fonction de plusieurs paramètres tels que la hauteur du bâtiment, son utilisation et la résistance du sol.

Les règlements et les méthodes connus (CBA93.BAEL91 et RPA99) sont utilisés pour calculer les éléments constituant un ouvrage. La recherche est fondée sur la connaissance des matériaux (béton et acier) ainsi que sur le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

Les ingénieurs possèdent aujourd'hui une multitude d'outils informatiques et de logiciels de calcul rapide et précis qui leur permettent de maîtriser la technique des éléments finis utilisée en génie civil et de calculer plus rapidement des structures différentes. Pour ce travail, nous avons été chargés d'un projet d'étude d'un bâtiment (R+4) habitation.

Structure de mémoire :

Pour réaliser ce but, notre travail est composé de 08 chapitres, une introduction et une conclusion générale.

Chapitre 1 :

Présentation de l'ouvrage que nous allons étudier qui consiste à un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un Rez de chaussée plus quatre étages (R+4), en béton armé composé de portiques et de voiles, implanté à Azzaba wilaya de Skikda, qui est considérée comme une zone de moyenne sismicité d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

Chapitre 2 :

Le pré dimensionnement a pour but le calcul préliminaire des différents éléments résistants. En respectant les prescriptions des RPA99/Version 2003, CBA93 et du BAEL 91. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

Chapitre 3 :

Dans ce chapitre, nous allons étudier les planchers sont des aires planes limitant les différents étages et qui ont pour but de supporter les charges verticales auxquelles ils sont soumis.

Chapitre 4 :

Ce chapitre est destiné à l'étude des éléments secondaires tels que les escaliers, l'acrotère et les balcons. Leur étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Chapitre 5 :

On entame dans ce chapitre la conception et le calcul dynamique du bâtiment. Ce travail peut être effectué d'une façon simple et rationnelle en utilisant l'un des logiciels d'élément finis existants actuellement. Pour cela nous nous servirons du logiciel ROBOOT.

Chapitre 6 :

Ce chapitre est réservé pour le calcul des éléments principaux tels que les poteaux et les poutres. Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

Chapitre 7 :

Dans ce chapitre, nous allons étudier les voiles en béton armé qui sont considérés comme des contreventements de la structure pour faire face aux charges horizontales provenant notamment des actions sismiques.

Chapitre 8 :

Dans ce chapitre, nous allons étudier la partie de la structure qui se trouve au-dessous du niveau du sol qui s'appelle l'infrastructure, son objet est de transmettre les charges verticales et les charges sismiques horizontales et limiter les tassements différentiels.

Chapitre 01 : présentation du projet

Chapitre 01 : présentation du projet

1.1 Introduction

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en se qui concerne le type de structure, les éléments de l'ossature, la géométrie, les propriétés des matériaux, ainsi que les différentes hypothèses et règlements de calcul.

1.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié dans ce mémoire est un bâtiment en **R+4 en** béton armé destiné à usage d'habitation. Il est implanté à la Commune de Azzaba, Wilaya de **Skikda** qui est considérée comme une région de moyenne sismicité (**zone IIa**).

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

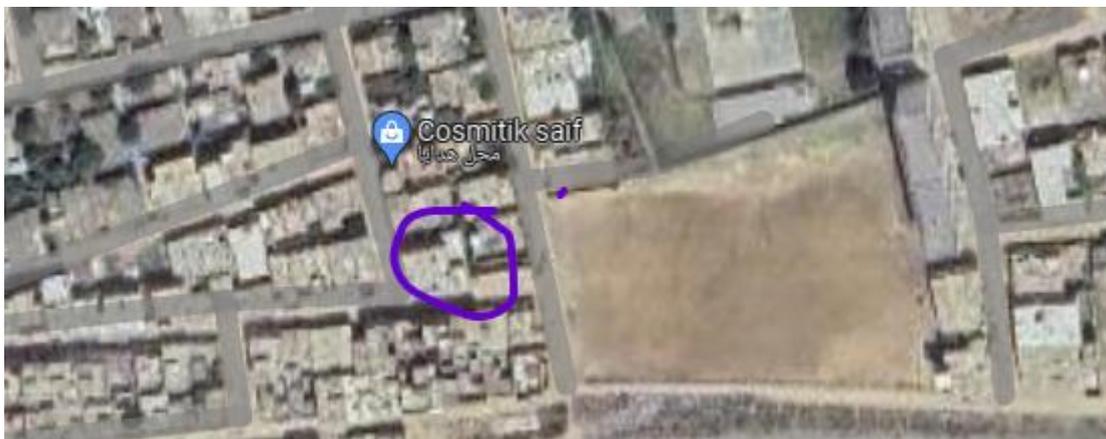


Figure 1.1 : Vue sur la situation de site étudiée.

1.3 Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

Dimensions en plans	Longueur totale	21.30 m
	Largeur totale	12.97 m
Dimensions en élévation	Hauteur totale de bâtiment	3.06 m
	Hauteur de RDC	3.06 m
	Hauteur d'étage courant	17.09 m

Tableau 1.1 : Dimension de l'ouvrage.

1.4 Plans architecturaux

1.4.1 Plan RDC

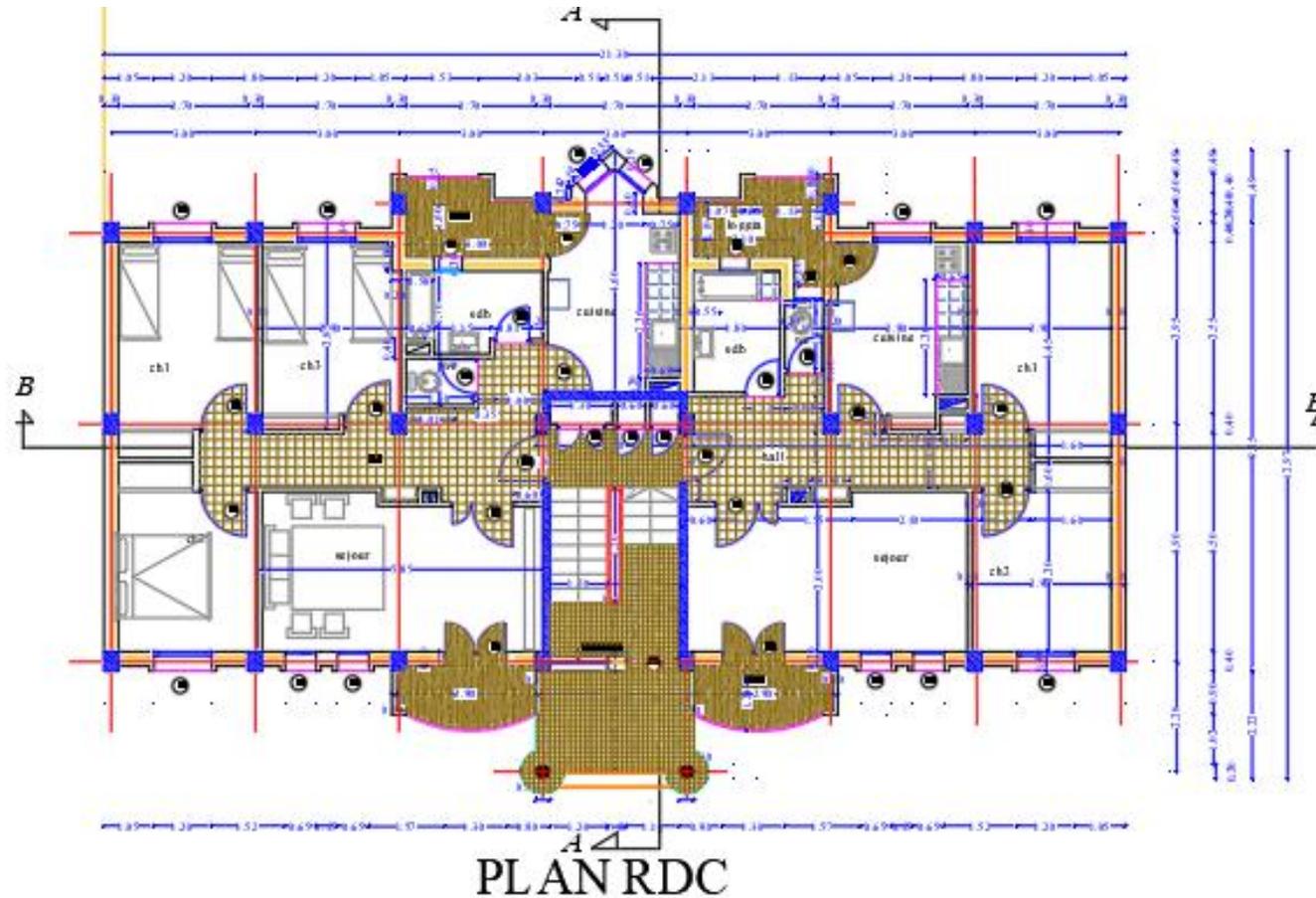


Figure 1.2 : Plan de RDC.

1.4.2 Plan d'étage courant

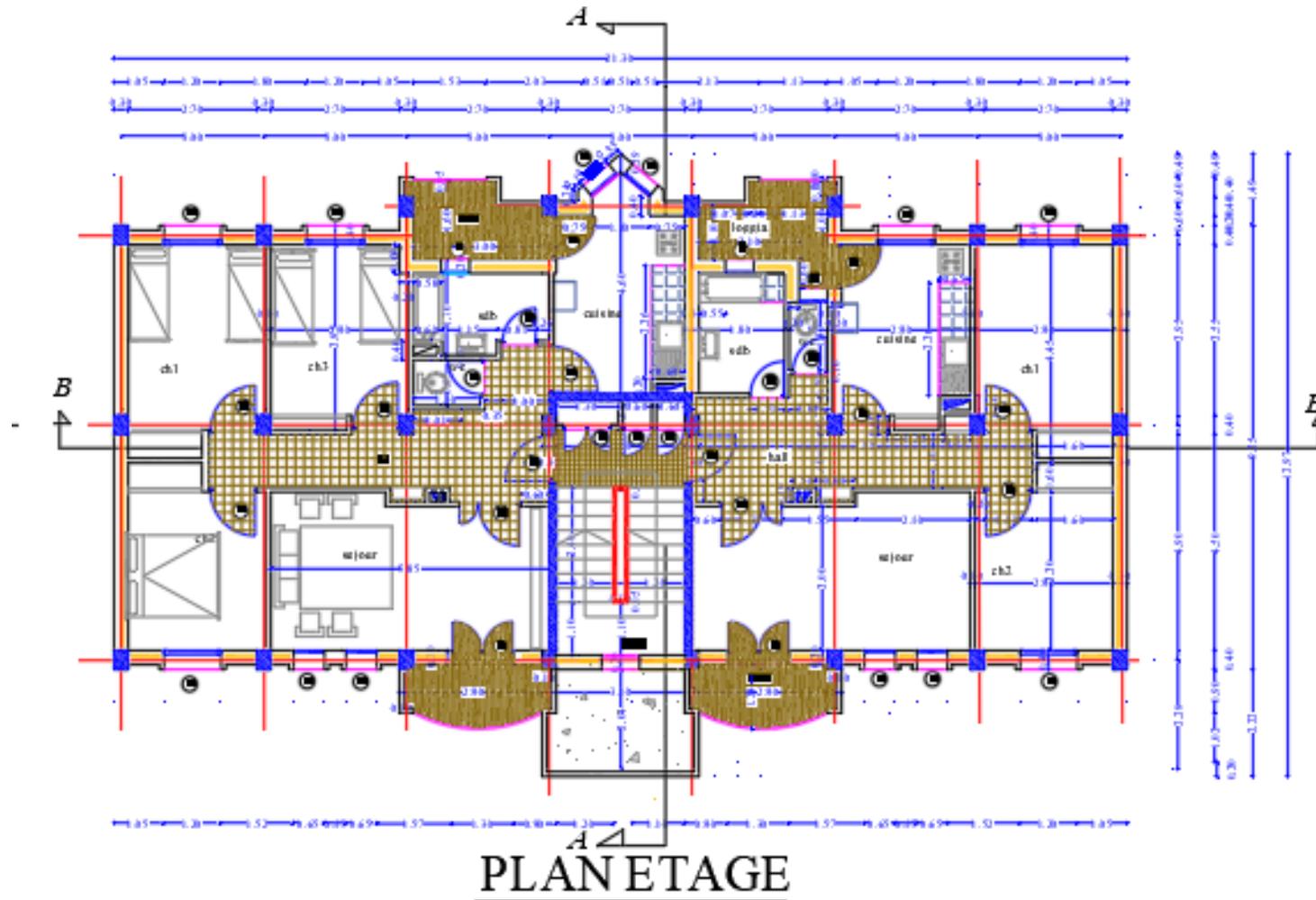


Figure 1.3 : Plan d'étage courant

1.4.3 Plan des façades

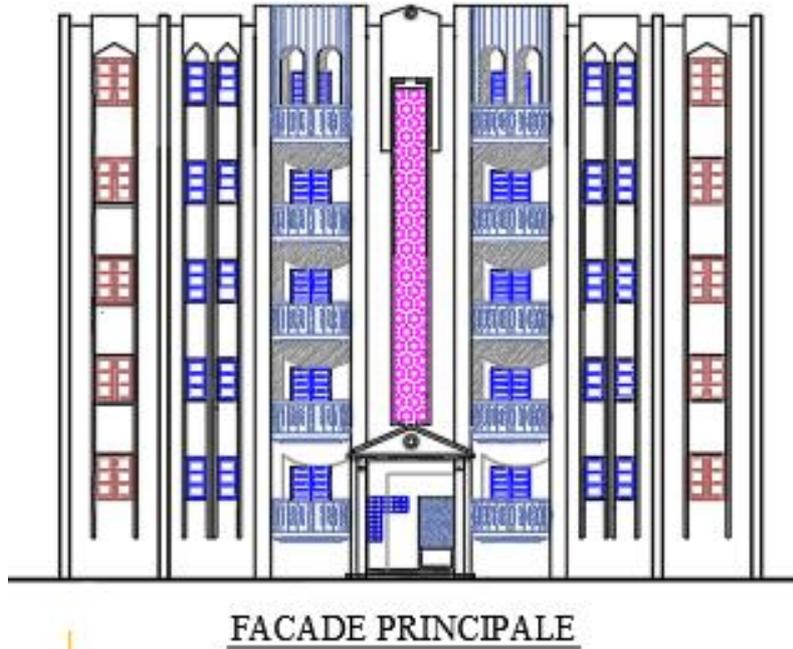


Figure 1.4 : Plan façade principale.

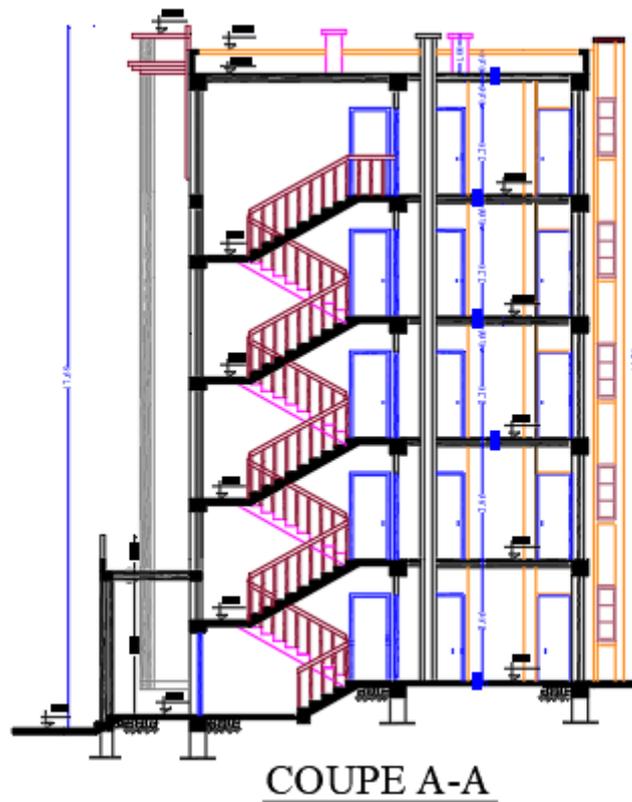
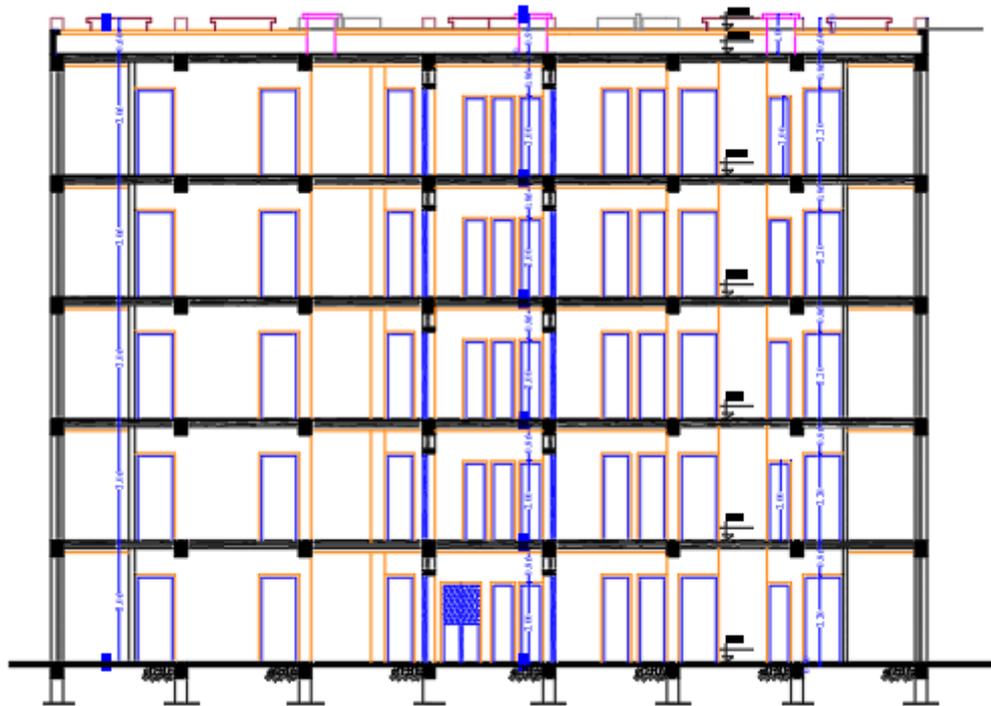


Figure 1.5 : Plan coupe A-A.



COUPE B-B

Figure 1.6 : Plan coupe B-B.

1.5 Données sismiques de la structure

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

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

1.6 Éléments de l'ossature

La structure du bâtiment étudié est un peu différente, comparée à celles qu'on retrouve habituellement dans les marchés d'habitations collectifs, car elle adopte un système composé exclusivement de voiles porteurs dans les deux sens aux plans et assurent par la même occasion son contreventement vis-à-vis les charges horizontales.

D'après le RPA 99/version 2003, le système de contreventement adopté qui concernent les voiles doivent reprendre plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

L'ouvrage comporte une terrasse inaccessible, l'écoulement des eaux pluviales sera facilité par une forme de pente, et un système d'étanchéité conçu à cet effet.

Les éléments de l'ossature sont classés comme suit :

1.6.1 Eléments porteurs de l'ossature

C'est une structure auto-stable réalisée en système des voiles porteurs pour assurer la stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticale et horizontale. Nous citons :

1.6.1.1 Poteaux

Ce sont des éléments verticaux en béton armé rectangulaires, carrés ou circulaire destinés à recouvrir les efforts verticaux apportés par les poutres, leur section est déterminée sous l'effet de la compression simple.

1.6.1.2 Poutres

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre aux efforts transmis par les poutrelles, leurs auteurs sont déterminés selon la condition de flèche.

1.6.1.3 Bande noyée (poutre noyée)

Poutre intégrée dans l'épaisseur d'un plancher (sans retombée), La poutre noyée permet de reprendre les charges de murs sur un plancher.

1.6.1.4 Voiles

Ils ont la forme des panneaux (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

1.6.1.5 Fondations

Les fondations d'un ouvrage : Partie de la structure transférant les efforts au sol. Les fondations peuvent être superficielles, semi- profondes ou profondes suivant le niveau du terrain sur lequel elles s'appuient.

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges et donc l'assise du bâtiment, elles sont coulées en béton.

La conception des fondations doit leur permettre de porter la construction en évitant tout risque de déplacement vertical ou latéral.

Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

1.6.2 Eléments secondaires de l'ossature

1.6.2.1 Escaliers

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

Chapitre 01 : présentation du projet

1.6.2.2 Planchers

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux,

Les planchers remplissent deux fonctions principales :

Fonction de résistance mécanique : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.

Fonction d'isolation : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.
On distingue :

- ❖ Plancher à corps creux.
- ❖ Plancher à dalle pleine.

1.6.2.3 Balcons

Un balcon est une plate-forme en console sur la façade du bâtiment. Il est entouré d'un garde corps en maçonnerie et soutenu par les poutres périphériques du bâtiment.

1.6.2.4 Acrotère

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

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

1.6.3 Enveloppe

1.6.3.1 Maçonnerie

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

1.6.3.2 Systèmes d'isolation

- ❖ L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- ❖ L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

1.6.3.3 Revêtements

Les revêtements sont comme suivis :

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

1.7 Règlements et normes utilisés

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

- ❖ **CBA 93** (Code De Béton Armé)
- ❖ **RPA 99** (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).
- ❖ **BAEL 91** (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ❖ **DTR-BC2.2** (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ❖ **DTR-BC2.331** (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

1.8 Définition des états limites

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

1.8.1 Etats limites ultimes (ELU)

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

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

1.8.2 Etats limites de service (ELS)

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela pourrait entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

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

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

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

1.9 Hypothèses de calcul

1.9.1 Hypothèse de calcul à L'ELU

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

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

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

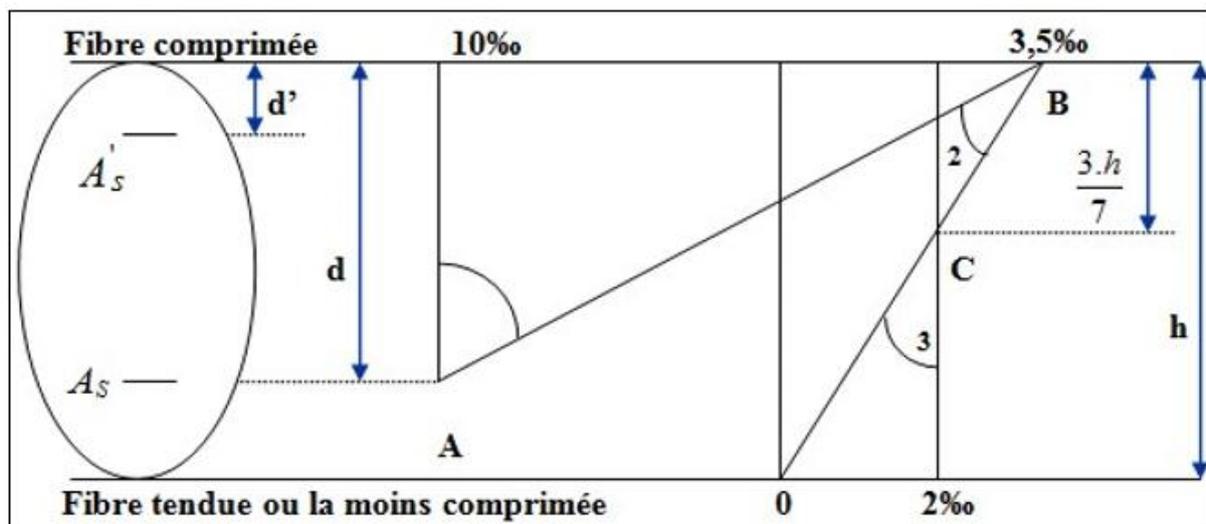


Figure 1.7 : Diagramme déformations limites de la section.

1.9.2 Hypothèse de calcul à L'ELS :

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

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

Chapitre 01 : présentation du projet

- ❖ Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton acier)
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligée.

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

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

1.10 Caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul

1.10.1 Matériau Béton

Le béton est un matériau hétérogène dont son rôle fondamental consiste à la reprise des efforts de compression. Cependant, sa résistance à la traction est faible et par conséquent, elle est négligée dans les calculs. Le poids volumique de béton est estimé entre 2300 à 2400 kG/m^3 . Lorsqu'il est armé, son poids volumique atteint 2500 kG/m^3 .

1.10.1.1 Composition du béton

Il est constitué par un mélange de liant et granulats :

❖ Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

❖ Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

❖ Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

1.10.1.2 Dosage et mise en œuvre

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m^3 . Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptée et à présenter une protection efficace de l'armature.

La composition courante de 1 m^3 de béton est :

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

Chapitre 01 : présentation du projet

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

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

1.10.1.3 Caractéristiques mécaniques du béton

❖ Résistance du béton à la compression

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

Avec : $j \leq 28$ jours

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

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

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

❖ Résistance du béton à la traction

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

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

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

❖ Module de déformation longitudinale

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

Module de déformation instantanée

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

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 11000^3 \sqrt{25} = 32164195 \text{ MPa}$$

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

Chapitre 01 : présentation du projet

Module de déformation différée

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

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

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

❖ Coefficient de poisson ν

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale. Selon le BAEL 91, art A.2.1,3, il est pris égal :

$\nu = 0$ (À l'ELU) pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ (À l'ELS) pour le calcul des déformations.

❖ Module de déformation transversale

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

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

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

1.10.1.4 Modèles de calcul

❖ A l'ELU

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

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

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

Avec ε : Raccourcissement du béton.

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

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

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

- 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

- θ : Coefficient d'application des actions considérées :

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

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

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

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

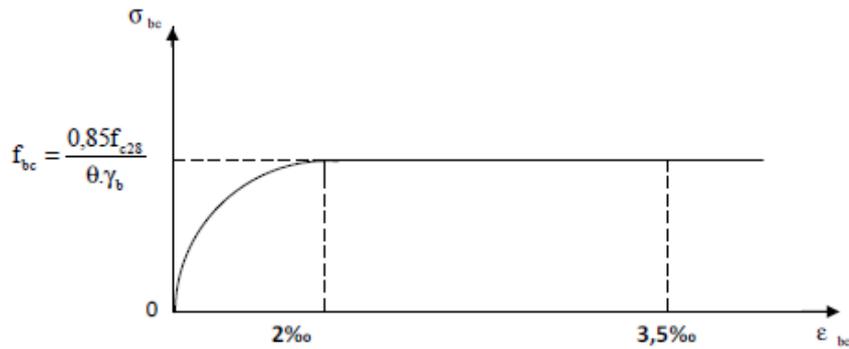
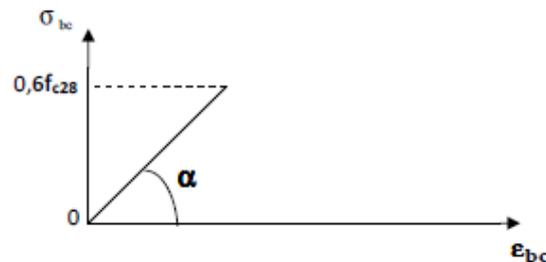


Figure 1.8 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

❖ A l'ELS

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{t28} \text{ (BAEL 91, art A.4.5)}$$



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

Figure 1.9 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

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

Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3 \text{ MPa}$$

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

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

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

b_0 : Largeur de la section cisailée.

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

1.10.2 Matériau Acier

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

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

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

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

Type	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barre HA	FeE500	400

Tableau 1.2 : Différents types d'acier.

1.10.2.1 Caractéristiques mécaniques

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

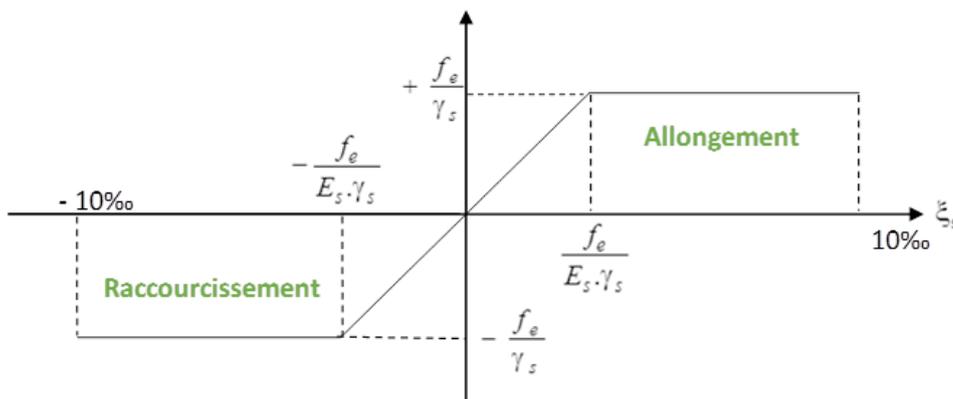


Figure 1.10 : Diagramme contrainte déformation.

❖ A l'ELU :

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

f_e : Résistance élastique d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentel.} \end{array} \right\}$

Chapitre 01 : présentation du projet

❖ A P'ELS :

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

Avec :

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

n : Coefficient de fissuration

n = 1 Pour les ronds lisses RL.

n = 1.6 Pour les armatures à haute adhérence HA.

1.11 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

1.11.1 Etat limite ultime

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

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

1.11.2 Etat limite de service

Combinaison d'action suivante : G + Q

1.11.3 Etat limite accidentelle

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

$$G+Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

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

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

1.12 Conclusions

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précautions.

Chapitre 02 :
Pré dimensionnement des
éléments et Descente Des
Charges

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et descente des Charges

2.1 Introduction

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations (Infrastructure) qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages (Superstructure) dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment : l'acrotère, les planchers, les balcons, les escaliers, les poutres, les poteaux et les voiles.

Ce pré dimensionnement est effectué au stade de l'avant-projet, en se référant aux nos règlements. Ce pré dimensionnement sera corrigé éventuellement lors de l'étude détaillée.

Le pré dimensionnement a pour but de faire un pré calcul des différents éléments résistants en utilisant Les règlements B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

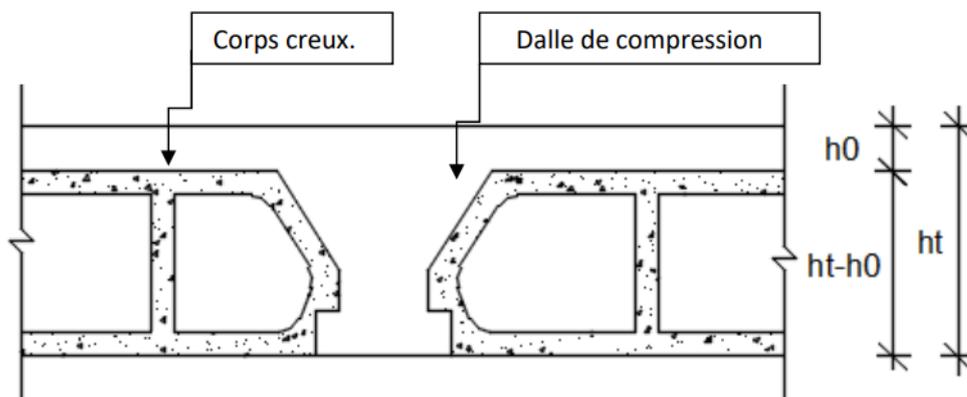
Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation des planchers transmissent aux poutrelles puis aux poutres puis aux poteaux et finalement au bon sol par le biais des fondations.

- **Sollicitations horizontales :**

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

2.2 Pré dimensionnement du plancher (corps creux)

Ce type de plancher est composé d'une dalle de compression et d'un corps creux. Son utilisation est justifiée à son aspect économique et la présence d'une bonne isolation thermique et acoustique. (Voir fig2.1.)



2.11 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Figure

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

Pour le pré dimensionnement, nous allons utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante :

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

Tel que :

h_t : Hauteur totale du plancher = hauteur de la poutrelle = hauteur de la dalle de compression + la hauteur du corps creux.

L : Portée entre nus d'appuis.

$$L = \text{Min} (l_{x \text{ max}} ; l_{y \text{ max}})$$

$$\text{Dans notre cas : } \min \begin{cases} l_{x \text{ max}} = 3.00 \text{ m} \\ l_{y \text{ max}} = 4.90 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Donc : } L = 3.00 \text{ m}$$

$$\frac{300}{25} \leq h_t \leq \frac{300}{20} \quad \Rightarrow \quad 12 \leq h_t \leq 15$$

On prend $h_t = 20 \text{ cm}$ et on adopte un plancher de type (16+4) cm.

2.3 Pré dimensionnements des poutres

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

➤ Critère de flèche :

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

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

L : Longueur de la poutre.

h : Hauteur totale de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

➤ Conditions imposées par les RPA99 (version 2003) :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$

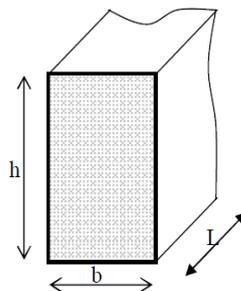


Figure 2.12 : Dimensions de poutres.

2.3.1 Poutres principales

$$L_{\max} = 490 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 39.67 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$$

On prendra $h = 40 \text{ cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

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

Donc la section de la poutre principale est de $(40 \times 30)\text{cm}$.

➤ Vérification des conditions imposées par les RPA99 (version 2023) :

- $b = 30 \geq 20 \text{ cm}$
- $h = 40 \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$

Donc les conditions sont vérifiées.

2.3.2 Poutres secondaires

$$L_{\max} = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

On prendra $h = 30 \text{ cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.3 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

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

Donc la section de la poutre secondaires est de $(30 \times 30)\text{cm}^2$.

➤ Vérification des conditions imposées par les RPA99 (version 2023) :

- $b = 30 \geq 20 \text{ cm}$
- $h = 30 \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$

Donc les conditions sont vérifiées.

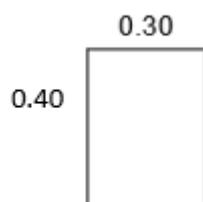


Figure 2.13 : Poutres Principale.

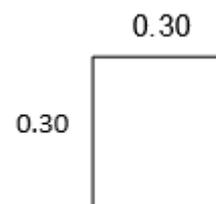


Figure 2.14 : Poutre secondaires.

2.4 Descente des charges

Pour chaque projet, une descente de charges manuelle est effectuée, même si une modélisation de la structure sur un logiciel a déjà été effectuée. Cette descente de charges sera utile tout au long du projet, permettant de retrouver rapidement les charges appliquées sur les différents éléments de la structure. De plus, elle permet de conserver une trace de la répartition des charges et ainsi de rester en cohérence du début à la fin du projet.

2.4.1 Plancher terrasse inaccessible

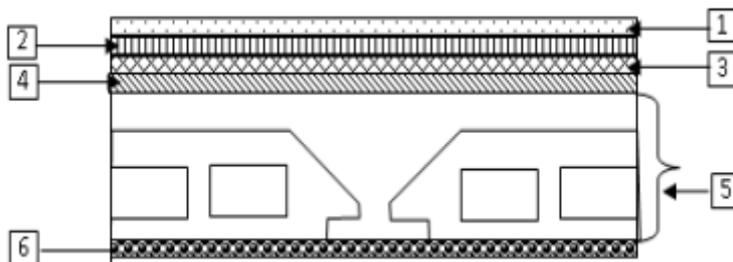


Figure 2.15 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Pois volumique [KN/m ²]	EP [m]	G [KN/m ²]
Protection gravillon	17	0,05	0,85
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,1	2,2
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Plancher à corps creux (16+4)	2,85	1	2,85
Enduit au plâtre	10	0,02	0,2
Pare vapeur	6	0,01	0,06
Charges permanentes :			6,44
Surcharge d'exploitation :			1

Tableau 2.3 : Plancher Terrasse inaccessible.

2.4.2 Plancher étage courant

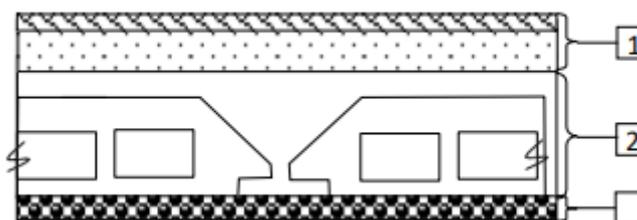


Figure 2.16 : Plancher étage courant..

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

Matériaux	Pois volumique [KN/m ²]	EP [m]	G [KN/m ²]
Carrelage +sable+ Mortier de pose	1,05	1	1,05
Plancher à corps creux (16+4)	2,85	1	2,85
Enduit au ciment	20	0,015	0,30
Cloisons légères	10	0,1	1
Charges permanentes			5,20
Surcharge d'exploitation			1,5

Tableau 2.4 : Plancher étage courant.

2.4.3 Balcons

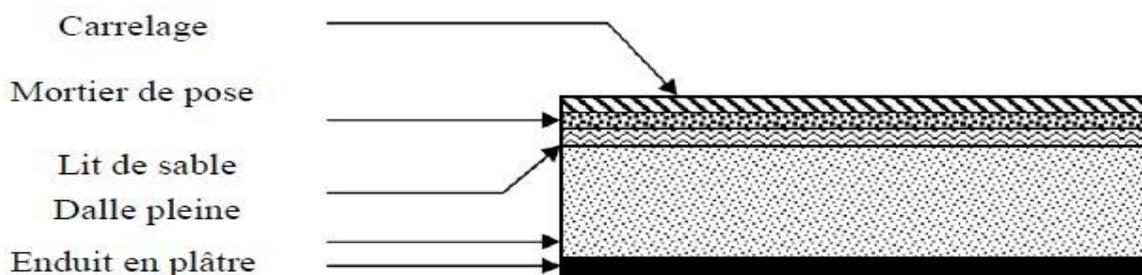


Figure 2.17 : Balcon.

Matériaux	Pois volumique [KN/m ²]	EP [m]	G [KN/m ²]
Carrelage +sable+ Mortier de pose	1,05	1	1,05
Dalle BA	25	0,15	3,75
Enduit au ciment	20	0,015	0,3
Charges permanentes			4,05
Surcharge d'exploitation			1,5

Tableau 2.5 : Balcon.

2.4.4 Murs Extérieurs

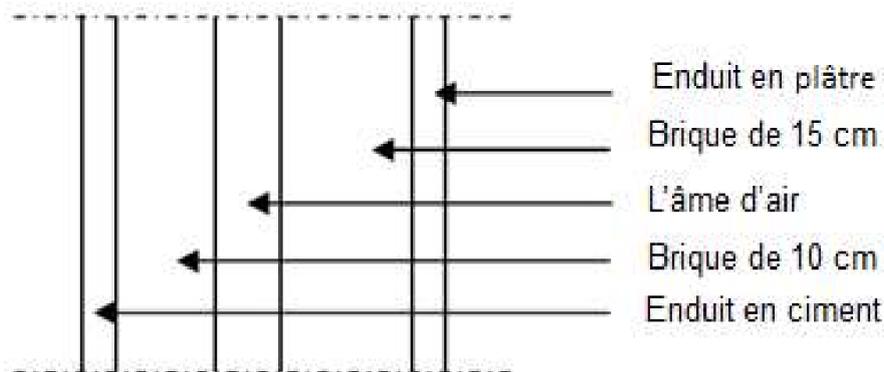


Figure 2.18 : Murs extérieure.

Matériaux	Pois volumique [KN/m ²]	EP [m]	G [KN/m ²]
Parois en brique creuse	9	0,1	0,9
Lame d'air	0	0,05	0
Parois en brique creuse	9	0,015	0,135
Enduit au plâtre	10	0,02	0,2
Enduit au ciment	18	0,02	0,36
Charges permanentes			1,60

Tableau 2.6 : Murs extérieure.

2.4.5 Cloisons Intérieures

Matériaux	Pois volumique [KN/m ²]	EP [m]	G [KN/m ²]
Parois en brique creuse	9	0,1	0,9
Enduit au plâtre	10	0,02	0,2
Enduit au ciment	18	0,02	0,36
Charges permanentes			1,46

Tableau 2.7 : Murs intérieur.

2.4.6 Escaliers

2.4.6.1 Volée (la paillasse)

Matériaux	Pois volumique [KN/m²]	EP [m]	G (KN/m²)
Revêtement en marbre horizontal	20	0,01	0,2
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en marbre vertical	21	/	0,25
Poids propre de la paillasse	25	0,15	3,75
Poids propre des marches	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en pâte	10	0,02	0,2
Charges permanentes :			6,77
Surcharge d'exploitation :			2,50

Tableau 2.8 : Charges de la paillasse.

2.4.6.2 Palier

Désignation	Pois volumique [KN/m²]	EP [m]	G (KN/m²)
Poids propre du palier	25	0,15	3,75
Revêtement en marbre	12	0,02	0,24
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Enduit en ciment	20	0,02	0,4
Charges permanentes :			4,79
Surcharge d'exploitation :			2,50

Tableau 2.9 : Charges de palier.

2.5 Pré dimensionnements des poteaux

2.5.1 Définition

Les poteaux sont des éléments porteurs. Ils reprennent les charges et les surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations et à participer au contreventement des bâtiments.

2.5.2 Principe

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en considérant que ces derniers travaillent à la compression simple centrée. On procédera par la descente de charge puis par loi de dégression de la surcharge d'exploitation en choisissant les poteaux les plus sollicités (défavorables) de la structure (un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle).

Ces poteaux doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.

➤ **Critère de résistance (selon B.A.E.L 91 R 99)**

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- ❖ N_u : Effort normal ultime de compression. $N_u = 1.35 \times N_G + 1.5 \times N_Q$
- N_G : Effort normal due aux charges permanentes.
- N_Q : Effort normal due aux surcharges d'exploitations.
- ❖ α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- ❖ λ : Elancement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$).
- ❖ l_f : Longueur de flambement, dans cas : $l_f = 0.7 \times l_0$ (poteau encastré a la base et articulé au sommet).
- ❖ i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).
- ❖ I : Moment d'inertie de la section ($I = \frac{h \times b^3}{12}$).
- ❖ Br : Section réduite du poteau, obtenue en réduisant de section réelle 1 cm d'épaisseur toute sa périphérie : $[Br = (a - 0.02) \times (b - 0.02)]m^2$.

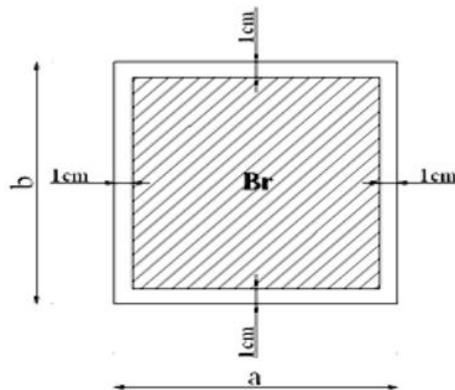


Figure 2.19 : Section réduite du poteau.

- ❖ f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- ❖ f_e : Limite élastique de l'acier, ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- ❖ A_s : Section d'acier comprimé pris en compte dans le calcul, on prend :
- ❖ $A_s = 0.8\% Br \dots$ (Zone II).
- ❖ γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1,5
- ❖ γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

$$0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 0.9\%$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases} \quad \text{BAEL99/art : B.8.4,1}$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$.

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0.702$$

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B \times \gamma_s} \right)}$$

$$\frac{A_s}{B} = 0.9$$

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

$$Br = 0.663 N_u$$

➤ **Vérifications selon le « RPA99 version 2003 » :**

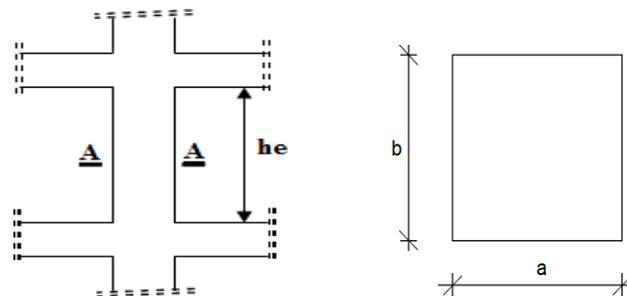


Figure 2.20 : Schéma représentatif d'un étage courant.

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} & \text{en zone I, II} \\ \min(a, b) \geq 30 \text{ cm} & \text{en zone III} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \end{cases}$$

➤ **Critère de flambent**

Il faut vérifier que : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{a}{2\sqrt{3}}$$

I : Moment d'inertie de la section ($I = \frac{h \times b^3}{12}$).

2.5.3 Critère de résistance (selon B.A.E.L 91 R 99)

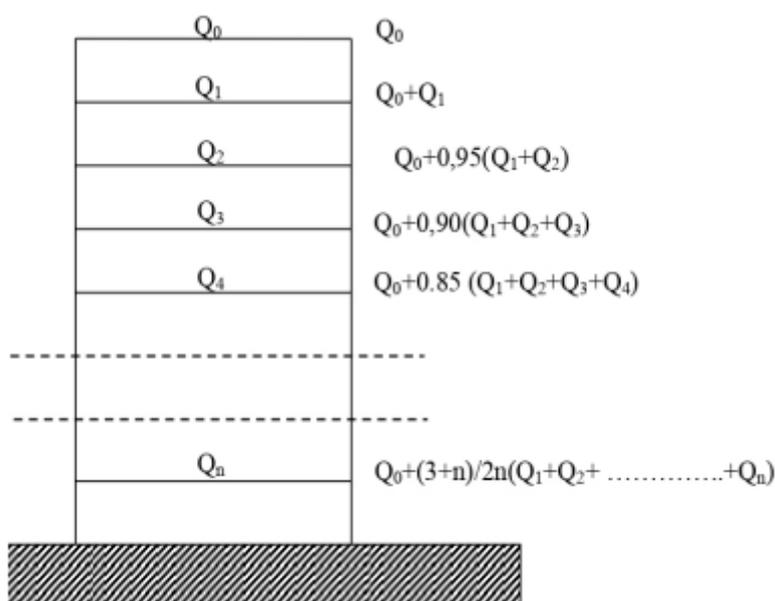
La procédure de calcul se fera comme suit :

Le pré dimensionnement de la section du béton des poteaux sera fait en compression simple, en choisissant le poteau le plus sollicité avec une section carrée. On utilise un calcul basé sur la descente de charge, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Pour cela, on suit les étapes suivantes :

- ❖ On considère le poteau le plus sollicité.
- ❖ On calcule la surface reprise par le poteau.
- ❖ On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.
- ❖ On amènera le calcul à L'ELU (BAEL 91) et la vérification d'après (RPA99/V2003).

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



$Q_0, Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1}$ et Q_n
Les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

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

Figure 2.21 : Schéma de la loi de dégression.

Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Niveau	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]
Etage 4	6,44	1,00
Etage 3	11,64	2,50
Etage 2	16,84	3,85
Etage 1	22,04	5,05
RDC	27,24	6,10

Tableau 2.10 : Récapitulatif des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

Exemple de calcul : (niveau 9^{ème} étage) La surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = (4.55/2 + 4.9/2) \times (3/2 + 3/2) = \mathbf{14.175 \text{ m}^2}$$

❖ Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$p_p = 25 \times 0.40 \times 0.30 = \mathbf{3 \text{ KN/m}}$$

$$p_s = 25 \times 0.30 \times 0.30 = \mathbf{2.25 \text{ KN/m}}$$

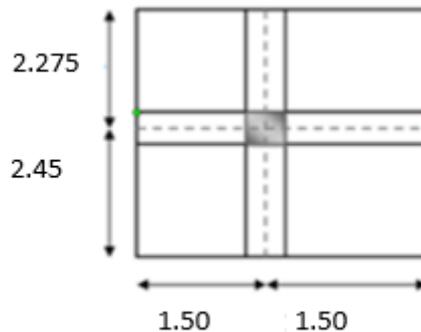


Figure 2.22 : Surface afférente au poteau le plus sollicité.

❖ Longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{\text{aff pp}} = \frac{4.55}{2} + \frac{4.9}{2} = \mathbf{4.725 \text{ m}}$$

❖ Longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{\text{aff ps}} = \frac{3}{2} + \frac{3}{2} = \mathbf{3 \text{ m}}$$

❖ Poids total des poutres principales et secondaires :

$$p_t = p_p \times L_{\text{aff pp}} + p_s \times L_{\text{aff ps}} = 3 \times 4.725 + 2.25 \times 3 = \mathbf{20.925 \text{ KN}}$$

$$N_p = 1.35 \times P_t \times n \quad \text{Avec : } n : \text{ nombre de plancher.}$$

$$N_p = 1.35 \times 20.925 \times 1 = \mathbf{28.249 \text{ KN}}$$

❖ Poids propre des planchers :

$$G_{\text{cumulé}} = \mathbf{6.44 \text{ KN/m}^2}$$

$$P_{\text{cumulé}} = \mathbf{1 \text{ KN/m}^2}$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35 \times G_{\text{cumulé}} + 1.5 \times P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35 \times 6.44 + 1.5 \times 1) \times 14.175 = \mathbf{144.49 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1.15 \times N_p = 1.15 \times (N_{\text{plancher}} + N_p) = 1.15 \times (144.49 + 28.249) = \mathbf{198.450 \text{ KN}}$$

❖ La section réduite de béton :

$$Br \geq 0.663 \times N_u \Rightarrow Br \geq 0.663 \times 198.450 = \mathbf{131.572 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Donc : } Br = (a - 2) \times (b - 2) \geq 131.572 \text{ cm}^2$$

Pérennant une section carrée pour le poteau :

$$Br = (a - 2)^2 \geq \sqrt{131.572} + 2 \Rightarrow a = b = \mathbf{13.470 \text{ cm}}$$

Donc on choisit $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ pour la section de poteau du dernier niveau (terrasse).

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

	Haute	G [KN/m²]	Q [KN/m²]	Nupp [KN]	Nups [KN]	Nuple [KN]	Nupot [KN]	Nu [KN]	Ns [KN]	Br [cm²]	A [cm]	Choix [cm]
Etage 4	3,06	6,44	1,00	19,14	9,11	144,50	0,00	198,66	126,39	131,67	13,47	30
Etage 3	3,06	11,64	2,50	38,27	18,23	275,90	8,08	391,55	248,27	259,51	18,11	30
Etage 2	3,06	16,84	3,85	57,41	27,34	404,12	8,08	571,48	362,04	378,76	21,46	35
Etage 1	3,06	22,04	5,05	76,55	36,45	529,14	11,00	751,10	475,85	497,80	24,31	35
RDC	3,06	27,24	6,10	95,68	45,56	650,97	11,00	923,70	585,37	612,19	26,74	40

Tableau 2.11 : Pré dimensionnement des poteaux.

2.5.4 Conditions de RPA99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Condition (1): } \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Condition (2): } \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \text{Condition (2): } \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

Niveaux	Poteaux	Condition 1	he/20	Condition 2	a/b	Condition 3
Etage 4	30x30	Condition vérifiée	15,3	Condition vérifiée	1	Condition vérifiée
Etage 3	30x30	Condition vérifiée	15,3	Condition vérifiée	1	Condition vérifiée
Etage 2	35x35	Condition vérifiée	15,3	Condition vérifiée	1	Condition vérifiée
Etage 1	35x35	Condition vérifiée	15,3	Condition vérifiée	1	Condition vérifiée
RDC	40x40	Condition vérifiée	15,3	Condition vérifiée	1	Condition vérifiée

Tableau 2.12 : Récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003).

2.5.5 Conditions Critère de flambent

Niveaux	a x b	L ₀ [cm]	L _f [cm]	I [cm ⁴]	B [cm ²]	I [cm]	λ	λ ≤ 35
Etage 4	30x30	306	214,200	67500,0	900	8,660	24,734	Condition vérifiée
Etage 3	30x30	306	214,200	67500,0	900	8,660	24,734	Condition vérifiée
Etage 2	35x35	306	214,200	125052,08	1225	10,104	21,200	Condition vérifiée
Etage 1	35x35	306	214,200	125052,08	1225	10,104	21,200	Condition vérifiée
RDC	40x40	306	214,200	213333,3	1600	11,547	18,550	Condition vérifiée

Tableau 2.13 : Récapitulatif de vérification de la condition de flambement.

2.6 Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1.RPA99 modifié 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

$$L \geq 4a \text{ et } a \geq \frac{h_e}{20}.$$

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure 2.3

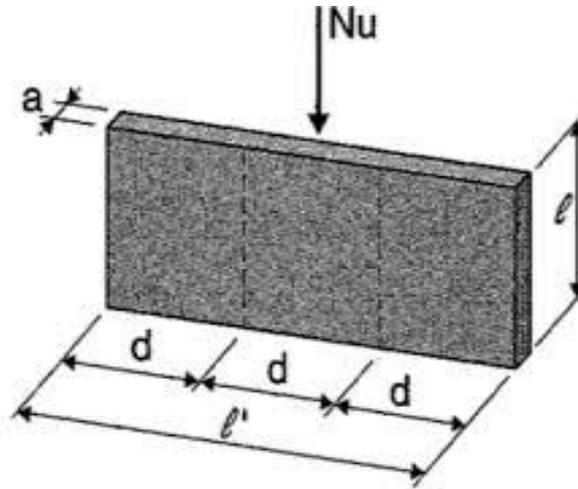


Figure 2.23 : Coupe de voile.

$$a \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

On prend $a = 25 \text{ cm}$

$$L \geq 4a \quad L \geq 4 \times 25 = 100 \text{ cm}$$

On prend $L = 100 \text{ cm}$

2.7 Conclusions

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

Chapitre 03 : Etude de plancher

Chapitre 03 : Etude de plancher

3.1 Introduction

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

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

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers le premier s'agit du corps creux pour les séparations entre étages. Le second consiste les dalles pleines pour les consoles tels que les balcons. Dans ce chapitre, seul le premier cas est présenté.

3.2 Etude du plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

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

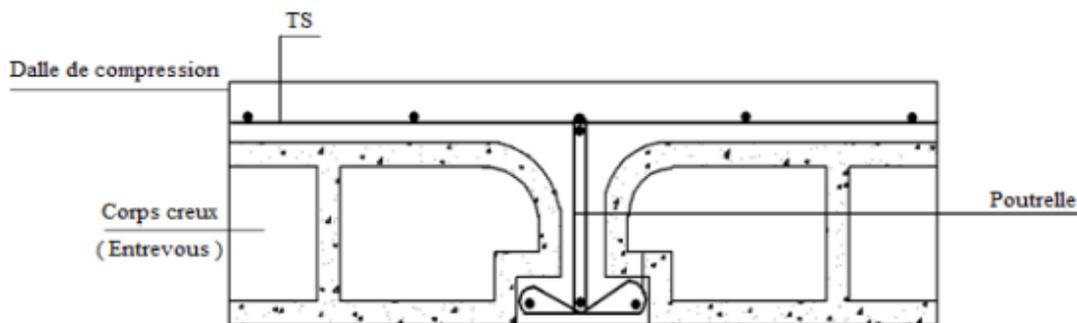


Figure 3.24 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

3.2.1 Détermination des dimensions des poutrelles

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages : Hauteur totale de 20cm, dont 16cm pour la hauteur du corps creux et 4cm pour celle de la dalle de Compression.

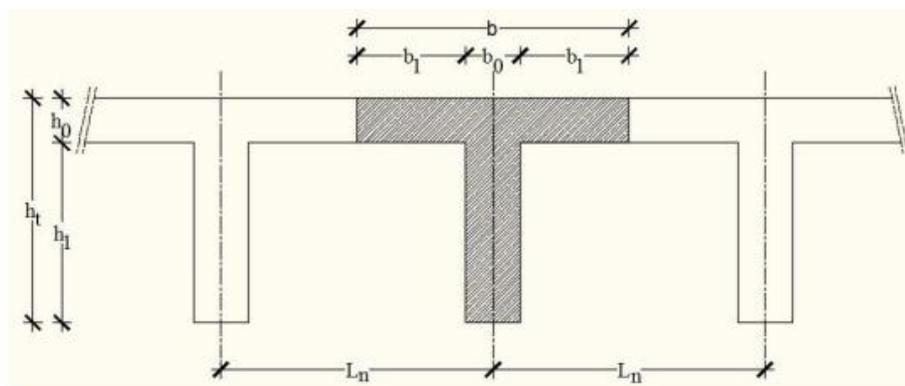


Figure 3.25 : Schéma des poutrelles.

$h_t = 20 \text{ cm} ; h_1 = 16 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} .$

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

Avec :

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

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

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq 50 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$$

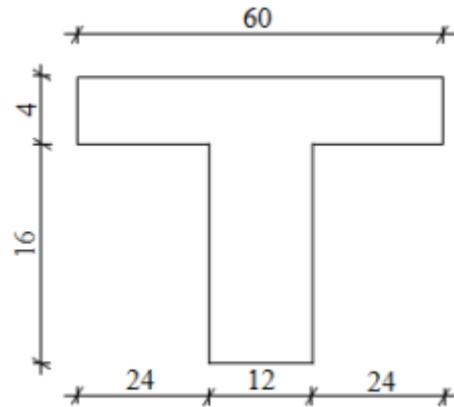


Figure 3.26 : Section de la nervure

3.2.2 Ferrailage de la dalle de compression

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

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

- ❖ 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}
- ❖ 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si : $L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$
- Si : $50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times L_n}{f_e}$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

3.2.2.1 Armatures perpendiculaires aux nervures

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

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} = \mathbf{0.6 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\emptyset \leq 6 \text{ mm} \Rightarrow f_e = 400 \text{ Mpa}$$

On prendra $\emptyset = 4 \text{ mm}$

Choix des armatures :

$$6\emptyset 4/\text{ml} \Rightarrow A = 0,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\emptyset 4 \Rightarrow e = 15\text{cm}).$$

3.2.2.2 Armatures parallèles aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$6\emptyset 4/\text{ml} \Rightarrow A = 0,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\emptyset 4 \Rightarrow e = 15\text{cm}).$$

Donc : Le treillis soudé adopté est : TS $\emptyset 4$ (150x150) mm².

3.2.3 Evaluation des charges appliquées

$$\text{Etat limite ultime : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$$

$$\text{Etat limite de service : } q_s = (G + Q) \times b$$

Plancher	Destinations	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	(b) [m]	q _u [KN/ml]	q _s [KN/ml]
Terrasse	Inaccessible	6.44	1.00	0.6	6.116	4,464
Etage courant	Habitation	5.20	1.50	0.6	5.562	4.02

Tableau 3.14 : Evaluation des charges.

3.2.4 Formulation et procédure de calcul

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : **[B A E L 91/B.6.2 ,20]**

- Méthode forfaitaire pour les plancher à charges d'exploitation modérée ; **[B A E L 91/B.6.2 ,21]**
- Méthode Caquot pour les planchers à charges d'exploitation relativement élevée ; **[B A E L 91/B.6.2 ,22]**

3.2.4.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

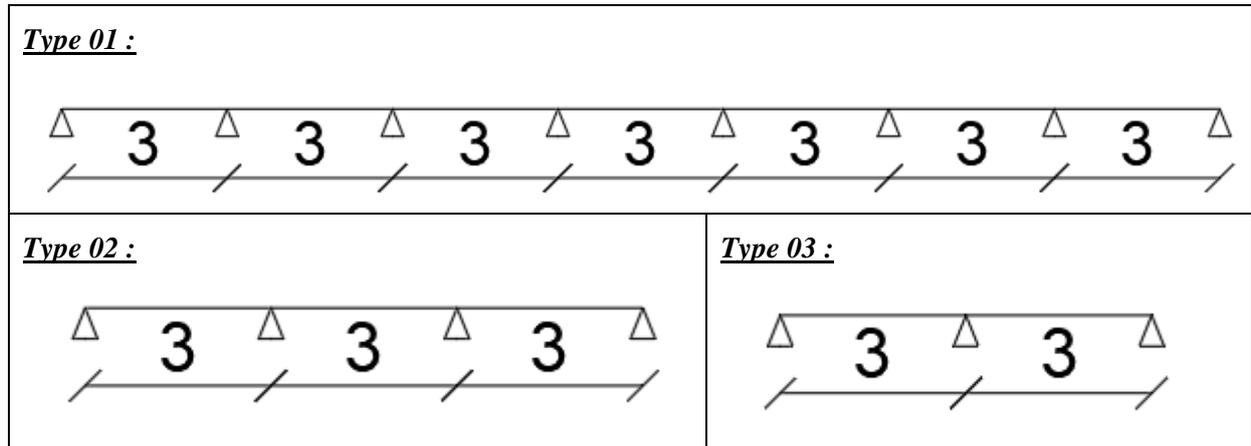
Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1. La charge d'exploitation doit vérifier : $Q \leq \max [2G ; 500] [\text{daN/m}^2]$;
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre (0.8 ÷ 1.25)
 $(0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} \leq 1.25)$
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

Conclusion : La méthode forfaitaire est applicable pour les quatre types.

3.2.4.2 Détermination des moments

❖ Types de poutrelles



❖ Moment d'une travée simplement appuyée

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

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \quad \text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

α : Coefficient.

G : Charge permanente ;

Q : Charge d'exploitation.

❖ Moment dans le cas de plusieurs travées

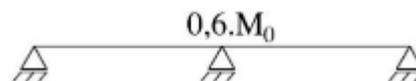
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1 + 0.3 \times \alpha ; 1.05) \times M_0 \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \rightarrow \text{Dans le cas d'une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \rightarrow \text{Dans le cas d'une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

M_w : Le moment en appuis de gauche ;

M_e : Le moment en appuis de droite

❖ Moment aux appuis

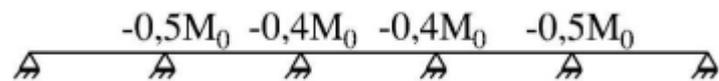
$M_a \leq -0.6 \times M_0 \rightarrow$ Cas d'une poutre à deux travées.



$M_a \leq -0.5 \times M_0 \rightarrow$ Pour les appuis voisins, des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.



$M_a \leq -0.4 \times M_0 \rightarrow$ Pour les autres appuis intermédiaires.



3.2.5 Application de la méthode forfaitaire

Comme le plancher terrasse est considéré comme défavorable (voir tableau 3.1) en termes de charges appliquées, il fera l'objet de l'étude et sera généralisé pour les autres planchers. Le modèle étudié concerne une poutre à plusieurs travées (08 appuis et 07 travées de 3 m) comme est illustré dans la figure ci-dessous :

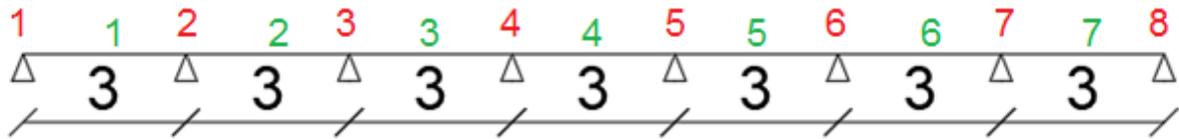


Figure 3.27 : Schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type .

3.2.5.1 Moment de la travée considéré supposé simplement appuyée

<ul style="list-style-type: none"> Etat limite ultime (E.L.U) : 	<ul style="list-style-type: none"> Etat limite ultime (E.L.S) :
$M_{01}^U = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.116 \times 3.00^2}{8}$ $= 6.881 \text{ KN.m}$	$M_{01}^S = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.464 \times 3.00^2}{8}$ $= 5.022 \text{ KN.m}$
$M_{02}^U = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.116 \times 3.00^2}{8}$ $= 6.881 \text{ KN.m}$	$M_{02}^S = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.464 \times 3.00^2}{8}$ $= 5.022 \text{ KN.m}$
$M_{03}^U = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.116 \times 3.00^2}{8}$ $= 6.881 \text{ KN.m}$	$M_{03}^S = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.464 \times 3.00^2}{8}$ $= 5.022 \text{ KN.m}$
$M_{04}^U = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.116 \times 3.00^2}{8}$ $= 6.881 \text{ KN.m}$	$M_{04}^S = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.464 \times 3.00^2}{8}$ $= 5.022 \text{ KN.m}$
$M_{05}^U = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.116 \times 3.00^2}{8}$ $= 6.881 \text{ KN.m}$	$M_{05}^S = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.464 \times 3.00^2}{8}$ $= 5.022 \text{ KN.m}$
$M_{06}^U = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.116 \times 3.00^2}{8}$ $= 6.881 \text{ KN.m}$	$M_{06}^S = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.464 \times 3.00^2}{8}$ $= 5.022 \text{ KN.m}$
$M_{07}^U = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.116 \times 3.00^2}{8}$ $= 6.881 \text{ KN.m}$	$M_{07}^S = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.464 \times 3.00^2}{8}$ $= 5.022 \text{ KN.m}$

3.2.5.2 Moment fléchissant en appuis :

❖ Appuis de rive (1 et 8) :

<ul style="list-style-type: none"> • Etat limite ultime (E.L.U) : $M_{01}^U = -0.2 \times M_{01}^U = -0.2 \times 6.881$ $= -1.376 \text{ KN.m}$ $M_{08}^U = -0.2 \times M_{08}^U = -0.2 \times 6.881$ $= -1.376 \text{ KN.m}$	<ul style="list-style-type: none"> • Etat limite ultime (E.L.S) : $M_{01}^S = -0.2 \times M_{01}^S = -0.2 \times 5.022$ $= -1.004 \text{ KN.m}$ $M_{08}^S = -0.2 \times M_{08}^S = -0.2 \times 5.022$ $= -1.004 \text{ KN.m}$
---	---

❖ Appuis intermédiaires (2 et 7) :

<ul style="list-style-type: none"> • Etat limite ultime (E.L.U) : $M_{02}^U = -0.5 \times \max(M_{01}^U; M_{02}^U)$ $= -0.5 \times (6.881; 6.881)$ $= -3.440 \text{ KN.m}$ $M_{07}^U = -0.5 \times \max(M_{07}^U; M_{08}^U)$ $= -0.5 \times (6.881; 6.881)$ $= -3.440 \text{ KN.m}$	<ul style="list-style-type: none"> • Etat limite ultime (E.L.S) : $M_{02}^S = 0.5 \times \max(M_{01}^u; M_{02}^u)$ $= -0.5 \times (5.022; 5.022)$ $= -2.551 \text{ KN.m}$ $M_{07}^S = 0.5 \times \max(M_{08}^u; M_{07}^u)$ $= -0.5 \times (5.022; 5.022)$ $= -2.551 \text{ KN.m}$
---	---

❖ Appuis intermédiaires (3, 4, 5, et 6) :

<ul style="list-style-type: none"> • Etat limite ultime (E.L.U) : $M_{03}^U = -0.4 \times \max(M_{03}^U; M_{04}^U)$ $= -0.4 \times (6.881; 6.881)$ $= -2.752 \text{ KN.m}$ $M_{04}^U = -0.4 \times \max(M_{04}^U; M_{05}^U)$ $= -0.4 \times (6.881; 6.881)$ $= -2.752 \text{ KN.m}$ $M_{05}^U = -0.4 \times \max(M_{05}^U; M_{06}^U)$ $= -0.4 \times (6.881; 6.881)$ $= -2.752 \text{ KN.m}$ $M_{06}^U = -0.4 \times \max(M_{06}^U; M_{07}^U)$ $= -0.4 \times (6.881; 6.881)$ $= -2.752 \text{ KN.m}$	<ul style="list-style-type: none"> • Etat limite ultime (E.L.S) : $M_{03}^S = 0.4 \times \max(M_{03}^S; M_{04}^S)$ $= -0.4 \times (5.022; 5.022)$ $= -2.009 \text{ KN.m}$ $M_{04}^S = 0.4 \times \max(M_{04}^S; M_{05}^S)$ $= -0.4 \times (5.022; 5.022)$ $= -2.009 \text{ KN.m}$ $M_{05}^S = 0.4 \times \max(M_{05}^S; M_{06}^S)$ $= -0.4 \times (5.022; 5.022)$ $= -2.009 \text{ KN.m}$ $M_{06}^S = 0.4 \times \max(M_{06}^S; M_{07}^S)$ $= -0.4 \times (5.022; 5.022)$ $= -2.009 \text{ KN.m}$
---	---

3.2.5.3 Moment fléchissant en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{G+q} = \frac{1}{6.44+1} = \mathbf{0.134}$$

❖ Travées de rive (1 et 7) :

• Etat limite ultime (E.L.U) :

$\begin{cases} M_t^u + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha; 1.05)M_0^u \\ M_t^u \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$	$\begin{cases} M_t^u = -\frac{M_w + M_e}{2} + \max(1 + 0.3\alpha; 1.05)M_0^u \\ M_t^u = \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$
$\begin{cases} M_t^u = -\frac{1.376 + 3.440}{2} + \max(1 + 0.3 \times 0.134; 1.05) \times 6.881 = \mathbf{4.817 \text{ KN.m}} \\ M_t^u = \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.134}{2}\right) \times 6.881 = \mathbf{4.267 \text{ KN.m}} \end{cases}$	
$M_t^u = \mathbf{4.817 \text{ KN.m}}$	

• Etat limite de service (E.L.S) :

$\begin{cases} M_t^s + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha; 1.05)M_0^s \\ M_t^s \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^s \end{cases}$	$\begin{cases} M_t^s = -\frac{M_w + M_e}{2} + \max(1 + 0.3\alpha; 1.05)M_0^s \\ M_t^s = \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^s \end{cases}$
$\begin{cases} M_t^s = -\frac{1.004 + 2.511}{2} + \max(1 + 0.3 \times 0.134; 1.05) \times 5.022 = \mathbf{3.515 \text{ KN.m}} \\ M_t^s = \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.134}{2}\right) \times 5.022 = \mathbf{3.114 \text{ KN.m}} \end{cases}$	
$M_t^s = \mathbf{3.515 \text{ KN.m}}$	

❖ Travées d'intermédiaires (2 et 6) :

• Etat limite ultime (E.L.U) :

$\begin{cases} M_t^u + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha; 1.05)M_0^u \\ M_t^u \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$	$\begin{cases} M_t^u = -\frac{M_w + M_e}{2} + \max(1 + 0.3\alpha; 1.05)M_0^u \\ M_t^u = \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$
$\begin{cases} M_t^u = -\frac{3.440 + 2.752}{2} + \max(1 + 0.3 \times 0.134; 1.05) \times 6.881 = \mathbf{4.129 \text{ KN.m}} \\ M_t^u = \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.134}{2}\right) \times 6.881 = \mathbf{3.579 \text{ KN.m}} \end{cases}$	
$M_t^u = \mathbf{4.129 \text{ KN.m}}$	

• Etat limite de service (E.L.S) :

$\begin{cases} M_t^s + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha; 1.05)M_0^s \\ M_t^s \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^s \end{cases}$	$\begin{cases} M_t^s = -\frac{M_w + M_e}{2} + \max(1 + 0.3\alpha; 1.05)M_0^s \\ M_t^s = \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^s \end{cases}$
$\begin{cases} M_t^s = -\frac{2.511 + 2.009}{2} + \max(1 + 0.3 \times 0.134; 1.05) \times 5.022 = \mathbf{3.013 \text{ KN.m}} \\ M_t^s = \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.134}{2}\right) \times 5.022 = \mathbf{2.612 \text{ KN.m}} \end{cases}$	
$M_t^s = \mathbf{3.013 \text{ KN.m}}$	

❖ **Travées d'intermédiaires (3, 4 et 5) :**

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

$\begin{cases} M_t^u + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha ; 1.05)M_0^u \\ M_t^u \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$	$\begin{cases} M_t^u = -\frac{M_w + M_e}{2} + \max(1 + 0.3\alpha ; 1.05)M_0^u \\ M_t^u = \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$
$\begin{cases} M_t^u = -\frac{3.746+3.746}{2} + \max(1 + 0.3 \times 0.134 ; 1.05) \times 6.881 = \mathbf{4.473 \text{ KN.m}} \\ M_t^u = \left(\frac{1+0.3 \times 0.134}{2}\right) \times 6.881 = \mathbf{3.579 \text{ KN.m}} \end{cases}$	
$M_t^u = \mathbf{4.473 \text{ KN.m}}$	

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

$\begin{cases} M_t^s + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha ; 1.05)M_0^s \\ M_t^s \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^s \end{cases}$	$\begin{cases} M_t^s = -\frac{M_w + M_e}{2} + \max(1 + 0.3\alpha ; 1.05)M_0^s \\ M_t^s = \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^s \end{cases}$
$\begin{cases} M_t^s = -\frac{2.009+2.009}{2} + \max(1 + 0.3 \times 0.134 ; 1.05) \times 5.022 = \mathbf{3.264 \text{ KN.m}} \\ M_t^s = \left(\frac{1+0.3 \times 0.134}{2}\right) \times 5.022 = \mathbf{2.612 \text{ KN.m}} \end{cases}$	
$M_t^s = \mathbf{3.264 \text{ KN.m}}$	

3.2.5.4 Efforts tranchants

<ul style="list-style-type: none"> • Etat limite ultime (E.L.U) : $T_{01}^u = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{6.116 \times 3}{2} = \mathbf{9.175 \text{ KN}}$ $T_{02}^u = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{6.116 \times 3}{2} = \mathbf{9.175 \text{ KN}}$ $T_{03}^u = \frac{q_u \times l_3}{2} = \frac{6.116 \times 3}{2} = \mathbf{9.175 \text{ KN}}$ $T_{04}^u = \frac{q_u \times l_4}{2} = \frac{6.116 \times 3}{2} = \mathbf{9.175 \text{ KN}}$ $T_{05}^u = \frac{q_u \times l_5}{2} = \frac{6.116 \times 3}{2} = \mathbf{9.175 \text{ KN}}$ $T_{06}^u = \frac{q_u \times l_6}{2} = \frac{6.116 \times 3}{2} = \mathbf{9.175 \text{ KN}}$ $T_{07}^u = \frac{q_u \times l_7}{2} = \frac{6.116 \times 3}{2} = \mathbf{9.175 \text{ KN}}$ $T_{08}^u = \frac{q_u \times l_8}{2} = \frac{6.116 \times 3}{2} = \mathbf{9.175 \text{ KN}}$	<ul style="list-style-type: none"> • Etat limite de service (E.L.S) : $T_{01}^s = \frac{q_s \times l_1}{2} = \frac{4.464 \times 3}{2} = \mathbf{6.696 \text{ KN}}$ $T_{02}^s = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{4.464 \times 3}{2} = \mathbf{6.696 \text{ KN}}$ $T_{03}^s = \frac{q_s \times l_3}{2} = \frac{4.464 \times 3}{2} = \mathbf{6.696 \text{ KN}}$ $T_{04}^s = \frac{q_s \times l_4}{2} = \frac{4.464 \times 3}{2} = \mathbf{6.696 \text{ KN}}$ $T_{05}^s = \frac{q_s \times l_5}{2} = \frac{4.464 \times 3}{2} = \mathbf{6.696 \text{ KN}}$ $T_{06}^s = \frac{q_s \times l_6}{2} = \frac{4.464 \times 3}{2} = \mathbf{6.696 \text{ KN}}$ $T_{07}^s = \frac{q_s \times l_7}{2} = \frac{4.464 \times 3}{2} = \mathbf{6.696 \text{ KN}}$ $T_{08}^s = \frac{q_s \times l_8}{2} = \frac{4.464 \times 3}{2} = \mathbf{6.696 \text{ KN}}$
---	---



Figure 3.28 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (01) travées.

3.2.6 Détermination des armatures longitudinales

3.2.6.1 Armatures en travée

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

$$M_t^u = 4.817 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

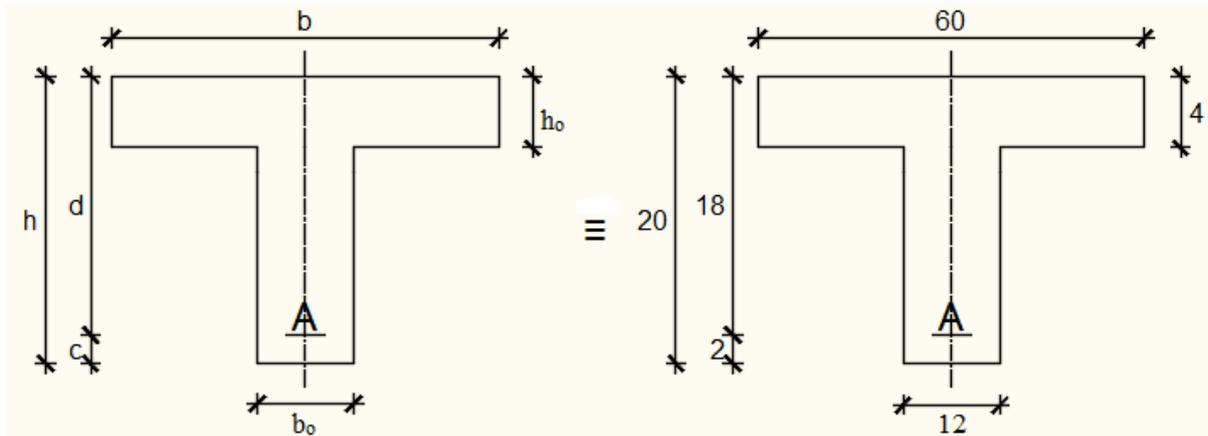


Figure 3.29 : Section de calcul.

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

$$M_T = 14.2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 54.400 \text{ KN.m}$$

$M_t^u = 6556 \text{ N.m} < M_T = 54400 \text{ N.m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

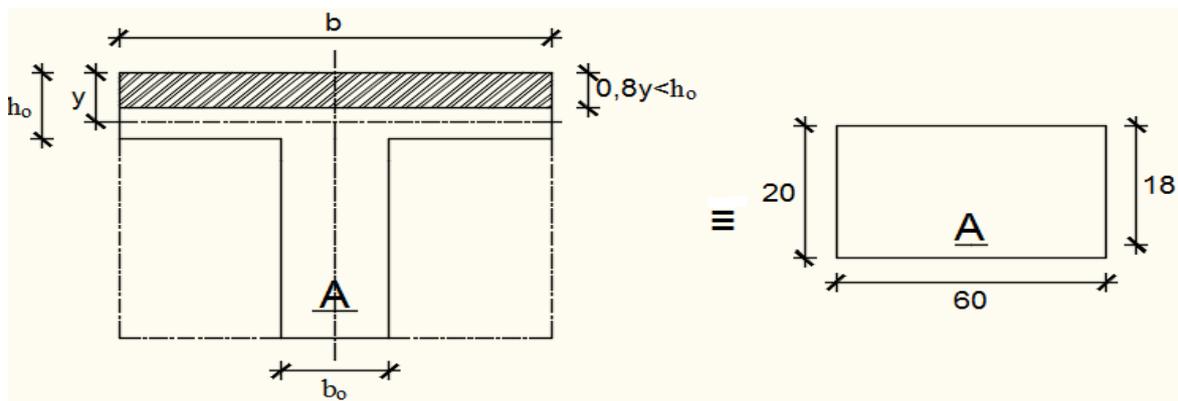


Figure 3.30 : Section de calcul en travée.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{4.617 \times 10^3}{60 \times 14.2 \times 18^2} = 0.0175$$

$$\mu_1 = 0.8 \times \alpha_1 (1 - 0.4 \times \alpha_1) = 0.8 \times 0.02 (1 - 0.4 \times 0.02) = 0.016$$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = \mathbf{0.02}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E} = \frac{400}{1.15 \times 20000} = \mathbf{1.74}$$

$$\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} : \text{ pour flexion composée.} \\ \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} : \text{ pour flexion simple.} \end{cases}$$

$\mu = 0.0238 < \mu_l = 0.016$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = \mathbf{0.0175}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0175)}) = \mathbf{0.022}$$

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

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{4617}{0.991 \times 348 \times 18} = \mathbf{1.06 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } 3T10 = \mathbf{2.36 \text{ cm}^2}$$

▪ **Condition de non fragilité :**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.60 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.30 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.30 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{2.36 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification à l'ELS :**

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 30 \times y_1^2 + 35.40 \times y_1 - 637.20$$

$$y_1 = \mathbf{4.06 \text{ cm}}$$

▪ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{60 \times 4.06^3}{12} + 15 \times (2.36 \times (18 - 4.06)) = \mathbf{20230.83 \text{ cm}^4}$$

▪ **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{3.515}{20230.83} \times 4.06 = \mathbf{7.048 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{7.048 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

▪ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5 \times f_e, 110 \times \sqrt{2 \times \eta})\right) = \min(266; \max(200; 196.77)) = \mathbf{200 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = \frac{15 \times 3.515}{20230.83} \times (18 - 4.06) = \mathbf{3.634 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{3.634 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_s = \mathbf{200 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.2.6.2 Armatures aux appuis :

• **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_a^u = \mathbf{-3.440 \text{ KN.m}}$$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$ La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

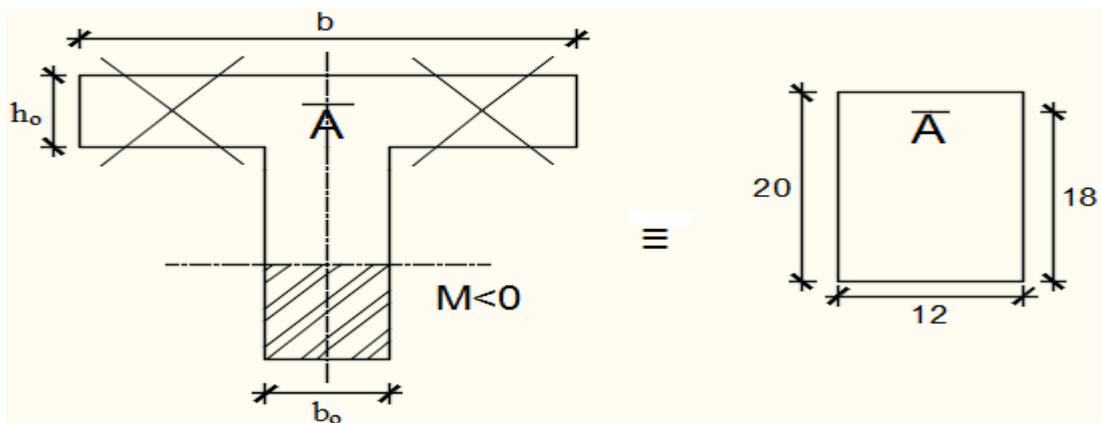


Figure 3.31 : Section de calcul en appuis.

▪ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{3.440 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times 18^2} = \mathbf{0.0625}$$

$$\mu_1 = 0.8 \times \alpha_1 (1 - 0.4 \times \alpha_1) = 0.8 \times 0.02 (1 - 0.4 \times 0.02) = \mathbf{0.016}$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = \mathbf{0.02}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E} = \frac{400}{1.15 \times 20000} = \mathbf{1.74}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} : \text{ pour flexion composée.} \\ \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} : \text{ pour flexion simple.} \end{array} \right.$$

$\mu = 0.0238 < \mu_1 = 0.016$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = \mathbf{0.0850}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0625)}) = \mathbf{0.081}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.081 = \mathbf{0.968}$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{3.440}{0.968 \times 348 \times 18} = \mathbf{0.78 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } 1T10 = \mathbf{0.79 \text{ cm}^2}$$

▪ **Condition de non fragilité :**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{0.26 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{0.26 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{2.36 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 6 \times y_1^2 + 11.85 \times y_1 - 213.30$$

$$y_1 = \mathbf{5.06 \text{ cm}}$$

▪ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{6 \times 5.02^3}{12} + (0.79 \times (18 - 5.02)) = \mathbf{7155.61 \text{ cm}^4}$$

▪ **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{2.511}{7155.61} \times 5.06 = \mathbf{17.743 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{17.743 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5 \times f_e, 110 \times \sqrt{2 \times \eta})\right) = \min(266; \max(200; 196.77)) = \mathbf{200 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = \frac{15 \times 2.511}{7155.61} \times (18 - 5.06) = \mathbf{6.813 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{6.813 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_s = \mathbf{200 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.2.7 Calcul des armatures transversales

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

$$T_u^{\max} = 8.487 \text{ KN}$$

3.2.7.1 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$T_u \leq 0.28 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad [\text{CBA93/A.5.1.3}]$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 20 = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

$$T_u^{\max} = 8.487 \text{ KN} \leq 0.267 \times 18 \times 12 \times 25 = \mathbf{128.304 \text{ KN}}$$

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

3.2.7.2 Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0.9 \times d} \right] \quad [\text{CBA93/A.5.1.3.2.1}]$$

$$A_{\text{inf}} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2} \geq \frac{1.15}{400} \left[10704 + \frac{1.376}{0.9 \times 20} \right] \times 10^{-2} = \mathbf{0.49 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

3.2.7.3 Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{9.863}{12 \times 18 \times 100} = \mathbf{0.457 \text{ MPa}} \quad [\text{Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1}]$$

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

$$\tau_u = \mathbf{0.457 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3.34 \text{ MPa}}$$

=> Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

3.2.7.4 Section et écartement des armatures transversales A_t

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1\text{min}} \right] \quad [\text{Article BAEL91/4.2.3}]$$

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right] = 0.57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $2\phi_6$ $A_t = \mathbf{0.56 \text{ cm}^2}$

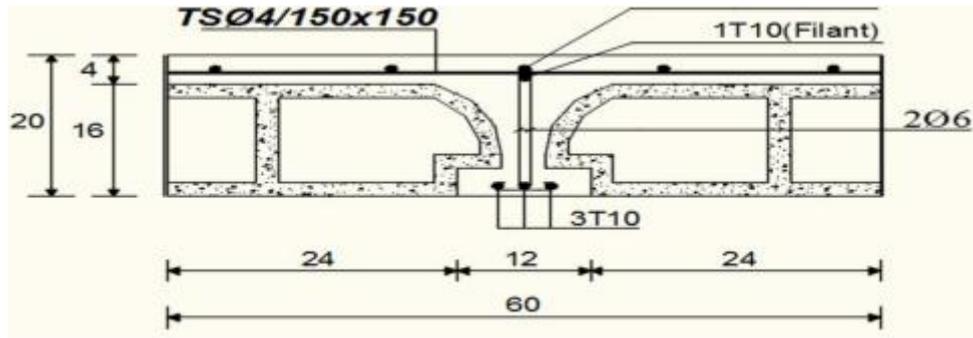


Figure 3.32 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

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

$$k = 1 \text{ (Flexion simple)}$$

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

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.56 \times 0.8 \times 235}{12 \times (0.457 - 0.3 \times 2.1)} = \mathbf{50.71 \text{ cm}}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(18; 40) = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b_0} = \frac{0.56 \times 235}{12 \times 0.4} = \mathbf{27.42 \text{ cm}}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

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

3.2.8 Vérification de la flèche

▪ Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire

La vérification de la flèche se fait à E.L.S [C.B.A 93 B 6.5.2. Annexe D]

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{3.5} = 0.057 > 0.063$$

Avec : $L = 5 \text{ m}$ (la plus grande portée) \Rightarrow **condition non vérifiée.**

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_0^s} \right)$$

$$M_0^s = \mathbf{5.022 \text{ KN.m}} \quad \text{Avec : } M_t^s = \text{le moment max en travée}$$

$$0.04 < \frac{1}{10} \left(\frac{3.515}{5.022} \right) = \mathbf{0.070} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{2.36}{12 \times 18} = \mathbf{0.0109} \leq \frac{4.2}{f_e} = \mathbf{0.0178} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Une des trois conditions n'est pas vérifiée \Rightarrow Le calcul de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta ft = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta ft_{max}$

Avec :

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 ;

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 6.44 = \mathbf{4.272 \text{ KN/ml}}$$

$j = g$: Charge permanente avant mise en place des cloisons, $j = g = \mathbf{4.272 \text{ KN/ml}}$
(Planche terrasse) et

$$\mathbf{p} : \text{Charge totale ; } p = (G + Q) \times 0,6 = (6.44 + 1) \times 0,6 = \mathbf{4.872 \text{ KN/ml}}$$

Sachant que le moment maximum se trouve dans la poutrelle type 04 (travée 2-3) alors la flèche maximale s'y trouve aussi

▪ **Moment fléchissant en travée**

$$M_{tj} = \frac{q_{sj} \times l^2}{8} = \frac{4.272 \times 3^2}{8} = \mathbf{4.806 \text{ KN/ml}}$$

$$M_{tp} = \frac{q_{sp} \times l^2}{8} = \frac{4.872 \times 3^2}{8} = \mathbf{5.481 \text{ KN/ml}}$$

▪ **Calcul du module de déformation longitudinale**

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

▪ **Calcul des moments inertie fictifs**

$$I_f = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

▪ **Coordonnées du centre de gravité**

$$V_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right)}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0)}$$

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times \frac{4}{2} + 12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2} + 4\right)}{60 \times 4 + 12 \times (20 - 4)}$$

$$V_1 = \mathbf{6.44 \text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.44 = \mathbf{13.56 \text{ cm}}$$

$$V_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

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

$$I_0 = \mathbf{19451,645 \text{ cm}^4}$$

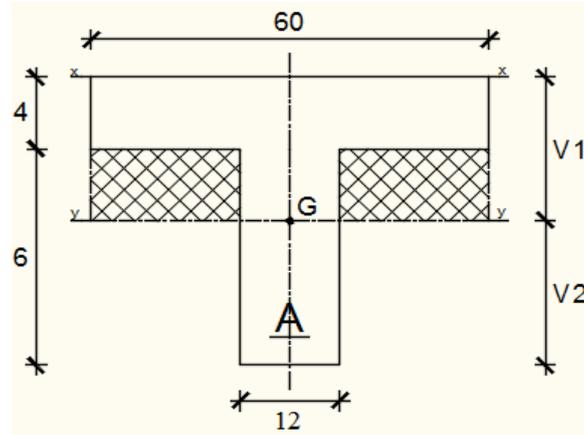


Figure 3.33 : Section de calcul.

▪ **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations**

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2.36}{12 \times 18} = 1.093 \text{ tableau } \beta_1 = 0.856$$

ρ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4806}{2.36 \times 0.856 \times 18} = \mathbf{132.17 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5481}{2.36 \times 0.856 \times 18} = \mathbf{150.73 \text{ MPa}}$$

▪ **Calcul de : μ_g ; μ_j et μ_p**

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,010925 \times 132.17 + 2.1} = \mathbf{0.21}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,010925 \times 150.76 + 2.1} = \mathbf{0.17}$$

$$I_f = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Avec : I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.010925} = 3.69$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.010925} = 1.47$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451.645}{1 + 3.69 \times 0.21} = 12055.22 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451.645}{1 + 1.47 \times 0.21} = 16349.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 19451.645}{1 + 3.69 \times 0.17} = 13148.66 \text{ cm}^4$$

▪ **Calcul des flèches partielles**

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{4.806 \times 3^2 \times 10^4}{10 \times 10818.87 \times 12055.22} = 3.31 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{4.806 \times 3^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 16349.67} = 2.3 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{4.806 \times 3^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 5414.92} = 2.18 \text{ cm}$$

▪ **Flèche totale**

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (3.1 - 2.3) + (2.18 - 1.3)$$

$$\Delta_{ft} = 0.68 \text{ cm}$$

▪ **Flèche admissible :**

$$\bar{f} = \frac{1}{500} \text{ (L < 5m. Art B.6.5.3 CBA 93)}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{500}{500} = 1.$$

$$f = 0,68 < \bar{f} = 1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

Tableau 3.15 : Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter l'étude des éléments non structuraux (ou secondaires) tels que : l'acrotère, les balcons et les escaliers.

4.2 Etude de l'acrotère

4.2.1 Définition

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est considéré comme encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande 1 mètre de largeur ; Le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux différentes intempéries.

4.2.2 Calcul des sollicitations

4.2.2.1 Charge permanente

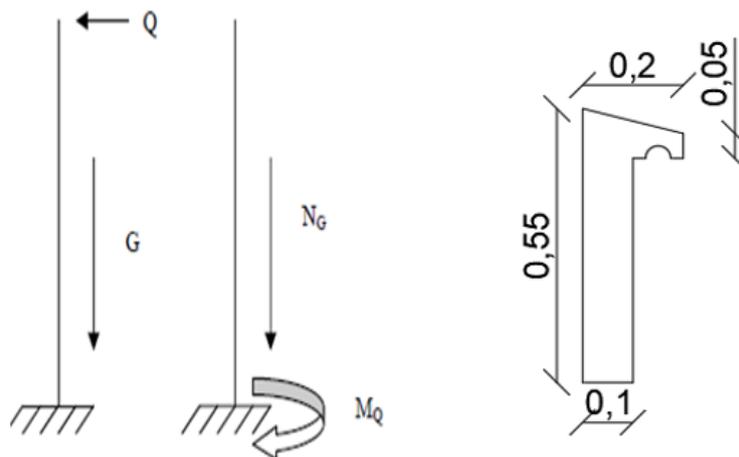


Figure 4.34 : Coupe transversal de l'acrotère et Schéma statique de l'acrotère.

$$G = \gamma_b \times S$$

Avec : γ_b : poids volumique de béton.

S : surface de l'acrotère.

$$S_1 = 0,2 \times 0,05 = \mathbf{0,01 \text{ m}^2}$$

$$S_2 = 0,1 \times 0,45 = \mathbf{0,045 \text{ m}^2}$$

$$S_4 = \frac{0,05 \times 0,2}{2} = \mathbf{0,05 \text{ m}^2}$$

$$S = 0,01 + 0,045 + 0,01 = \mathbf{0,06 \text{ m}^2/1}$$

$$G = 0,60 \times 25 = \mathbf{1,5 \text{ kg/ml}}$$

4.2.2.2 Charge d'exploitation

$$Q = \max(0,72 \text{ KN} ; 1 \text{ KN}) \quad Q = \mathbf{1 \text{ KN}}$$

4.2.2.3 Force horizontale F_p

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [\text{R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)}]$$

$A = 0.15$ Coefficient d'accélération de la zone II.

$W_p = 1.75 \text{ kg/ml}$ Poids de l'acrotère.

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

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.5 = 0.72 \text{ kg/ml}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

4.2.3 Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant

4.2.3.1 ELU

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.5 = 2.025 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.55 = 0.825 \text{ KN.m}$$

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

4.2.3.2 ELS

$$N_s = G = 1.50 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0.55 = 0.55 \text{ KN.m}$$

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

4.2.4 Détermination de l'excentricité : e_u

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

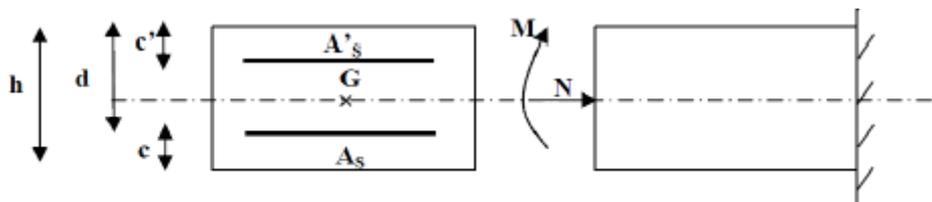


Figure 4.35 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 10 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{array} \right. \quad e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.825}{2.025} = 0.407 \text{ m}$$

$$e_u = 0.407 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.03 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif ensuite à la flexion composée.

4.2.5 Calcul en flexion simple de la section fictive des armatures

4.2.5.1 Moment fictif

$$M_1 = Nu \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 0.825 \times \left(0.376 + \frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = \mathbf{0.759 \text{ KN.m}}$$

4.2.5.2 Moment réduit

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = \mathbf{14.2 \text{ MPa}}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{0.759 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13^2} = \mathbf{0.007}$$

$$\mu_1 = 0.8 \times \alpha_1 (1 - 0.4 \times \alpha_1) = 0.8 \times 0.02 (1 - 0.4 \times 0.016) = \mathbf{0.013}$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = \mathbf{0.016}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E} = \frac{400}{1.15 \times 20000} = \mathbf{1.74}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} : \text{ pour flexion composée.} \\ \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} : \text{ pour flexion simple.} \end{array} \right.$$

$\mu = \mathbf{0.007} < \mu_1 = \mathbf{0.016}$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

4.2.5.3 Armatures fictives

$$\mu = \mathbf{0.007}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.007)}) = \mathbf{0.009}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.009 = \mathbf{0.996}$$

$$A1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{759000}{0.996 \times 348 \times 8} = \mathbf{0.28 \text{ cm}^2}$$

4.2.6 Calcul en flexion composée de la section réelle des armatures

$$A_{cal} = A_1 - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0.27 - \frac{0.825}{348} = \mathbf{0.27 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Donc on prend : } A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(0.27; 1.04) = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } 7T8 = \mathbf{3.52 \text{ cm}^2} \text{ avec un espacement } St = \mathbf{15 \text{ cm/m}}$$

4.2.6.1 Les armatures des répartitions

$$A_r = \frac{A_{cho}}{4} = \frac{5.50}{4} = \mathbf{1.38 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } 3T8 = \mathbf{1.51 \text{ cm}^2} \text{ avec un espacement } St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$$

4.2.7 Vérifications à l'ELU

4.2.7.1 Condition de non fragilité (BAEL99/Art A.4.21)

Par définition de cet article en cas de flexion composée en introduisant (Met N)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \times \frac{es-0.445 \times d}{es-0.185 \times d} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{25}{400} \times \frac{0.367-0.445 \times 8}{0.367-0.1855 \times 8} = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2}$$

$$es = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.55}{1.50} = \mathbf{0.367 \text{ m}}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{3.52 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 8} = \mathbf{0.019 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.019 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

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

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

ψ : Barres de haute adhérence.

n : nombre de barres.

$$\sum u = n \times \pi \times \emptyset = 7 \times \pi \times 8 = \mathbf{16.76 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{-1.50 \times 10^3}{0.9 \times 8 \times 16.76} = \mathbf{1.243 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{sz} = \mathbf{1.243 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3.24 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

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

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

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

$$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{28.22 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{35 \text{ cm}}$

$$\text{Longueur d'ancrage hors crochet : } l_c = 0.8 \times l_s = 0.8 \times 28.22 = \mathbf{22.58 \text{ cm}}$$

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

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = \min(20 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = \mathbf{20 \text{ cm}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.2.8 Vérification à l'ELS

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

$$N_s = \mathbf{1.5 \text{ KN}} ; \quad M_s = \mathbf{0.55 \text{ KN.m}} ; \quad T_s = \mathbf{1 \text{ KN}}$$

4.2.8.1 Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 50 \times y_1^2 + 52.80 \times y_1 - 422.40$$
$$y_1 = \mathbf{2.43 \text{ cm}}$$

4.2.8.2 Moment d'inertie

$$I = \frac{b \times y_1^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y_1^2)) = \frac{100 \times 2.43^3}{12} + 15 \times (5.50 \times (8 - 2.43)^2) = \mathbf{2116.41 \text{ cm}^4}$$

4.2.8.3 Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$
$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{0.55}{2116.41} \times 2.43 = \mathbf{0.026 \text{ MPa}}$$
$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.026 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.2.8.4 Vérification des contraintes dans les aciers

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$
$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 \times f_e, 110 \times \sqrt{2 \times \eta})\right) = \min(266; \max(200; 196.77)) = \mathbf{200 \text{ MPa}}$$
$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = \frac{15 \times 0.55}{2116.41} \times (8 - 2.43) = \mathbf{0.022 \text{ MPa}}$$
$$\sigma_s = \mathbf{0.022 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_s = \mathbf{200 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

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

A : Coefficient d'accélération de la zone IIa.

C_p : Facteur de fore horizontale variant entre 0.3 et 0.8

C_p = 0.8 (élément en console)

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 4.68 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.5 = \mathbf{0.774 \text{ KN/ml}}$$

$$F_p = \mathbf{0.774 \text{ KN/ml}} < Q = \mathbf{1 \text{ KN/ml}}$$

Condition vérifiée.

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

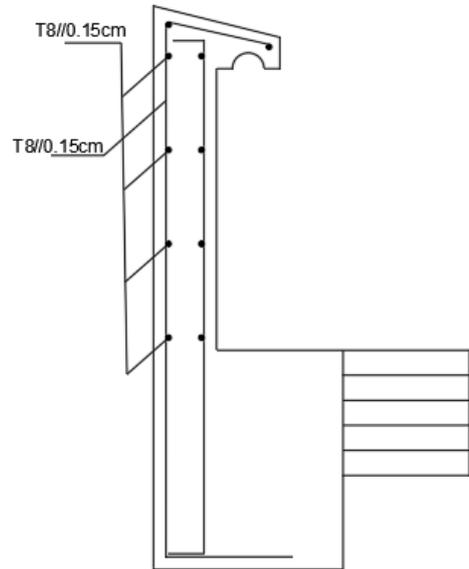


Figure 4.36 : Ferrailage de l'acrotère.

4.3 Etude des balcons

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastree d'un côté et libre de l'autre côté. Il est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids du garde du corps), et une charge d'exploitation Q . Dans notre cas les balcons disposent **1.30 m** de longueur.

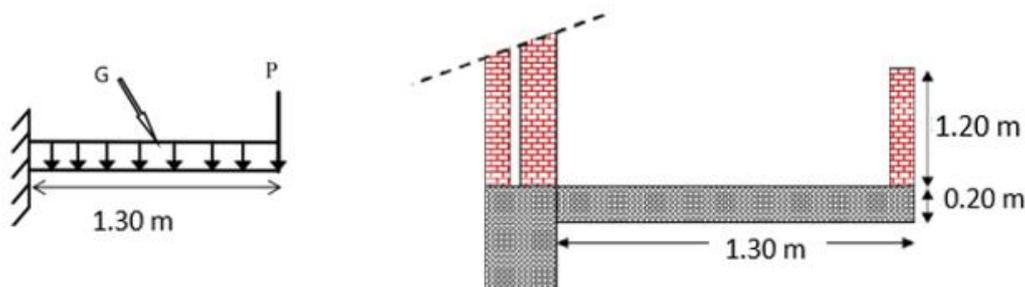


Figure 4.37 : Schéma statique et coupe transversal du balcon.

4.3.1 Epaisseur de balcon

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

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = \mathbf{13 \text{ cm}}$$

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

4.3.2 Détermination des charges

4.3.2.1 Charges permanentes

- **Poids propre de la dalle :**

Matériaux	Pois volumique [KN/m ²]	EP [m]	G [KN/m ²]
Carrelage +sable+ Mortier de pose	1,05	1	1,05
Dalle BA	25	0,15	3,75
Enduit au ciment	20	0,015	0,03
Charges permanentes			4,83

Tableau 4.16 : Charges permanente sur le balcon.

Poids propre de la dalle pleine : $G = G \times L = 4.83 \times 1.3 = 6.279 \text{ KN/ml}$

- **Poids propre du garde corps :**

Poids propre du garde-corps de 1m de hauteur :

$$g = ((0.9 + (2 \times 0.2)) \times 1 \times 1.5 = 1.950 \text{ KN}$$

4.3.2.2 Charges d'exploitations

Balcon pour locaux à usage habitation : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

Surcharge : $Q = Q \times L = 3.5 \times 1.3 = 4.550 \text{ KN/m}$

4.3.2.3 Combinaison de charges

- **ELU**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 6.279 + 1.5 \times 4.550 = 15.302 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 1.950 = 2.633 \text{ KN}$$

- **ELS**

$$q_s = G + Q = 6.279 + 4.550 = 10.829 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 1.950 \text{ KN}$$

Le balcon sera calculé en flexion simple (poutre encastree-libre).

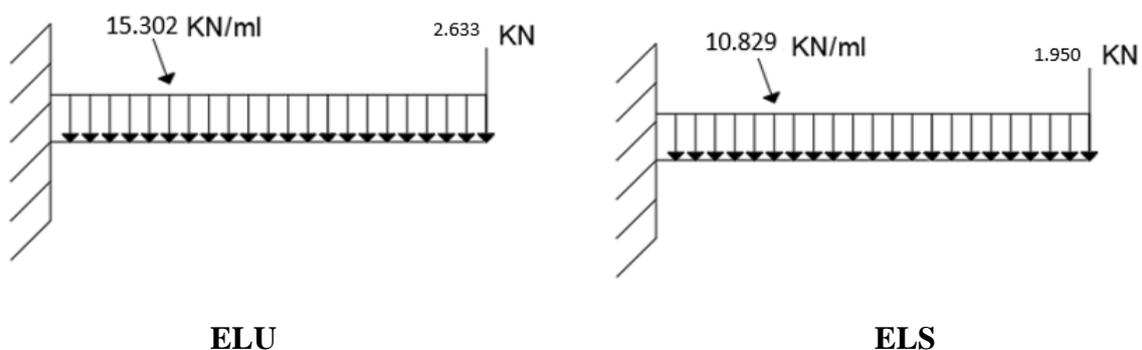


Figure 4.38 : Schéma statique de calcul.

4.3.2.4 Calcul des efforts internes

A l'aide de l'outil RDM6, nous avons obtenus les diagrammes suivants

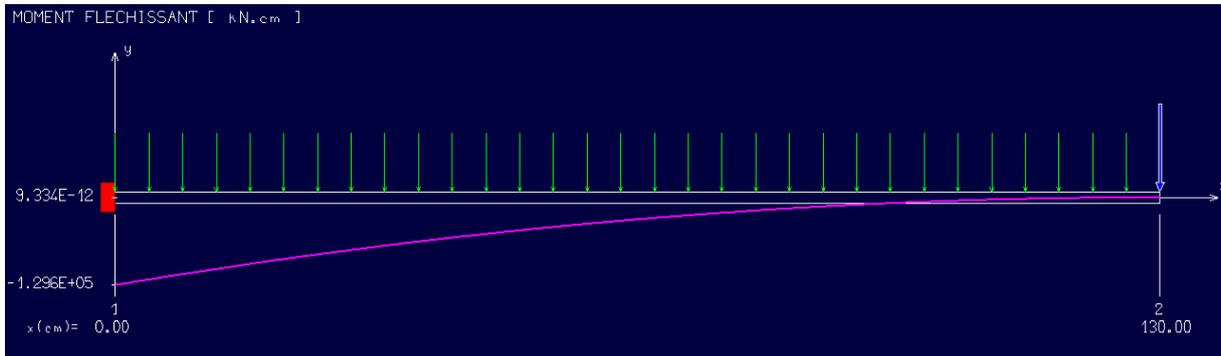


Figure 4.39 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

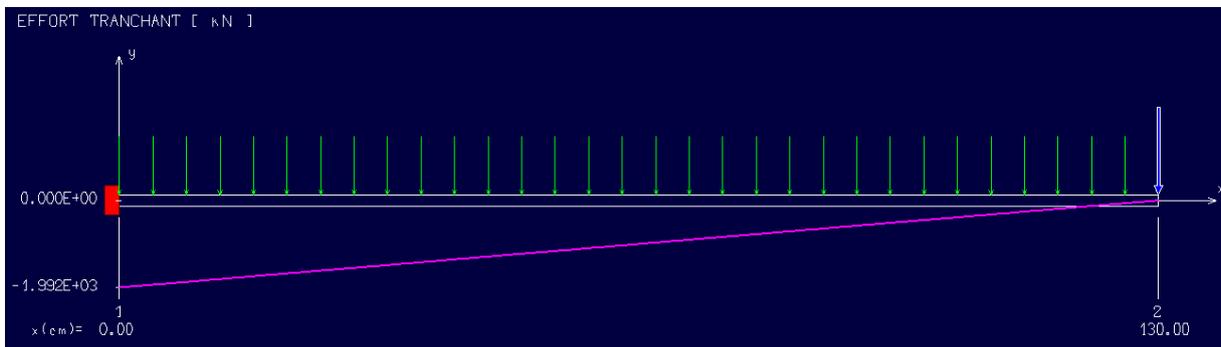


Figure 4.40 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

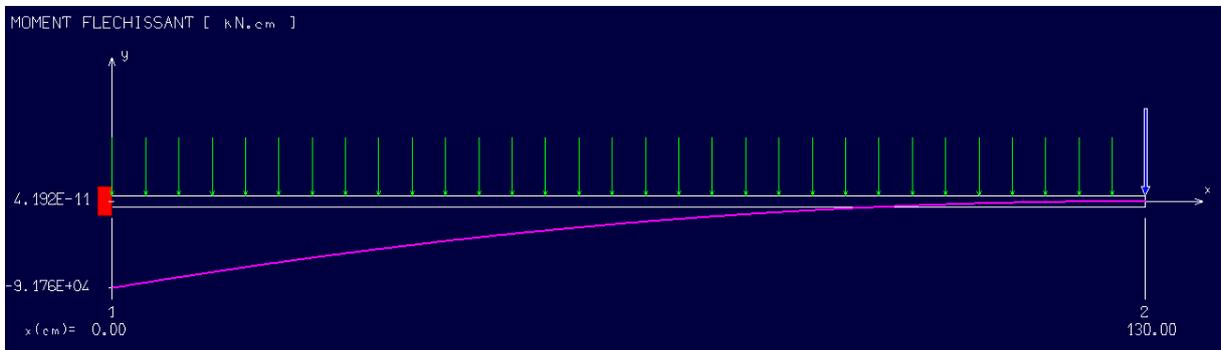


Figure 4.41 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

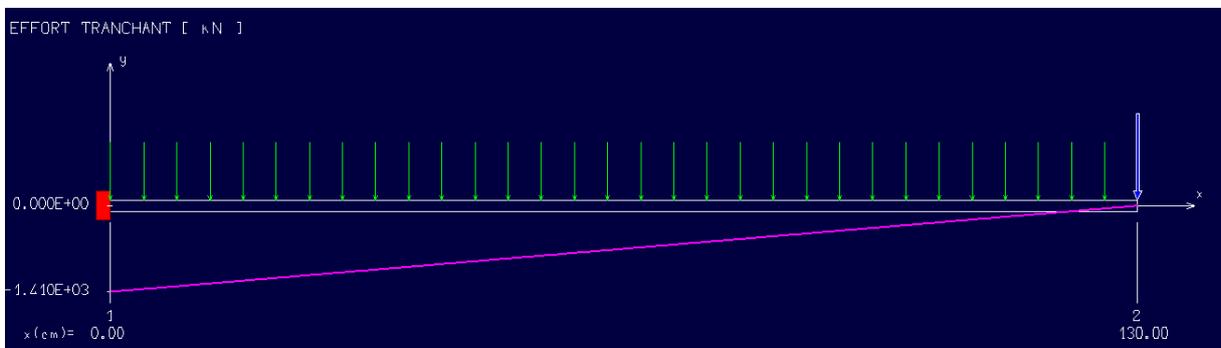


Figure 4.42 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

4.3.3 Calcul de ferrailage

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 3 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

4.3.3.1 Moment réduit

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = \mathbf{14.2 \text{ MPa}}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{12.96 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13^2} = \mathbf{0.0541}$$

$$\mu_1 = 0.8 \times \alpha_1 (1 - 0.4 \times \alpha_1) = 0.8 \times 0.02 (1 - 0.4 \times 0.016) = \mathbf{0.013}$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} = \frac{2}{2 + 1.74} = \mathbf{0.009}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E} = \frac{400}{1.15 \times 20000} = \mathbf{1.74}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} : \text{ pour flexion composée.} \\ \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} : \text{ pour flexion simple.} \end{array} \right.$$

$\mu = \mathbf{0.0541} < \mu_1 = \mathbf{0.186}$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

4.3.3.2 Armatures principales

$$\mu = \mathbf{0.0541}$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0541)}) = \mathbf{0.070}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.070 = \mathbf{0.972}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{12960}{0.972 \times 348 \times 13} = \mathbf{2.36 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Donc on prend : } A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(2.36; 1.26) = \mathbf{2.36 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } 7T12 = \mathbf{7.92 \text{ cm}^2} \text{ avec un espacement } St = \mathbf{15 \text{ cm/m}}$$

4.3.3.3 Armatures des répartitions

$$A_r = \frac{A_{cho}}{4} = \frac{5.50}{4} = \mathbf{1.38 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } 7T12 = \mathbf{7.92 \text{ cm}^2} \text{ avec un espacement } St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$$

4.3.4 Vérifications à l'ELU

4.3.4.1 Condition de non fragilité (BAEL99/Art A.4.21)

Par définition de cet article en cas de flexion composée en introduisant (Met N)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{25}{400} = \mathbf{1.26 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.26 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{7.92 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.3.4.2 Vérification au cisaillement (BAEL99/Art 5.1, 211)

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

$$T_u = \mathbf{-19.920 \text{ KN}}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19.920 \times 10^3}{100 \times 13} = \mathbf{0.153 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.153 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

4.3.4.3 Vérification d'adhérence des barres (BAEL99/ Art A 6.1,3)

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

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

ψ : Barres de haute adhérence.

n : nombre de barres.

$$\sum u = n \times \pi \times \emptyset = 7 \times \pi \times 8 = \mathbf{16.76 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{-19.920 \times 10^3}{0.9 \times 13 \times 16.76} = \mathbf{0.813 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{sz} = \mathbf{0.813 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{2.835 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

4.3.4.4 Longueur de scellement droit

▪ Armatures longitudinales :

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

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 3.24} = \mathbf{30.86 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{35 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35 = \mathbf{14 \text{ cm}}$$

▪ Armatures transversales :

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

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$$

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

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

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 25 = 10 \text{ cm}$$

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

▪ **Armatures longitudinales :**

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(92 ; 40 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Armature transversale :**

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(92 ; 35 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 35 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.3.5 Vérification à l'ELS

4.3.5.1 Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 50 \times y_1^2 + 118.80 \times y_1 - 1544.40$$

$$y_1 = 4.50 \text{ cm}$$

4.3.5.2 Moment d'inertie

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{100 \times 4.50^3}{12} + 15 \times (7.92 \times (13 - 4.50)^2) = 11620.79 \text{ cm}^4$$

4.3.5.3 Vérification des contraintes dans le béton

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{9170}{8808.92} \times 3.38 = 0.104 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.104 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.3.5.4 Vérification des contraintes dans les aciers

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 \times f_e, 110 \times \sqrt{2 \times \eta})\right) = \min(266; \max(200; 196.77)) = 200 \text{ MPa}$$

$$200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = \frac{15 \times 9170}{8808.92} \times (13 - 3.38) = 0.142 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.142 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 200 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.3.6 Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_{ser}} \qquad \frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.3} = 0.11 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.3} = 0.11 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{12.446}{10 \times 12.446} = 0.1 \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{5.50}{100 \times 13} = 0.00423 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

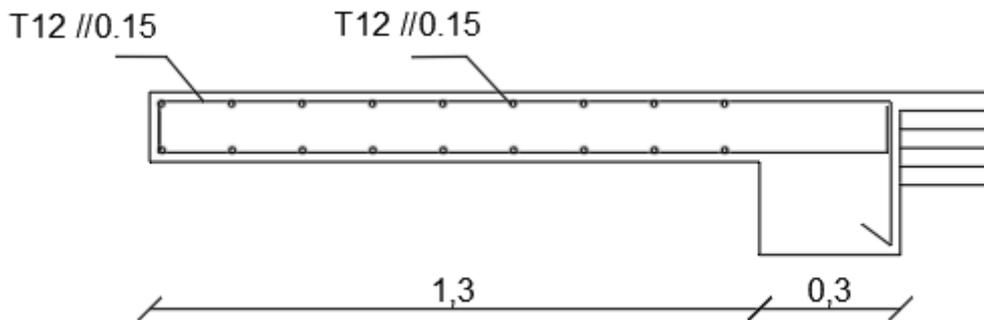


Figure 4.43 : Schéma de ferrailage balcon.

4.4 Etude des escaliers

4.4.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (**paillasse**), avec des dalles horizontales (**paliers**), ces derniers sont coulés sur place.

4.4.2 Définition des éléments d'un escalier

- **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives (h).
- **La contremarche** : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron** : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **La volée** : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

- **Le palier** : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement** : est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour** : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée** : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée** : est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier (avec L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse).

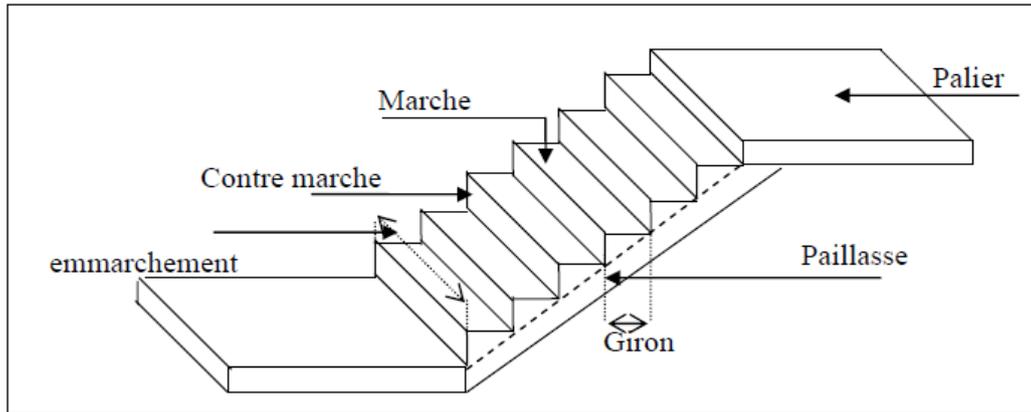


Figure 4.44: Différents éléments d'un escalier.

4.4.3 Dimensionnement des différents éléments de l'escalier

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} < m < 65 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} m = g + 2 \times h \\ 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

▪ Vérification de la formule de BLONDEL

On prend :

$$\begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 60 \text{ cm} \leq g + 2 \times h \leq 65 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 65 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \leq 64 \leq 65 \text{ cm} \end{cases}$$

Condition vérifiée.

▪ Nombre de contre marches

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

On aura 9 contre marche entre chaque paillasse

▪ **Nombre de marches**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

▪ **Ligne de foulée**

$$L_f = g \times m = 30 \times 8 = \mathbf{240 \text{ cm}}$$

▪ **Inclinaison**

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = \mathbf{29.54^\circ}$$

▪ **Longueur de la pailleasse ($L_{\text{pailleasse}}$)**

$$L_{\text{pailleasse}} = \sqrt{153^2 + 240^2} = \mathbf{285 \text{ cm}}$$

▪ **Epaisseur de la pailleasse et le palier**

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{285}{30} < e < \frac{285}{20}$$

$$9.49 \text{ cm} < e < 14.23 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur $e_p = \mathbf{15 \text{ cm}}$ la pailleasse et le palier

4.4.4 Détermination des charges et surcharges appliquées

Le calcul se fera pour 1 m d'emmarchement.

4.4.4.1 Charges permanentes

▪ **Palier :**

Désignation	Pois volumique [KN/m ²]	EP [m]	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	25	0,15	3,75
Revêtement en marbre	12	0,02	0,24
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Enduit en ciment	20	0,02	0,4
Charges permanentes :			4,79
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 4.17 : Charges permanentes du palier.

▪ **Pailasse :**

Matériaux	Pois volumique [KN/m ²]	EP [m]	G (KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	20	0,01	0,2
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en marbre vertical	21	/	0,25
Poids propre de la paillasse	25	0,15	3,75
Poids propre des marches	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en pâtre	10	0,02	0,2
Charges permanentes :			6,77
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 4.18 : Charges permanentes de la paillasse.

4.4.4.2 Charges d'exploitations

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

4.4.4.3 Combinaison de charges :

▪ **Etat limite ultime (ELU) :**

Palier : $q_{1u} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 4.79 + 1.5 \times 2.5) = 10.21 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $q_{2u} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 6.77 + 1.5 \times 2.5) = 12.89 \text{ KN/ml}$

▪ **Etat limite service (ELS) :**

Palier : $q_{1s} = G + Q = 4.79 + 2.5 = 7.290 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $q_{2s} = G + Q = 6.77 + 2.5 = 9.270 \text{ KN/ml}$

▪ **Schéma statique**

Les escaliers sont calculés comme une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie comme est illustré ci-dessous :

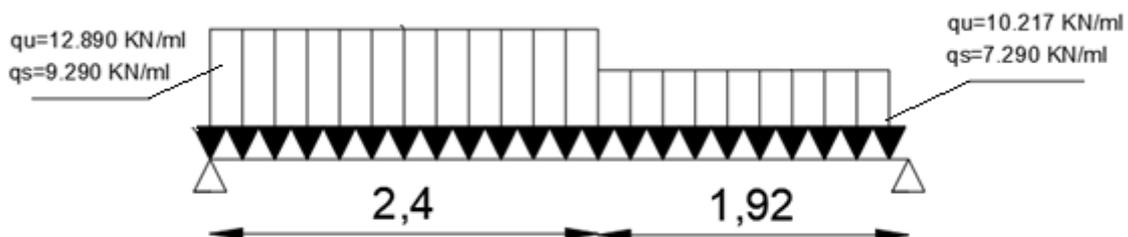


Figure 4.45 : Schéma statique des escaliers.

4.4.4.4 Calcul des efforts internes

A l'aide de l'outil RDM 6, les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants sont obtenus et présentés ci-dessous

▪ A l'ELU

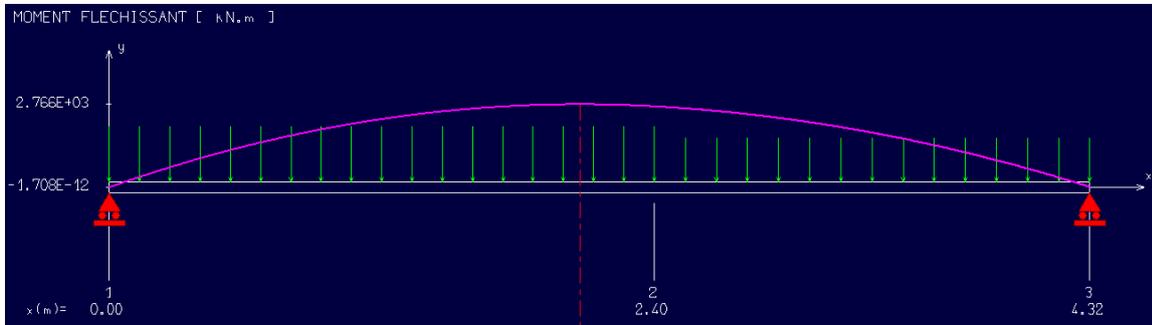


Figure 4.46 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

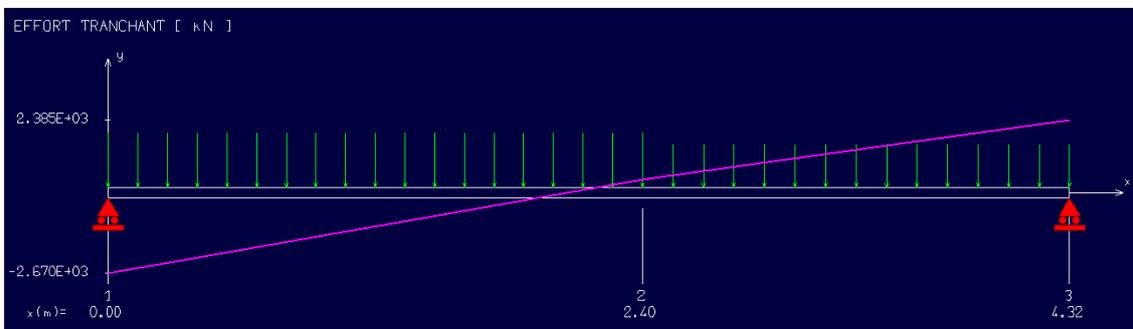


Figure 4.47 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

▪ A l'ELS

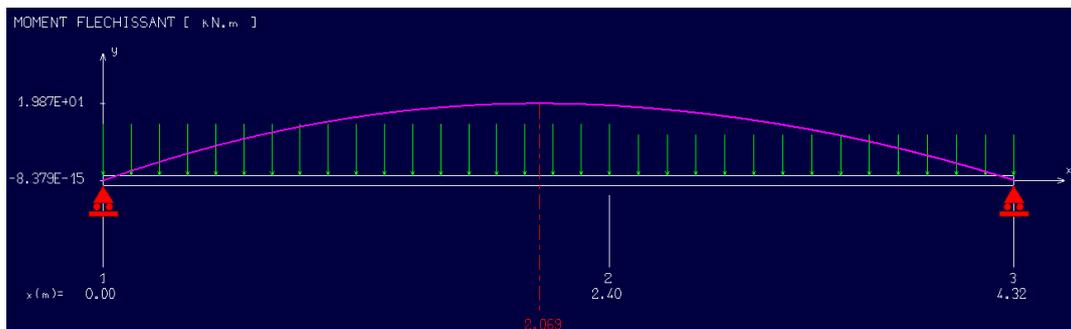


Figure 4.48: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

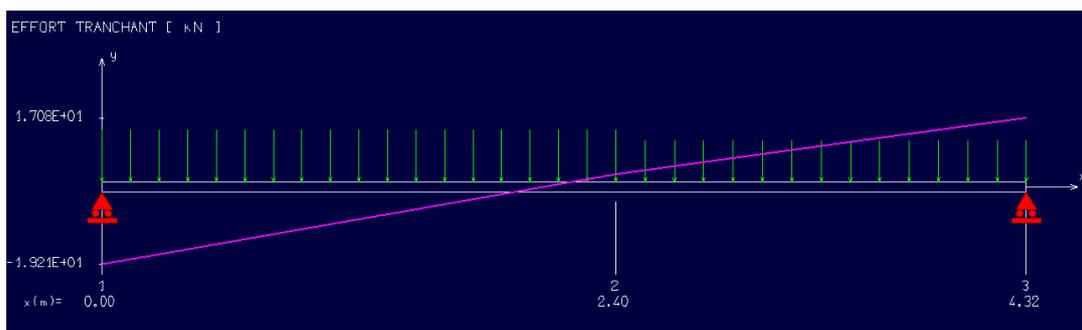


Figure 4.49 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

4.4.5 Calcul de ferrailage en travée

4.4.5.1 Moment à l'ELU

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

$$M = 0.85 \times 27.66 = \mathbf{23.511 \text{ KN.m}}$$

4.4.5.2 Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{23.511 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13^2} = \mathbf{0.0982}$$

$\mu < \mu_1$ $0.0982 < 0.392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0982}) = \mathbf{0.129}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.129 = \mathbf{0.948}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23.511 \times 10^3}{0.948 \times 13 \times 348} = \mathbf{5.48 \text{ cm}^2}$$

Soit 7T12 = 7.92 cm², avec un espacement de St = **15 cm/ml**

4.4.5.3 Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{10.78}{4} = \mathbf{2.69 \text{ cm}^2}$$

Soit 7T12 = 7.92 cm², avec un espacement de St = **15 cm/ml**

4.4.6 Vérifications à l'ELU

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = \mathbf{2.4 \text{ MPa}}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{1.86 \text{ cm}^2}$$

4.4.6.2 Vérification au cisaillement (BAEL99/Art 5.1, 211)

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{3 \text{ MPa}} \\ \mathbf{4 \text{ MPa}} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{23.85 \times 10^3}{1000 \times 130} = \mathbf{0.183 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.50 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : T_u

4.4.6.3 Vérification d'adhérence des barres (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u}$$

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

ψ : Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3.14 \times 1.4 = 17.58 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.85 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 17.58} = \mathbf{0.973 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \times 1.5 \times 2.4 = \mathbf{17.28 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{sz} = \mathbf{0.973 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{se}} = \mathbf{17.28 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

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

▪ **Armatures longitudinales**

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 3.24} = \mathbf{43.2 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{45 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

▪ **Armatures transversales**

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 3.24} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{30 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 30 = \mathbf{12 \text{ cm}}$$

4.4.6.5 Espacement des barres

▪ **Armatures longitudinales**

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

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Armatures transversales**

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(60 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.4.7 Vérifications à l'ELS

4.4.7.1 Calcul des efforts internes

$$M_{\text{ser}} = 16.89 \text{ KN.m}$$

4.4.7.2 Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 50 \times y_1^2 + 118.80 \times y_1 - 1544.40$$

$$y_1 = 4.50 \text{ cm}$$

4.4.7.3 Moment d'inertie

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{100 \times 4.50^3}{12} + 15 \times (7.92 \times (13 - 4.50)^2) = 11620.79 \text{ cm}^4$$

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

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_1 = \frac{16890}{11620.79} \times 4.5 = 0.192 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.192 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.4.7.5 État limite d'ouvertures des fissures

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5 \times f_e, 110 \times \sqrt{2 \times \eta})\right) = \min(266; \max(200; 196.77)) = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y_1) = \frac{15 \times 16890}{11620.79} \times (13 - 4.50) = 0.262 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.262 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.4.8 Calcul de ferrailage en travée

4.4.8.1 Moment à l'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13.5 \text{ cm} \\ c = 1.5 \text{ cm} \end{array} \right. \quad M = 0.3 \times 27.66 = \mathbf{8.298 \text{ KN.m}}$$

4.4.8.2 Armatures principales

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{5.532 \times 10^3}{100 \times 17 \times 13^2} = \mathbf{0.0231}$$

$\mu < \mu_1 0.17 < 0.392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0231}) = \mathbf{0.029}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.029 = \mathbf{0.988}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.532 \times 10^3}{0.988 \times 13 \times 348} = \mathbf{1.24 \text{ cm}^2}$$

Soit 7T12 = **7.92 cm²**, avec un espacement de St = **15 cm/ml**

4.4.8.3 Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{10.78}{4} = \mathbf{2.69 \text{ cm}^2}$$

Soit 7T12 = **7.92 cm²**, avec un espacement de St = **25 cm/ml**.

4.4.9 Vérifications à l'ELU :

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = \mathbf{2.4 \text{ MPa}}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{1.86 \text{ cm}^2}$$

4.4.9.2 Vérification au cisaillement (BAEL99/Art 5.1, 211)

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

$$T_u = \mathbf{26.700 \text{ KN}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{3 \text{ MPa}} \\ \mathbf{4 \text{ MPa}} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{26.70 \times 10^3}{1000 \times 130} = \mathbf{0.205 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.50 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.4.9.3 Vérification d'adhérence des barres (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u}$$

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

ψ : Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3.14 \times 1.4 = \mathbf{17.58 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.700 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 17.58} = \mathbf{0.973 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \times 1.5 \times 2.4 = \mathbf{17.28 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{sz} = \mathbf{0.973 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{se}} = \mathbf{17.28 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

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

▪ Armatures longitudinales :

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 3.24} = \mathbf{43.2 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{45 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

▪ Armatures transversales :

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 3.24} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{30 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 30 = \mathbf{12 \text{ cm}}$$

4.4.9.5 Espacement des barres :

▪ **Armatures longitudinales :**

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

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Armatures transversales :**

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(60 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.4.10 Vérifications à l'ELS

4.4.10.1 Calcul des efforts internes

$$q_{1s} = (G + Q) \times 1.3 = (6.77 + 2.5) \times 1.3 = 12.05 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = 3.974 \text{ KN.m}$$

4.4.10.2 Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 50 \times y_1^2 + 118.80 \times y_1 - 1544.40$$

$$y_1 = 4.50 \text{ cm}$$

4.4.10.3 Moment d'inertie

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{100 \times 4.50^3}{12} + 15 \times (7.92 \times (13 - 4.50)^2) = 11620.79 \text{ cm}^4$$

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

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{3.974 \times 1000}{11620.79} \times 4.5 = 0.045 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.045 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.4.10.5 État limite d'ouvertures des fissures

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5 \times f_e, 110 \times \sqrt{2 \times \eta})\right) = \min(266; \max(200; 196.77)) = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = \frac{15 \times 39.5}{11620.79} \times (13 - 4.5) = 0.062 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.062 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.4.11 Etat limite de déformation (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_{ser}}$$

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.3} = 0.11 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right.$$

Condition vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.3} = 0.11 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{3.973}{10 \times 3.973} = 0.1 \end{array} \right.$$

Condition vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{10.78}{100 \times 13.5} = 0.008 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

Condition vérifiée.

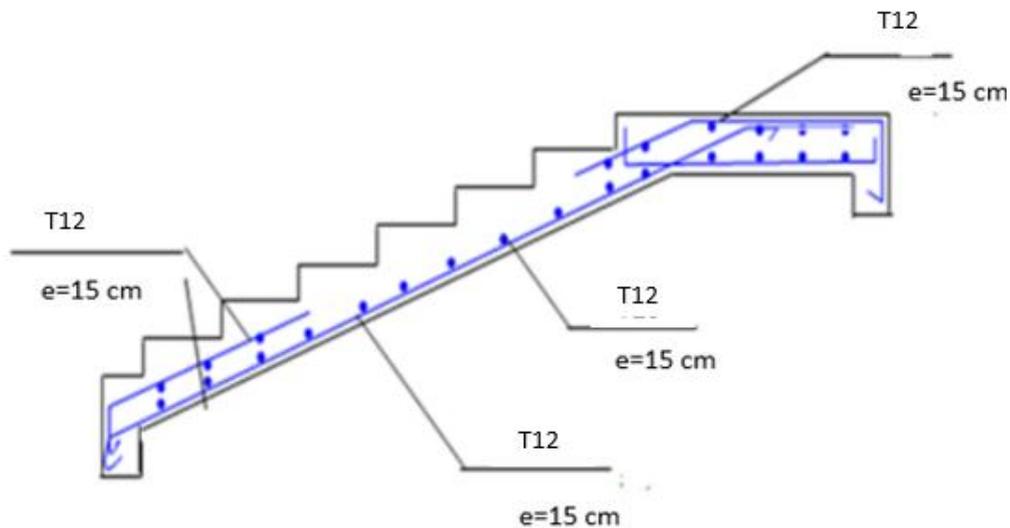


Figure 4.50: Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse

Chapitre 05 : Modélisation et vérifications vis à vis le RPA.

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

5.1 Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

5.2 Choix de la méthode de calcul

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

5.2.1 Méthode statique équivalente

5.2.1.1 Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

5.2.1.2 Conditions d'application de la MSE

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec : $6H \leq 5m$ en zone I et IIa ,
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a). Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

Remarque : Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

5.2.2 Méthode dynamique modale spectrale

5.2.2.1 Principe de la méthode

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

5.2.2.2 Domaine d'application

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

5.2.2.3 Hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90 ;

5.3 Détermination des paramètres du spectre de réponse

5.3.1 Coefficient d'accélération A

Zone II, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya de Skikda : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A = 0.15**

5.3.2 Coefficient de comportement global de la structure R

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A 99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A 99/2003

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**

5.3.3 Facteur de qualité Q

5.3.3.1 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 forme compacte, et le rapport :
- Longueur / largeur = $\frac{21.30}{12.97} = 1.64 < 4$
- Donc le critère est observé **p_q = 0**

5.3.3.2 Régularité en élévation

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

5.3.3.3 Contrôle de la qualité des matériaux

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

$$p_q = 0.05$$

5.3.3.4 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 : $p_q = 0.10$

Q : Facteur de qualité, défini par : $Q = 1 \pm \sum_1^6 p_q$

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

Tableau 5.19 : Pénalités du facteur de qualité.

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.20$$

5.3.4 Facteur de correction d'amortissement " η "

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

$\xi(\%)$: 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 $\xi = \mu 7\%$

$$D'où : \eta = 0.882 \geq 0.7$$

5.3.5 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2 003, page 45)

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

Pour un site S3, on a :

$$T_1 = 0.15 \text{ s} \quad T_2 = 0.50 \text{ s}$$

5.3.6 Détermination des paramètres des combinaisons d'action

$$ELU = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$G + Q \mp 1.2 \times E$$

$$0.8 \times G \mp E$$

5.3.7 Estimation de la période fondamentale de la structure

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

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/Version2003.

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

5.3.8 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 :

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

Avec : $T_2 = 0.50 \text{ s}$: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

$$h_N = 15.90 \text{ m}$$

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

$$d_x = \mathbf{21.00\ m}$$

$$d_y = \mathbf{13.41\ m}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times 15.90^{3/4} = \mathbf{0.40\ s}$$
 Dans les deux directions.

$$T_x = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0.09 \times \frac{30.60}{\sqrt{21}} = \mathbf{0.31\ s}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0.09 \times \frac{30.60}{\sqrt{13.41}} = \mathbf{0.39\ s}$$

$$T_x = \min(T; T_x) = \mathbf{0.31\ s}$$

$$T_y = \min(T; T_y) = \mathbf{0.39\ s}$$

$$T = \max(0.31; 0.39) = \mathbf{0.39\ s}$$

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

$$D_x = 2.5 \times \eta = \mathbf{2.205\ s}$$

$$D_y = 2.5 \times \eta = \mathbf{2.205\ s}$$

5.3.9 Poids total de la structure

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

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

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.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 6.2 présent les masses calculé le **Robot**.

$$w_i = \mathbf{10638.97\ KN}$$

5.4 Modélisation de la structure

La structure est modélisée à l'aide du logiciel élément finis Robot Structural Analysis. Elle est discrétisée par des éléments de poutre 2D à 6 degrés de liberté, liées par des nœuds à leurs extrémités.

Figure 5.51 : Disposition des éléments verticaux poteaux et voiles.

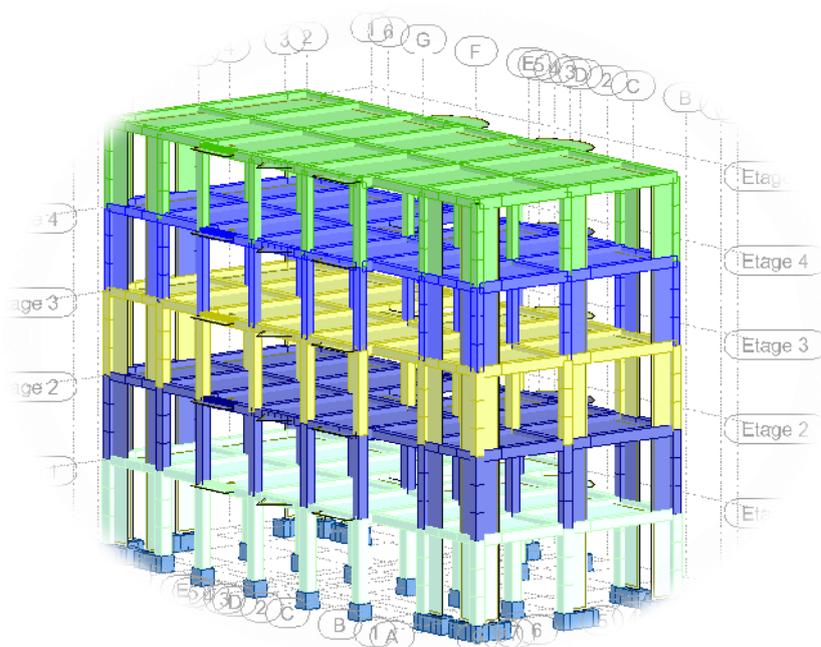


Figure 5.52 : Vue de la structure modélisée.

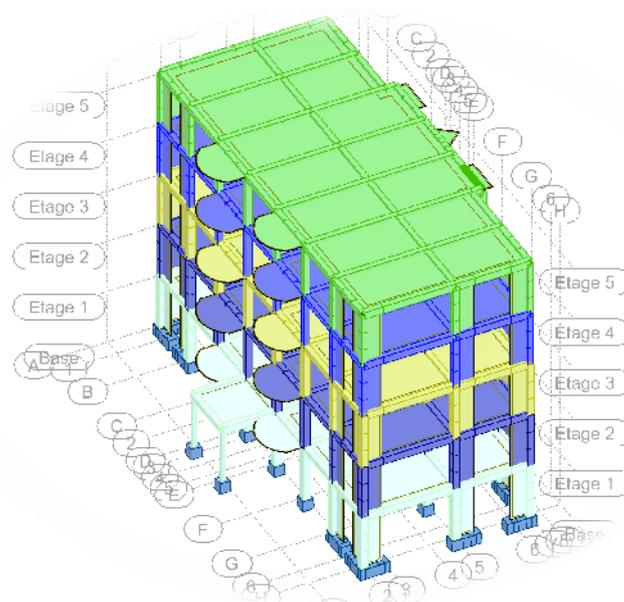


Figure 5.53 : Vue de la structure modélisée.

5.4.1 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 structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux).

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.20}{3.5} \times 10638.97 = \mathbf{1256.61 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.20}{3.5} \times 10638.97 = \mathbf{1256.61 \text{ KN}}$$

5.4.2 Résultats de l'analyse modale

		Facteur de participation massique			
Mode	Période(s)	Ux	Uy	Ux	Uy
1	0,46	0,08	73,35	0,08	73,35
2	0,39	73,45	73,42	73,37	0,08
3	0,30	73,51	73,58	0,06	0,16
4	0,13	73,51	88,38	0,01	14,80
5	0,11	88,97	88,39	15,46	0,00
6	0,08	88,97	88,40	0,00	0,01
7	0,06	88,97	94,80	0,00	6,40
8	0,05	94,71	94,80	5,74	0,00
9	0,04	95,13	94,80	0,42	0,00
10	0,04	95,19	94,80	0,06	0,00

Tableau 5.20 : Taux de participation modale.

D'après les résultats trouvés on constate que :

$$T_{\text{emp}} = \mathbf{0.39 \text{ s}} \quad T_{\text{dyn}} = \mathbf{0.46 \text{ s}}$$

Selon RPA 99 V 2003 il faut que : $1.3 T_{\text{emp}} > T_{\text{dyn}} \quad 0.70 \text{ s} > 0.68 \text{ s}$

- ❖ Le 1^{er} mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y)
- ❖ Le 2^{ème} est une translation suivant l'axe (x-x)
- ❖ Et le 3^{ème} mode de torsions
- ❖ Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 14^{ème} mode pour le sens (x-x) et le sens (y-y).

Figure 5.54 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y).

Figure 5.55 : 2eme mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x).

Figure 5.56 : 3ème mode de torsions.

5.4.2.1 Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003

Direction x-x : 8ème mode : Masse cumulée = 94.71 %

Direction y-y : 7ème mode : Masse cumulée = 94.80 %

Masse cumulée > 90% **Condition vérifié.**

5.4.2.2 Evaluation des excentricités

$$\begin{cases} E_{xt} = X_m - X_t \\ E_{yt} = Y_m - Y_t \end{cases}$$

X_m ; Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t ; Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats de l'excentricité théorique du différent niveau sont :

Avec :

$$L_x = 21.00 \text{ m} \quad L_y = 13.41 \text{ m}$$

Niveaux	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5
Masse (Kg)	226502,38	211281,54	211281,54	205311,28	226032,79
G (x ; y) [m]	10,50 7,16	10,50 7,39	10,50 7,39	10,50 7,38	10,50 7,31
R (x ; y) [m]	10,50 7,33	10,50 7,33	10,50 7,33	10,50 7,32	10,50 7,32
Ix [Kg.m ²]	3223668,82	2772603,90	2772603,90	2670747,66	2936065,34
Iy [Kg.m ²]	10576459,34	10206319,26	10206319,26	9905795,58	10462034,67
Ex0 [m]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Ey0 [m]	0,17	0,06	0,06	0,06	0,02
Ex2 [m]	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
Ey2 [m]	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05

Tableau 5.21 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage

5.5 Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Le RPA exige que la résultante des forces sismique calculées par la méthode modale spectrale doit être supérieure ou égale à 80% des force sismique calculées par la méthode statique équivalente V_{Statique} correspondant à la période fondamentale donnée par la formule empirique (T_{emp}).

Résultat donné par le logiciel « ROBOT » est :

Sens	V_{st}	$0.8V_{\text{st}}$	V_{dyn}	$V_{\text{dyn}} \geq 0.8V_{\text{st}}$
X	1256.61	1005.29	1121.91	C.V
Y	1256.61	1005.29	1117.75	C.V

Tableau 5.22 : les forces sismiques des deux directions.

5.6 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 4.43 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 :

$$\sigma_K = R \times \sigma_{eK}$$

Avec :

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).

Niveaux	$\Delta_K^{dr x}$	$\Delta_K^{dr y}$
Etage 1	0,266	0,373
Etage 2	0,536	0,779
Etage 3	0,603	0,876
Etage 4	0,573	0,817
Etage 5	0,487	0,670

Tableau 5.23 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$\Delta_K \leq 1\% h_e$ $01 \leq 1\% h_e = 3.006 \text{ cm}$, donc **la condition est vérifiée**

5.7 Vérification de l'effet $P - \Delta$

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet $P - \Delta$ 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'.

Suivant (x-x)						
Niveaux	P	Δ	V	h	θ	Vérification
Etage 1	-10595.2	0.266	1121.93	3.06	8.21E-04	OK
Etage 2	-8241.73	0.536	1060.68	3.06	1.36E-03	OK
Etage 3	-6169.77	0.603	925.64	3.06	1.31E-03	OK
Etage 4	-4118.95	0.573	716.49	3.06	1.08E-03	OK
Etage 5	-2105.53	0.487	432.15	3.06	7.75E-04	OK

Suivant (y-y)						
Niveaux	P	Δ	V	h	θ	Vérification
Etage 1	-10595.2	0.373	1117.74	3.06	1.16E-03	OK
Etage 2	-8241.73	0.779	1059.22	3.06	1.98E-03	OK
Etage 3	-6169.77	0.876	926.18	3.06	1.91E-03	OK
Etage 4	-4118.95	0.817	714.25	3.06	1.54E-03	OK
Etage 5	-2105.53	0.67	428.53	3.06	1.08E-03	OK

Tableau 5.24 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens X-X et sens Y-Y.

5.8 Vérification de renversement

ETAGE	DIRECTION X							
	V _x [KN]	F _x [KN]	h [m]	W [KN]	X _g [m]	Mr [KN]	Ms [KN]	Vérification
1	1121,93	61,25	3,06	10638,97	10,5	187,43	111709,19	CV
2	1060,68	135,04	6,12			826,44	111709,19	CV
3	925,64	209,15	9,18			1920,00	111709,19	CV
4	716,49	284,34	12,24			3480,32	111709,19	CV
5	432,15	432,15	15,3			6611,90	111709,19	CV

ETAGE	DIRECTION Y							
	V _x [KN]	F _x [KN]	h [m]	W [KN]	X _g [m]	Mr [KN]	Ms [KN]	Vérification
1	1117,74	58,52	3,06	10638,97	6,71	179,07	71387,49	CV
2	1059,22	133,04	6,12			814,20	71387,49	CV
3	926,18	211,93	9,18			1945,52	71387,49	CV
4	714,25	285,72	12,24			3497,21	71387,49	CV
5	428,53	428,53	30,60			6556,51	71387,49	CV

Tableau 5.25 : Vérification de renversement

5.9 Conclusions

L'étude dynamique nous a permis de voir les différentes vérifications de comportement de la structure vis-à-vis le séisme, les résultats obtenus sont acceptables en termes de période, déplacements et efforts sismique

Chapitre 06 : Etude des portiques

Chapitre 06 : Etude des portiques

6.1 Introduction

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel Robot, nous entamons dans ce chapitre la détermination des sections d'aciers nécessaire à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments sera mené selon les règles de calculs du béton armé C.B.A93, BAEL91, RPA99V2003.

Robot permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les poutres seront calculées en flexion simple. Les poteaux et voiles seront calculés en flexion composée. Les planchers seront calculés en flexion simple.

6.2 Etude des poutres

6.2.1 Typologie de poutres

Dans notre projet, nous disposons de deux types de poutres (principales et secondaires) réparties sur les étages courants et la terrasse. Leurs sections ont été définies précédemment au chapitre de pré dimensionnement.

		b	h	d	d'
Poutre Principales	Etages courants	30	40	38	2
	Terrasse	30	30	28	2
Poutre Secondaires	Etages courants	30	40	38	2
	Terrasse	30	30	28	2

Tableau 6.26 : Dimensions des poutres étudiées.

6.2.2 Charges appliquées

6.2.2.1 Liste de combinaisons

▪ **Selon B.A.E.L 91**

Combinaisons fondamentales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{array} \right.$$

▪ **Selon R.P.A 99/V2003**

Combinaisons accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

6.2.2.2 Tableau des sollicitations

Poutres	Niveaux	M_{max}^t (KN. m)			M_{max}^a (KN. m)			V (KN)
		ELU	ELS	G+Q+E	ELU	ELS	G+Q+E	
Poutre Principales	Etages courants	47.110	33.540	131.300	-90.490	-64.620	-139.390	105.94
	Terrasse	44.190	32.300	65.290	-68.450	-50.230	-80.170	87.73
Poutre Secondaires	Etages courants	13.210	9.440	91.150	-18.970	-13.670	-92.640	26.98
	Terrasse	13.070	9.390	38.070	-17.340	-12.440	-39.780	26.370

Tableau 6.27 : Valeurs des moments de chaque niveau.

6.2.3 Calcul du ferrailage

Le calcul se fera pour la poutre principale de l'étage courant car elle est considérée comme défavorable d'après le tableau obtenu précédemment.

6.2.3.1 Ferrailage longitudinal en travée

▪ **Calcul de la section des armatures**

❖ **Combinaison ELU :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{47.110 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 38^2} = \mathbf{0.077} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.077}) = \mathbf{0.100}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.100 = \mathbf{0.960}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{47.110 \times 10^3}{0.960 \times 348 \times 38} = \mathbf{3.71 \text{ cm}^2}$$

❖ **Combinaison AAC :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{131.300 \times 10^3}{30 \times 18.5 \times 38^2} = \mathbf{0.164} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.164}) = \mathbf{0.225}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.225 = \mathbf{0.910}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{131.300 \times 10^3}{0.910 \times 400 \times 38} = \mathbf{9.49 \text{ cm}^2}$$

Soit : 5T14 + 2T12 = **9.96 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

▪ **Vérification à l'ELU**

❖ **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.28 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.28 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{9.96 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **RPA :**

$$A_{\text{RPA}} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 43 = \mathbf{5.70 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{RPA}} = \mathbf{5.70 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{9.96 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification à l'ELS**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 15 \times y_l^2 + 149.40 \times y_l - 5677.20$$

$$y_l = \mathbf{15.10 \text{ cm}}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - y_l)^2) = \frac{30 \times 15.10^3}{3} + 15 \times (9.96 \times (38 - 15.10)^2)$$

$$I = \mathbf{112776.36 \text{ cm}^4}$$

❖ **Vérification des Contraintes dans le béton :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_l = \frac{33.540 \times 10^3}{112776.36} \times 15.10 = \mathbf{4.491 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{4.491 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification des Contraintes dans les aciers :**

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 \times f_e, 110 \times \sqrt{2 \times \eta})\right) = \min(266; \max(200; 196.77)) =$$

$$\mathbf{200 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 33.540 \times 10^3}{112776.36} \times (38 - 15.10) = \mathbf{10.215 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{10.215 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{200 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.2.3.2 Ferrailage longitudinal en appuis

▪ Calcul de la section des armatures

❖ Combinaison ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{90.490 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 38^2} = \mathbf{0.147} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.147}) = \mathbf{0.200}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.200 = \mathbf{0.920}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{90.490 \times 10^3}{0.920 \times 348 \times 38} = \mathbf{7.44 \text{ cm}^2}$$

❖ Combinaison AAC :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{139.390 \times 10^3}{30 \times 18.5 \times 38^2} = \mathbf{0.174} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.174}) = \mathbf{0.241}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.241 = \mathbf{0.904}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{139.390 \times 10^3}{0.904 \times 400 \times 43} = \mathbf{10.15 \text{ cm}^2}$$

Soit : 7T14 = **10.78 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

▪ Vérification à l'ELU

❖ Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.38 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.38 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{10.78 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

❖ RPA

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 38 = \mathbf{5.70 \text{ cm}^2}$$

$$A_{RPA} = \mathbf{5.70 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{10.78 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

▪ Vérification à l'ELS

❖ Position de l'axe neutre

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 30 \times yl^2 + 161.70 \times yl - 6144.60$$

$$yl = \mathbf{15.55}$$

❖ Moment d'inertie

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{30 \times 15.55^3}{3} + 15 \times (10.78 \times (38 - 15.55)^2)$$

$$I = \mathbf{119097.48 \text{ cm}^4}$$

❖ **Vérification des Contraintes dans le béton :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{64.620 \times 10^3}{119097.48} \times 18.47 = \mathbf{8.44 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{8.44 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification des Contraintes dans les aciers :**

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 \times f_e, 110 \times \sqrt{2 \times \eta})\right) = \min(266; \max(200; 196.77)) = \mathbf{200 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 64.620 \times 10^3}{119097.48} \times (38 - 15.55) = \mathbf{18.27 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{18.27 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{200 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.2.3.3 Ferrailage transversal

▪ **Vérification au cisaillement (BAEL99/Art 5.1, 211)**

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

$$T_u = \mathbf{-105.940 \text{ KN}}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{105.940 \times 10^3}{300 \times 400} = \mathbf{0.929 \text{ MPa}} < \overline{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

▪ **Calcul du diamètre**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{40}{35}; 14; \frac{30}{10}\right) = \min(1.14; 16; 30) = 6$$

$$\phi_t = \mathbf{8}$$

On prend : $\phi_t = \mathbf{8}$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi_8 = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

▪ **Calcul de l'espacement**

□ **Selon le B.A.E.L 91**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(18.9; 40 \text{ cm}) = \mathbf{38.7 \text{ cm}}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = \mathbf{39.36 \text{ cm}}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 235}{1.15 \times 30 \times [0.929 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = \mathbf{46.72 \text{ cm}}$$

□ Selon le RPA/V2003

En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1\right) = \min(10; 15) = 5 \text{ cm}$

En zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$

Section d'armatures transversales minimales est donnée par le RPA :

En zone nodale : $A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 5 \times 30 = 10.13 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0.03 \times S'_t \times b = 0.03 \times 10 \times 30 = 20.25 \text{ cm}^2$

6.2.4 Tableaux récapitulatifs du ferrailage des poutres

6.2.4.1 Section du ferrailage à l'ELU et ACC

			M	α	β	$A_s \text{ cm}^2$	$A_{cho} \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ cm}^2$	$A_{RPA} \text{ cm}^2$
Poutre principale Etage courant	Travée	ELU	0.070	0.100	0.960	3.71	9.96	1.38	5.70
		AAC	0.164	0.225	0.910	9.49	5T14+2T12		
	Appuis	ELU	0.147	0.200	0.920	7.44	10.78	1.38	5.70
		AAC	0.174	0.241	0.904	10.15	7T14		
Poutre Secondaires Etage courant	Travée	ELU	0.072	0.094	0.963	3.47	6.16	1.38	5.70
		AAC	0.082	0.106	0.957	4.49	4T14		
	Appuis	ELU	0.112	0.148	0.941	5.51	6.16	1.38	5.70
		ELU	0.100	0.132	0.947	5.57	4T14		
Poutre principale Etage courant	Travée	ELU	0.040	0.051	0.980	1.38	9.96	1.01	4.2
		AAC	0.210	0.298	0.881	9.24	5T14+2T12		
	Appuis	ELU	0.057	0.073	0.971	2.01	10.78	1.01	4.2
		ELU	0.213	0.303	0.879	9.24	7T14		
Poutre Secondaires Terrasse	Travée	ELU	0.039	0.050	0.980	1.37	4.62	1.01	4.2
		AAC	0.088	0.115	0.954	3.56	3T14		
	Appuis	ELU	0.052	0.067	0.973	1.83	4.62	1.01	4.2
		ELU	0.092	0.120	0.952	3.73	3T14		

Tableau 6.28 : Ferrailage longitudinal des poutres.

6.2.4.2 Vérification des contraintes ELS

		M KN. m	A _{cho} cm ²	Y cm	I cm ²	σ _{bc} MPa	σ̄ _{bc} MPa	σ _s MPa	σ̄ _s MPa	Observation
Poutre principale Etage courant	Travée	33.54	9.96	15.10	112776.36	4.491	15	10.215	200	C.V
	Appuis	64.62	10.78	15.55	119097.48	8.440	15	18.267	200	C.V
Poutre Secondaires Etage courant	Travée	32.30	6.16	18.69	79614.02	5.082	15	15.502	200	C.V
	Appuis	50.23	6.15	18.69	79614.02	7.903	15	24.107	200	C.V
Poutre principale Terrasse	Travée	9.44	9.96	12.45	55423.10	2.120	15	3.974	200	C.V
	Appuis	13.67	10.78	12.80	58330.69	3.000	15	5.343	200	C.V
Poutre Secondaires Terrasse	Travée	9.39	4.62	9.30	32277.08	2.704	15	8.162	200	C.V
	Appuis	12.44	4.62	9.30	32277.08	3.583	15	10.813	200	C.V

Tableau 6.29 : Calcul et vérification des contraintes ELS.

6.2.5 Dessins ferrailage des poutres

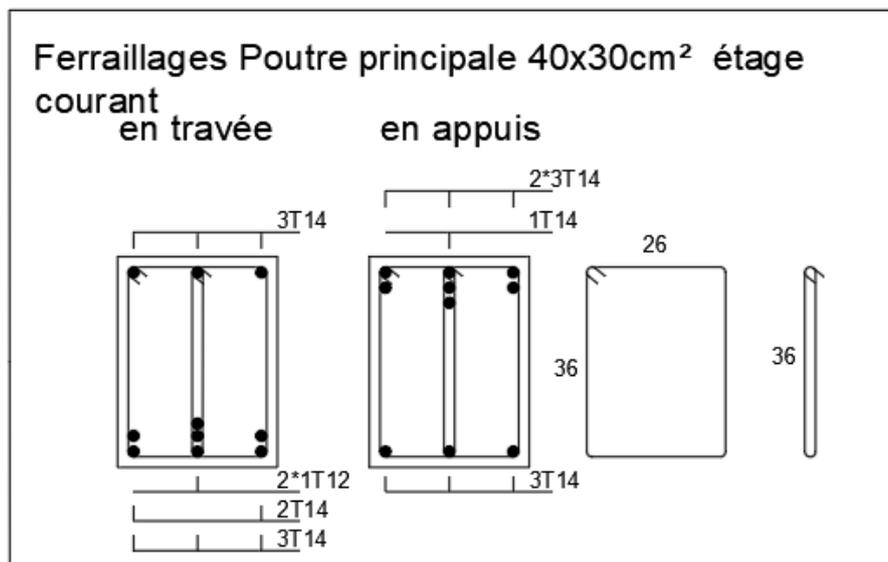


Figure 6.57 : Ferrailages poutre principale étage courant.

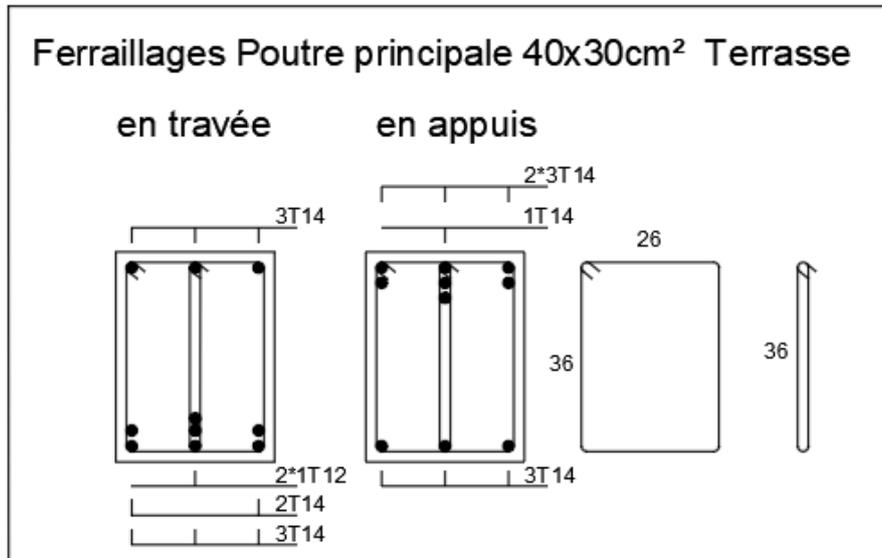


Figure 6.58 : Ferrailages poutre principale Terrasse.

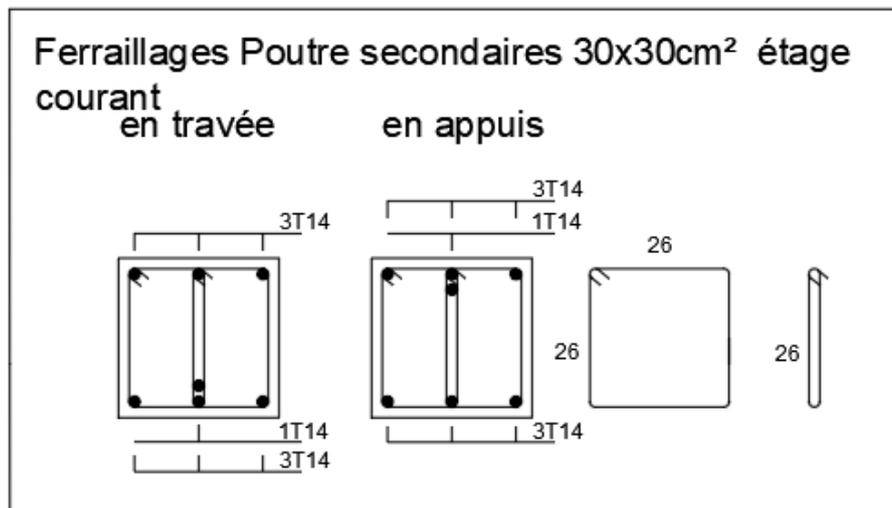


Figure 6.59 : Ferrailages poutre secondaires étage courant.

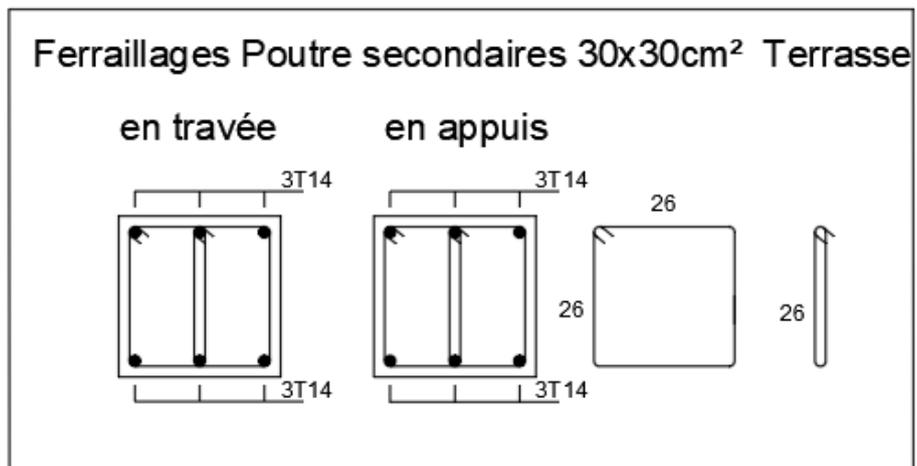


Figure 6.60 : Ferrailages poutre secondaires Terrasse.

6.3 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau). De plus, ils participent à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux tels que :

- Effet du vent
- Effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissant ($M_y - y$, $M_z - z$) (voir fig. 6.5.).

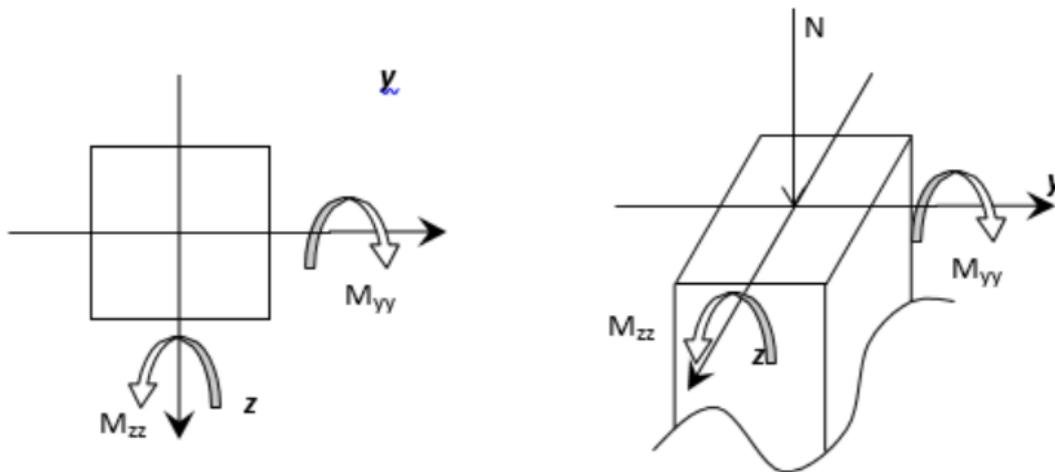


Figure 6.61 : Sollicitation sur les poteaux.

6.3.1 Typologie des poteaux

Dans notre projet, nous disposons 3 types de poteaux répartis dans les différents niveaux de la structure. Leurs sections ont été définies précédemment dans le chapitre du pré dimensionnement :

Types	Niveaux	Section [cm ²]
1	RDC	(40 × 40)
2	1 ^{er} - 2 ^{ème} étage	(35 × 35)
3	3 ^{ème} - 4 ^{ème} étage	(35 × 30)

Tableau 6.30 : Récapitulatif des sections des poteaux.

6.3.2 Charges appliquées

6.3.2.1 Combinaison de charges

- ❖ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :
 - 1.35G + 1.5Q Etat limite ultime.
 - G + Q Etat limite de service.
 - G
- ❖ Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :
 - 0.8G ± E

6.3.2.2 Efforts et moments appliqués

	Effort	Poteaux 40x40	Poteaux 35x35	Poteaux 30x30
ELU	Nu max (KN)	1048,400	827,040	399,470
	My corr (KN.m)	0,210	0,460	0,700
	Mz corr (KN.m)	4,730	3,920	3,150
	Mz max (KN.m)	28,480	32,250	29,350
	N corr (KN)	608,560	353,200	104,570
	My max (KN.m)	-6,570	-11,180	-12,336
	N corr (KN)	725,680	417,470	121,800
	N min (KN)	117,730	289,190	78,960
	My corr (KN.m)	0,160	-7,130	-8,360
	Mz corr (KN.m)	-1,240	-27,910	-26,140
AAC	Nu max (KN)	761,540	601,180	291,830
	My corr (KN.m)	1,040	1,100	11,440
	Mz corr (KN.m)	31,600	27,520	1,360
	Mz max (KN.m)	37,990	46,330	34,700
	N corr (KN)	581,130	369,810	81,480
	My max (KN.m)	-24,830	31,110	-25,350
	N corr (KN)	502,460	285,570	82,450
	N min (KN)	247,640	93,480	33,170
	My corr (KN.m)	-19,040	-5,210	-5,330
	Mz corr (KN.m)	0,990	-9,500	0,100
ELS	N sre (KN)	752,85	594,5	288,86
	M sre (KN.m)	20,27	22,98	23,33
	Vy (KN)	0,09	-0,18	-0,22
	Vz (KN)	0,02	0,06	0,09

Tableau 6.31 : Les valeurs des moments de chaque niveau.

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ROBOT sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (1,35G+1,5Q) pour la situation durable et (G+Q±E) (0.8G±E) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2]

6.3.3 Calcul du ferrailage

A titre d'exemple, le calcul du poteau 40x40 sera développé car il est considéré comme défavorable en termes de portance.

6.3.3.1 Armatures longitudinales

Charges appliquées

Cas 1 : $N^{\max} = 1048.40 \text{ KN}$

$$M_{zz}^{\text{cot}} = 0.21 \text{ KN.m}$$

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

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.21}{1048.4} = 0.02 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{40}{12} = 3.33 \text{ m} \Rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

Vérification si on a une compression excentrée

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{40} = 5.36 \text{ cm} ; \text{Max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \max \left[15; 20 \times \frac{0.02}{40} \right] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 3.89 \text{ cm} \leq \max \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = 15 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée pour la détermination

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \mathbf{0.02 \text{ cm}}$$

$\left\{ \begin{array}{l} e_a: \text{Excentricité additionnelle} \\ e_2: \text{Excentricité de second ordre} \end{array} \right.$

✓ Excentricité du second ordre

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{0.1}{0.1 + 0.04} = \mathbf{0.714}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 40} \times [2 + 0 \times 2] = \mathbf{1.18 \text{ cm}}$$

$$M'_1 = 1048.4 \times (0.02 + 2 + 1.18)10^2$$

$$M'_1 = 33.547 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 1048.4 \text{ KN}$$

✓ Excentricité additionnelle

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right] = \mathbf{2 \text{ cm}}$$

▪ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{33.547}{1048.4} = 3.20 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

▪ **Vérification si la section est entièrement comprimée**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

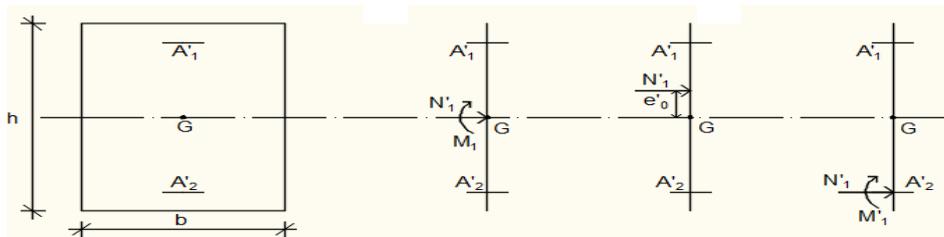


Figure 6.62 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 33.547 + 1048.4 \times \left(0.40 - \frac{0.40}{2}\right)$$

$$M_1 = 201.291 \text{ KN}$$

$$(1) = (0.337 \times 40 - 0.81 \times 4) \times 14.2 \times 40 \times 40 = 232107 \text{ N.m}$$

$$(1) = 232.107 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1048.4 \times (0.40 - 0.04) - 201.291$$

$$(2) = 134.197 \text{ KN.m}$$

Conclusion :

$$(1) = 232107 \text{ N.m} > (2) = 134197 \text{ N.m} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Calcul des armatures en flexion simple :

▪ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{201.291 \times 10^3}{40 \times 14.2 \times 41^2} = 0,2741 < 0,397$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.2741}) = 0,410$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.410 = 0,836$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{201.291 \times 10^3}{0.836 \times 348 \times 41} = 19.23 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 19.32 - \frac{1048.4}{100 \times 348} < -10.91 \Rightarrow \text{On prendera } A = 0 \text{ cm}^2$$

Chapitre 06 : Etude des portiques

	ELU						AAC					
	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6
	Position du point d'application de l'effort normal N											
e_0	0,0002	0,0045	0,0468	-0,0091	0,0014	-0,0105	0,0014	0,0415	0,0654	-0,0494	-0,0769	0,0040
$h \div 12$	0,0333	0,0333	0,0333	0,0333	0,0333	0,0333	0,0333	0,0333	0,0333	0,0333	0,0333	0,0333
$e_0 < \square \div 12$	C.V	C.V	C.NV	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.NV	C.V	C.V	C.V
	Vérification si on a une compression excentré											
L_f	5.36	5.36		5.36	5.36	5.36	5.36	5.36		5.36	5.36	5.36
$\text{Max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right]$	15	15		15	15	15	15	15		15	15	15
$L_f < \text{Max}$	C.V	C.V		C.V	C.V	C.V	C.V	C.V		C.V	C.V	C.V
N'_1	1048,4	1048,4		725,68	117,73	117,73	761,54			502,46	247,64	247,64
M_1	33,547	37,423		16,469	3,904	2,431	25,256			5,405	11,166	8,712
e_0 [m]	0,0002	0,0045		0,0091	0,0014	0,0105	0,0014			0,0494	-0,0769	0,0040
e_a [m]	0,0200	0,0200		0,0200	0,0200	0,0200	0,0200			0,0200	0,0200	0,0200
e_2 [m]	0,0118	0,0112		0,0117	0,0118	0,0112	0,0118			0,0187	0,0118	0,0112
α	0,7143	0,6250		0,7070	0,7143	0,6250	0,7143			1,7113	0,7143	0,6250
	Position du point d'application de l'effort normal de compression N'1											

Chapitre 06 : Etude des portiques

e_0	0,0320	0,0357	0,0468	0,0227	0,0332	0,0207	0,0332	0,0415	0,0654	-0,0108	-0,0451	0,0352
$h \div 2$	0,2000	0,2000	0,2000	0,2000	0,2000	0,2000	0,2000	0,2000	0,2000	0,2000	0,2000	0,2000
$e_0 < \square \div 2$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V
	Vérification si la section est entièrement comprimée											
(1)	232,107	232,107	232,107	232,107	232,107	232,107	302,748	302,748	302,748	302,748	302,748	302,748
(2)	134,197	130,321	68,890	99,640	14,933	16,406	96,591	90,246	54,991	85,798	50,788	30,910
M_1	201,291	205,167	125,850	132,578	22,740	21,268	147,102	153,446	130,971	74,989	28,457	48,335
(1)>(2)	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V
μ	0,274	0,279	0,171	0,181	0,031	0,029	0,154	0,160	0,137	0,078	0,030	0,050
μ_L	0,397	0,397	0,397	0,397	0,397	0,397	0,397	0,397	0,397	0,397	0,397	0,397
α	0,410	0,420	0,237	0,251	0,039	0,037	0,210	0,220	0,185	0,102	0,038	0,065
β	0,836	0,832	0,905	0,900	0,984	0,985	0,916	0,912	0,926	0,959	0,985	0,974
A_1	19,23	19,69	11,10	11,77	1,85	1,72	11,15	11,68	9,82	5,43	2,01	3,45
	On revient à la flexion composé (solicitation réelle)											
	-10,91	-10,45	-6,40	-9,09	-1,54	-1,66	-7,89	-7,36	-4,71	-7,13	-4,18	-2,75

▪ **Armatures minimales**

❖ **Condition imposée par le RPA99/V2003 :**

$$A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 0.40 \times 0.40 = \mathbf{12.80 \text{ cm}^2}$$

❖ **Condition suivant B.A.E.L 91 :**

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.2 \times b \times h}{100}; \frac{8 \times (b+h)}{100}\right) = \left(\frac{0.2 \times 0.4 \times 0.4}{100}; \frac{8 \times (40+40)}{100}\right) = \mathbf{6.4 \text{ cm}^2}$$

❖ **Choix des armatures :**

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min\text{RPA}}; A_{\min\text{BAEL}}) = \mathbf{12.80 \text{ cm}^2}$$

$$12\text{T}12 = \mathbf{13.57 \text{ cm}^2}$$

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

$$e'_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{20.27}{752.85} = 2.69 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 7 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée et il}$$

nous faut vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$

$$b = 55 \text{ cm} ; h = 55 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm} ; d = 50 \text{ cm} \text{ et } A'_1 = A'_2 = 26.52 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times (A'_1 + A'_2) = 40 \times 40 + 15(6.79 + 6.79) = \mathbf{1803.55 \text{ cm}^2}$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{1803.55} \times \left[\frac{40 \times 40^2}{2} + 15 \times (6.79 \times 5 + 6.79 \times 50) \right] = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 20 = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

$$I_{xx'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2]$$

$$I_{xx'} = \frac{40}{3} \times (20^3 + 20^3) + 15 \times [6.79 \times (20)^2 + 6.79 \times (40 - 20)^2]$$

$$I_{xx'} = \mathbf{265442.13 \text{ cm}^4}$$

$$M_G = M_{\text{ser}} - N_{\text{ser}} \times \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 20.27 - 752.85 \times \left(\frac{0.40}{2} - 0.20 \right) = \mathbf{20.270 \text{ KN.m}}$$

Vérification exacte :

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I_{xx'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{xx'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{20.270}{752.85} = \mathbf{0.027 \text{ cm}}$$

$$\frac{I_{xx'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{265442.13}{1831 \times 20} = \mathbf{7.36 \text{ cm}}$$

$$e_G = \mathbf{0.027 \text{ cm}} < \frac{I_{xx'}}{B_0 \times V_2} = \mathbf{7.36 \text{ cm}} \Rightarrow \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée (SEC).}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{\text{ser}}}{B_0 \times 100} = \frac{752.85}{1831 \times 100} = \mathbf{4.112 \text{ MPa}}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx'}} = \frac{20.270}{265442.13} = \mathbf{0.008}$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 4.112 + 0.007 \times 20 = \mathbf{4.327 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_b^1 = \mathbf{4.327 \text{ MPa}} \leq \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

\Rightarrow Les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

6.3.3.2 Armatures transversales

▪ Effort tranchant

$$T_u^{\max} = 0.9 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{900}{40 \times 100 \times 36} = \mathbf{0.006 \text{ MPa}}$$

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

$\tau_u = \mathbf{0.006 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3.23 \text{ MPa}} \Rightarrow$ Les armatures déterminées pour l'état limite ultime.

▪ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L \max}}{3} = \frac{2}{3} = 0.66 \text{ cm} = 6.6 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

▪ Espacement des armatures transversales :

➤ Suivant les règles BAEL 91 :

$$\delta_t = \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; (b + 10)\text{cm})$$

$$\Rightarrow \delta_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

➤ D'après les règles RPA 99 (version 2003)

On a : zone II

- Zone nodale : $\delta_t \leq \min(10 \phi_{\min}; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

$$\delta_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

- Zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 18 \text{ cm}$

$$\delta_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

▪ Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{40} = \mathbf{5.36 \text{ cm}} \Rightarrow A_{\min} = 0.5\% \times b \times \delta_t = 0.005 \times 40 \times 15 = \mathbf{3 \text{ cm}^2}$$

Détermination de la zone nodale : [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1 page 49]

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2.h \rightarrow L' = 2 \times 50 \rightarrow L' = 100 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right) = \max\left(\frac{289}{6}; 40; 40; 60\text{cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 50. \phi_{L\max}$$

$$L_r = 100 \text{ cm}$$

6.3.4 Tableaux récapitulatifs du ferrailage des poteaux

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Section cm^2	$A_{\text{CAL}} \text{ cm}^2$	$A_{\text{minRPA}} \text{ cm}^2$	$A_{\text{minBAEL}} \text{ cm}^2$	Choix	$A_{\text{Adopté}} \text{ cm}^2$	Recouvrement
40x40	12.80	12.80	6.40	13.57	12T12	60
35x35	9.80	9.80	5.60	13.57	12T12	60
30x30	7.20	7.20	4.80	9.42	12T12	50

Tableau 6.32 : récapitulatif du ferrailage des poteaux.

6.3.5 Dessins ferrailage des poteaux

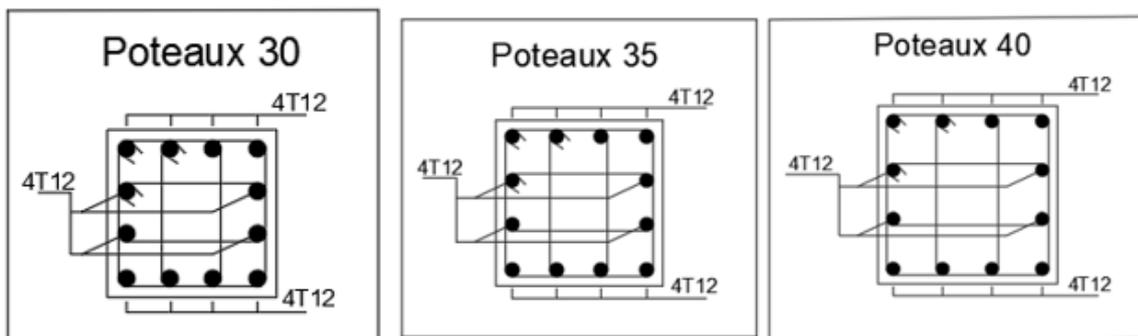


Figure 6.63 : Ferrillages les poteaux.

Chapitre 07 : Etude des voiles

Chapitre 07 : Etude des voiles

7.1 Introduction

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieure à l'épaisseur et la longueur est au moins quatre fois supérieure à l'épaisseur

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement
- Voile périphérique

Tout comme le chapitre qui précède, nous allons calculé dans le présent, le ferrailage des deux types de voiles à l'aide des résultats donnés par le logiciel ROBOT.

7.2 Ferrailage des voiles de contreventement

Selon l'article [7.7.4/ RPA99, V2003], le calcul des voiles se fera dans la direction de leurs plans moyen en appliquant les règles classiques du béton armé [Article 2.41/ DTR-B.C].

Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants :

- Aciers verticaux
- Aciers horizontaux

7.2.1 Sollicitations sur les voiles

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G \pm Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens, ils seront calculés en flexion composée. [RPA99/v.2003/7.7.4].

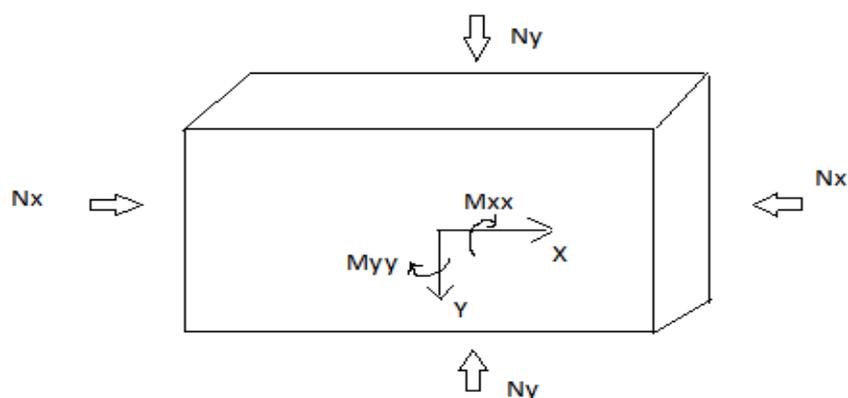


Figure 7.64 : Sollicitations de calcul d'un voile.

- ❖ Sens yy : N_y ; $M_x \Rightarrow$ Section des armatures verticale à l'extrémité du voile
- ❖ Sens xx : N_y ; $M_x \Rightarrow$ Section des armatures verticale parallèle au parement du voile

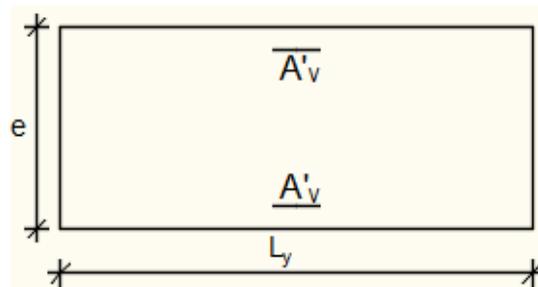


Figure 7.65 : Sections de calcul.

7.2.2 Vérifications recommandées selon RPA99 version 2003

7.2.2.1 Armatures minimales

- À chacune des extrémités du voile $A_v \geq 4HA10$;
- En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :
 $A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$
 $A_2 = [L \times e \times 0,15\%] \times 2 A_v$
 $A'_v = \max(A_1 ; A_2)$.
- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- Si des efforts importants de compression 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 à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Espacement des barres verticales :
 - $S = \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$ en zone courante ;
 - A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ du largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.
 - Le diamètre des barres verticales du voile : $\phi \leq \frac{L}{10}$

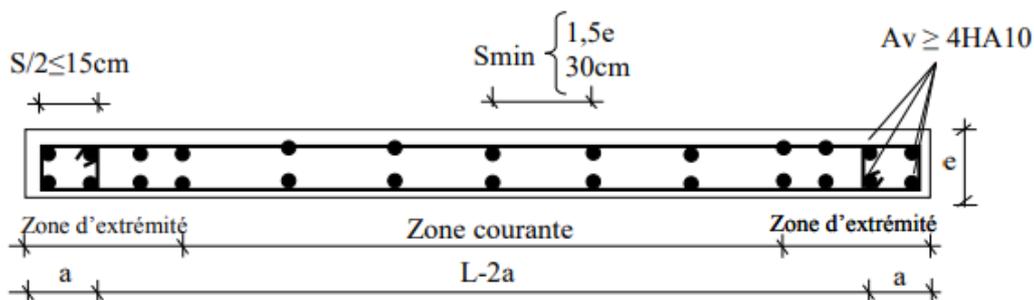


Figure 7.66 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

7.2.2.2 Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont calculées à l'effort tranchant avec :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_c}{0,9 \times \frac{f_e}{\delta_s} \times k} \quad \text{Avec :} \quad k = 1 ; \delta_s = 1.$$

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø. Dans les cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- Les deux nappes d'armatures doivent être disposées vers l'extérieure.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Détermination la nature de la section du voile :

- Si σ_a et σ_b sont de signe négatif ; on aura une section entièrement tendue (SET) ;
- Si σ_a et σ_b sont de signe positif ; on aura une section entièrement comprimée (SEC) ;
- Si σ_a et σ_b sont de signe opposé ; on aura une section partiellement comprimée (SPC).

7.2.3 Exemples de calcul

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (ROBOT) ; les sollicitations maximales sont consignées dans le tableau suivant :

Sollicitations		ELU	ACC
Cas 1	N_{xx}^{max} [KN]	76.610	2115.020
	M_{yy}^{corr} [KN.m]	0.450	1.700
Cas 2	N_{xx}^{min} [KN]	-1181.240	-3006.430
	M_{yy}^{corr} [KN.m]	-0.270	-0.810
Cas 3	M_{yy}^{max} [KN.m]	13.160	18.210
	N_{xx}^{corr} [KN]	42.020	18.570

Tableau 7.33 : Les sollicitations de calcul YY.

Sollicitations		ELU	ACC
Cas 1	N_{xx}^{max} [KN]	109.530	448.410
	M_{yy}^{corr} [KN.m]	1.690	5.240
Cas 2	N_{xx}^{min} [KN]	-288.50	-625.890
	M_{yy}^{corr} [KN.m]	-0.890	-1.680
Cas 3	M_{yy}^{max} [KN.m]	70.520	-89.430
	N_{xx}^{corr} [KN]	65.680	-66.320

Tableau 7.34 : Les sollicitations de calcul XX.

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (ROBOT) ; les sollicitations d'un exemple de calcul sont consignées ci-dessous :

7.2.3.1 Armatures longitudinales

▪ **Sens x-x :**

B= 100 cm; h= 30 cm; c= 3cm; d= 27 cm

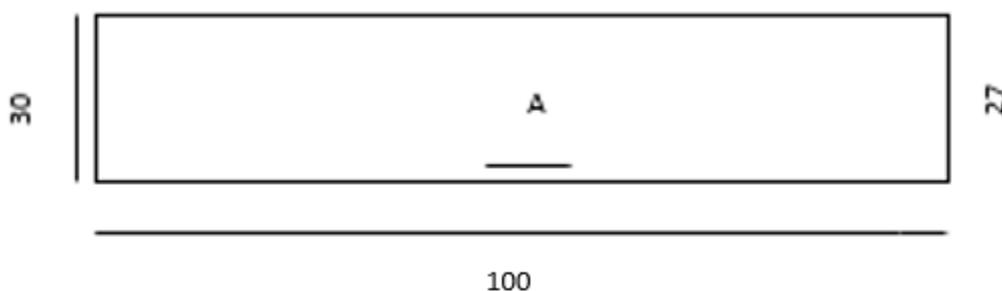


Figure 7.67 : Section du calcul de voile.

❖ **Les sollicitations prises en compte sont :**

$$N_y = 625.890 \text{ KN}$$

$$M_x = 1.680 \text{ KN.m}$$

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

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{625.890}{1.680} = 0.0027 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 0.15 \text{ m}$$

=> L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

❖ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

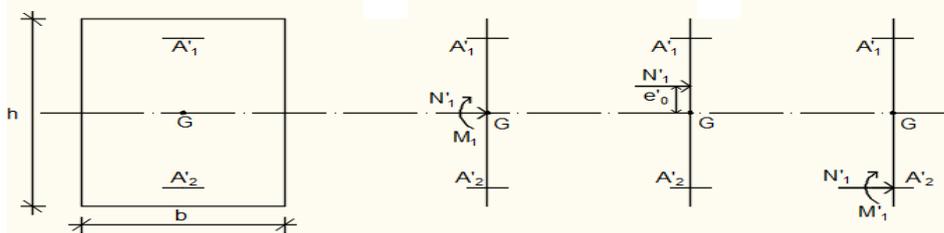


Figure 7.68 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

❖ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 1.69 + 625.890 \times \left(0.27 - \frac{0.30}{2}\right)$$

$$M_1 = 76.787 \text{ KN}$$

$$(1) = (0.33730 - 0.81 \times 3) \times 18.5 \times 40 \times 40$$

$$(1) = 425.739 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 625.980 \times (0.27 - 0.03) - 176.297$$

$$(2) = 73.427 \text{ KN.m}$$

Conclusion :

$$(1) = 425.739 \text{ KN.m} > (2) = 73.427 \text{ KN.m}$$

La section est partialement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

❖ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{76.781 \times 10^3}{100 \times 18.5 \times 27^2} = 0,0570 < 0,397$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0570}) = 0,073$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.073 = 0,971$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{76.781 \times 10^3}{0.971 \times 435 \times 27} = 7.00 \text{ cm}^2$$

- On revient à la flexion composée (sollcitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 7.00 - \frac{625.890}{435} = 5.44 \text{ cm}^2$$

Soit : 10T10 = 7.85 cm² avec un espacement St = 10 cm/ml pour une saie nape

▪ **Sens yy :**

B= 100 cm; h= 30 cm; c= 3cm; d= 27 cm

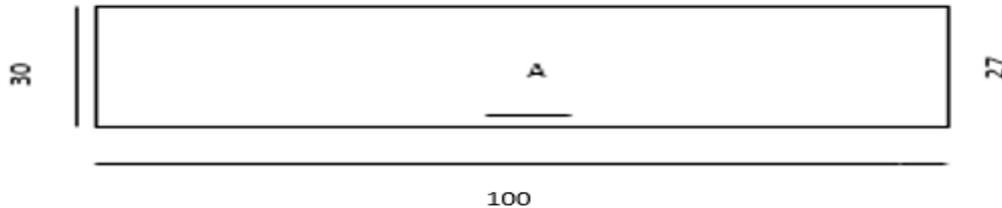


Figure 7.69 : Section du calcul de voile.

❖ **Les sollicitations prises en compte sont :**

$$N_y = 3006.430 \text{ KN}$$

$$M_x = 0.810 \text{ KN.m}$$

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

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.810}{3006.43} = 0.0003 \text{ m} < \frac{h}{12} = \frac{30}{12} = 0.025 \text{ m} \Rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

❖ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

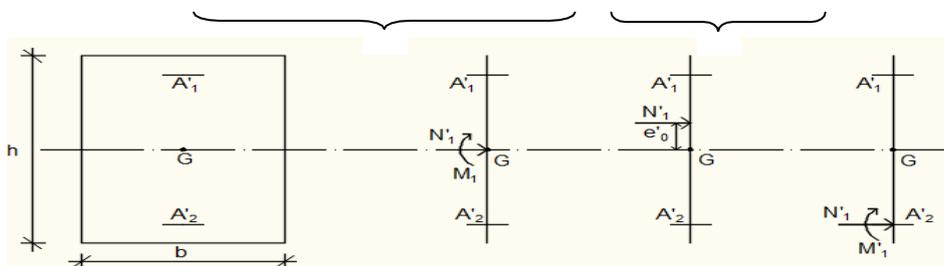


Figure 7.70 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.

❖ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 0.810 + 3006.430 \times \left(0.27 - \frac{0.30}{2}\right)$$

$$M_1 = 361.582 \text{ KN}$$

$$(1) = (0.337 \times 0.27 - 0.81 \times 0.03) \times 18.50 \times 100 \times 30$$

$$(1) = 425.739 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 3256 \times (0.30 - 0.03) - 361.582$$

$$(2) = 359.962 \text{ KN.m}$$

- Conclusion :

$$(1) = 425.739 \text{ KN.m} > (2) = 359.962 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est partialement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

❖ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{359.962 \times 10^3}{100 \times 18.5 \times 27^2} = \mathbf{0,2684} < \mathbf{0,397}$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.2684}) = \mathbf{0,399}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.399 = \mathbf{0,840}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{388.610 \times 10^3}{0.840 \times 435 \times 27} = \mathbf{39,67 \text{ cm}^2}$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{\sigma_s} = 39.67 - \frac{3006.430}{400} = \mathbf{32,15 \text{ cm}^2/ml}$$

▪ **Armatures minimales selon le RPA**

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 30 \times 100 = \mathbf{4,5 \text{ cm}^2/ml}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A = \mathbf{32,15 \text{ cm}^2}$$

Soit : $11T20 = \mathbf{32,15 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{9 \text{ cm/ml}}$ pour une seule nappe

▪ **Espacement minimal des barres verticales et horizontales**

Selon RPA99 (version 2003) :

$$\checkmark S \leq \min(1.5x_a ; 30\text{cm})$$

✓ $S \leq \min(1.5 \times 30 ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$

Donc, on adoptera un espacement : $S=25\text{cm}$.

7.2.3.2 Calcul des armatures transversales

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b_0 \times d} \text{ avec : } \bar{T} = 1,4 T$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b \times d} = \frac{1,4 \times 54460}{(30 \times 27 \times 100)} = \mathbf{0,282 \text{ MPa}}$$

▪ **Espacement des armatures transversales**

$$S \leq \min(1,5 \times 15 ; 30\text{cm}) = 25\text{cm}$$

Donc on adoptera un espacement : $S = 25\text{cm}$.

▪ **Armatures transversales**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 0 (\text{Pas de reprise de betonage}) \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t = \frac{0,23}{0,9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 25 = \mathbf{0,16 \text{ cm}^2}$$

▪ **Armatures transversales minimales**

$$\frac{A_{tmin}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{tmin} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{15 \times 20}{400} \times \frac{0,23}{2} = \mathbf{0,15 \text{ cm}^2}$$

$$A_t = \max(A_{tcal}; A_{tmin})$$

$$A_t = \max (0,32 ; 0,14) \text{ cm}^2 = 0,32 \text{ cm}^2$$

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

Type	Longueur [m]	Armature verticale [cm ²]	Choix armature		Espacement	Armature horizontale [cm ²]	Choix armature		Espacement
Voile 1	3.5	112,52	39T20	122,52	9	16,65	31T10	24,35	9
Voile 2	3.25	104,48	36T20	113,10	9	16,65	31T10	24,35	9
Voile 3	3	96,45	30T20	94,25	9	16,65	31T10	24,35	9

Tableau 7.35 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage.

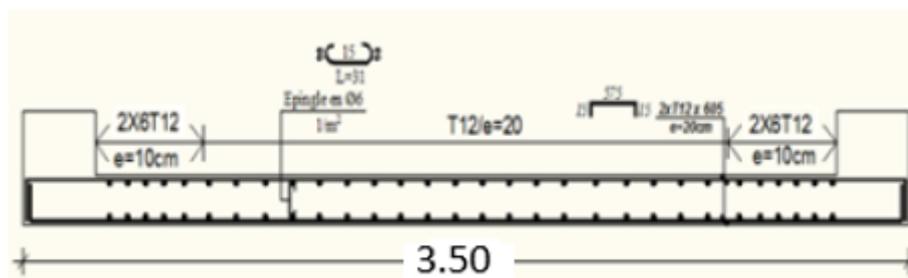


Figure 7.71 : Ferrailage du voile de contreventement.

Chapitre 08 : Etude de fondations

Chapitre 08 : Etude de fondation

8.1 Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas dessemelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ❖ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ❖ Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ❖ Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

Les fondations superficielles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ❖ Les semelles continuent sous mur.
- ❖ Les semelles continuent sous poteaux.
- ❖ Les semelles isolées.
- ❖ Les radiers.

8.2 Choix du type de fondation

Afin de calculer les semelles filantes, la somme des efforts normaux de tous les voiles et poteaux qui se trouve dans une même ligne est l'effort normal supporté par une semelle filante pour cela on doit vérifier que : $\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S}$.

Avec : $N = \sum N_i$ de chaque fil de voile et poteau.

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle. Et L : Longueur de la file considérée.

$$D'où B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L}$$

$$B \geq \frac{4559.780}{200 \times 21} = \mathbf{1.09 \text{ m}}$$

On adopte une semelle filante de **1.20 m**.

8.3 Etude de semelle filante

8.3.1 Dimensionnement de semelle filante

8.3.1.1 Largeur de nervures

Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ cm}$$

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

8.3.1.2 Hauteur de nervures

Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \leq h \leq 30$$

On prend $h = 40 \text{ cm}$

8.3.1.3 Epaisseur de la semelle

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{300}{20} = 15 \text{ cm}$$

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

8.3.2 Combinaison d'action

8.3.2.1 Vérification des contraintes sous la semelle

▪ **A l'ELU :**

D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 1.5, donc : $\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ MPa}$ par conséquent, les contraintes calculées sous a semelle sont inférieures à la contrainte admissible

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 2.482 + 0.238}{4} = 1.921 \text{ MPa}$$

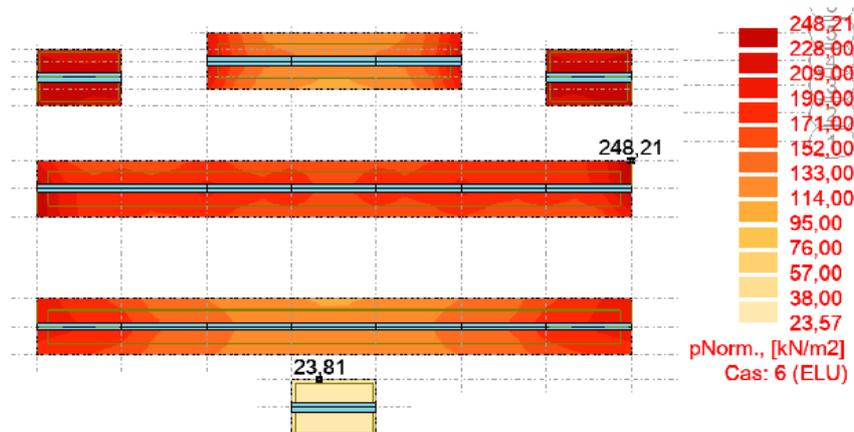


Figure 8.72 : Cartographies à l'ELU.

▪ **A l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1.803 + 0.175}{4} = 1.396 \text{ MPa}$$

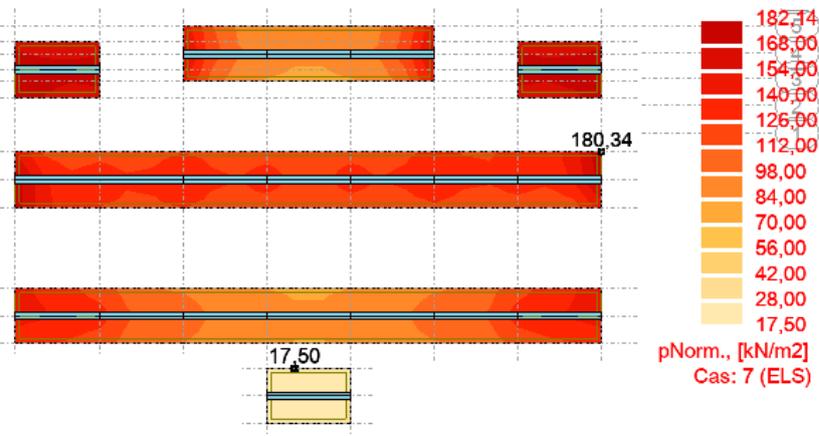


Figure 8.73 : Cartographies à l'ELS.

8.3.2.2 Vérification de l'effet de sous pression

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$p > 1.5 \times S \times \gamma \times Z$$

Où :

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN}/\text{m}^3$)

$$10638.968 \text{ KN} > 1.5 \times 120 \times 10 \times 0.40$$

$$10638.968 \text{ KN} > 720 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

8.4 Ferrailage de semelle filante

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

▪ **ELU**

On a obtenu les moments par logiciel Robot à l'ELU :

$$\begin{cases} M_x \text{ appuis} = 150.770 \text{ KN.m} \\ M_x \text{ traveé} = 11.650 \text{ KN.m} \end{cases}$$

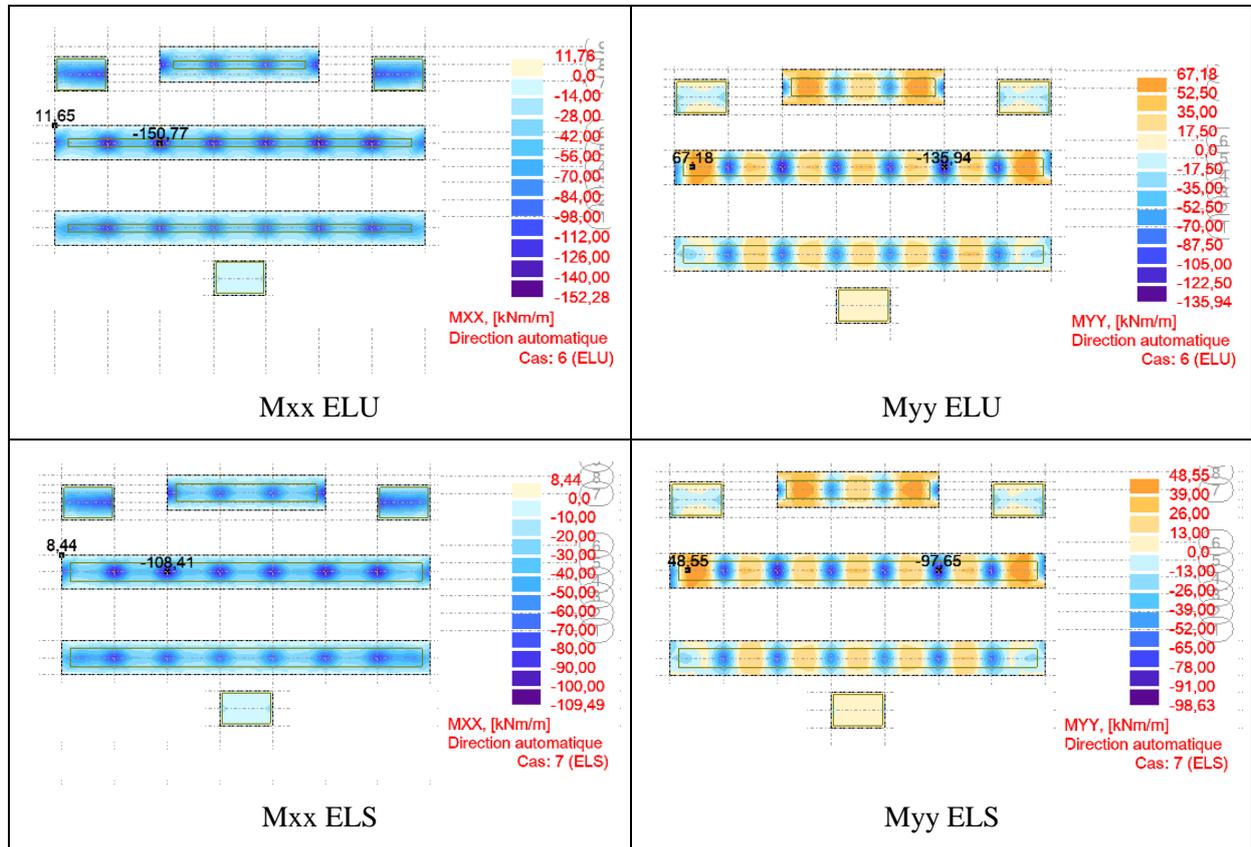
$$\begin{cases} M_y \text{ appuis} = 135.940 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ traveé} = 67.180 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **ELS**

On a obtenu les moments par logiciel Robot à l'ELS :

$$\begin{cases} M_x \text{ appuis} = 108.410 \text{ KN.m} \\ M_x \text{ traveé} = 8.440 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_y \text{ appuis} = 97.950 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ traveé} = 48.550 \text{ KN.m} \end{cases}$$



8.4.2 Ferrailage longitudinal

8.4.2.1 Sens xx en travée

▪ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{11.650 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 27^2} = \mathbf{0.011} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) = \mathbf{0.014}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.014 = \mathbf{0.994}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{11.650 \times 10^3}{0.994 \times 348 \times 27} = \mathbf{1.25 \text{ cm}^2}$$

Soit : 8T16 = **16.08 cm²** avec un espacement St = **13 cm/ml**

▪ **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 0.27 \times \frac{2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 < A_s = 16.08 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification à l'ELS :**

Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 241.20 \times y_l - 6512.40 \Rightarrow y_l = 9.25 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 9.25^3}{3} + 15 \times (16.08 \times (27 - 9.25)^2)$$

$$I = 102374.84 \text{ cm}^4$$

Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_l = \frac{8.44 \times 10^3}{102374.84} \times 9.25 = 0.763 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.763 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 8.440 \times 10^3}{102374.84} \times (27 - 9.5) = 2.195 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 2.195 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

8.4.2.2 Sens xx aux appuis

▪ **Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{150.770 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 27^2} = 0.112 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.112}) = 0.149$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.149 = 0.940$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{150.770 \times 10^3}{0.940 \times 348 \times 65} = 14.84 \text{ cm}^2$$

Soit : 8T16 = 16.08 cm² avec un espacement St = 13 cm/ml

▪ **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 0.27 \times \frac{2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 < A_s = 16.08 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification à l'ELS :**

Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 241.20 \times yl - 6512.40$$

$$yl = 9.25 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 9.25^3}{3} + 15 \times (16.08 \times (27 - 9.25)^2)$$

$$I = 102374.84 \text{ cm}^4$$

Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times yl = \frac{\times 10^3}{102374.84} \times 9.25 = 9.798 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.798 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 10^3}{102374.84} \times (27 - 9.5) = 28.190 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 28.190 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

8.4.2.3 Sens yy en travée

▪ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{67.180 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 26^2} = 0.070 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.070}) = 0.091$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.091 = 0.964$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{67.180 \times 10^3}{0.964 \times 348 \times 26} = 7.71 \text{ cm}^2$$

Soit : 8T16 = **16.08 cm²** avec un espacement St = **13 cm/ml**

▪ **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 26 \times \frac{2.1}{400} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3.14 \text{ cm}^2 < A_s = 16.08 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification à l'ELS :**

Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 241.20 \times y_l - 6271.20$$

$$y_l = 9.04 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 9.04^3}{3} + 15 \times 4(16.08 \times (26 - 9.04)^2)$$

$$I = 94004.58 \text{ cm}^4$$

Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_l = \frac{48.550 \times 10^3}{94004.58} \times 9.04 = 4.671 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.671 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 48.550 \times 10^3}{94004.58} \times (26 - 9.04) = 13.910 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 13.910 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

8.4.2.3.1 Sens yy aux appuis :

▪ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{135.940 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 26^2} = 0.109 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.109}) = \mathbf{0.144}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.144 = \mathbf{0.942}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{135.940 \times 10^3}{0.942 \times 348 \times 65} = \mathbf{13.87 \text{ cm}^2}$$

Soit : 8T16 = **16.08 cm²** avec un espacement St = **13 cm/ml**

▪ **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 26 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{16.08 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification à l'ELS :**

Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 241.20 \times yl - 6271.20$$

$$yl = \mathbf{9.04 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 9.04^3}{3} + 15 \times 4(16.08 \times (26 - 9.04)^2)$$

$$I = \mathbf{94004.58 \text{ cm}^4}$$

Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times yl = \frac{97.950 \times 10^3}{94004.58} \times 9.04 = \mathbf{9.424 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{9.424 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = \mathbf{250 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 97.950 \times 10^3}{94004.58} \times (26 - 9.04) = \mathbf{28.064 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{28.064 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{250 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

8.5 Ferraillage de nervure

8.5.1 Ferraillage longitudinal

8.5.1.1 En travée

▪ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{89.590 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 36^2} = \mathbf{0.163} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.163}) = \mathbf{0.223}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.223 = \mathbf{0.911}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{89.590 \times 10^3}{30 \times 348 \times 36} = \mathbf{7.86 \text{ cm}^2}$$

Soit : 6T16 = **12.03 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

▪ **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 36 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.30 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.30 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{12.03 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 36 = \mathbf{5.40 \text{ cm}^2}$$

$$A_{RPA} = \mathbf{5.40 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{12.03 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification à l'ELS :**

Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 15 \times yl^2 + 180.90 \times yl - 6512.40$$

$$yl = \mathbf{15.66 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 15.66^3}{3} + 15 \times (12.03 \times (36 - 15.66)^2)$$

$$I = \mathbf{113245.05 \text{ cm}^4}$$

Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{64.350 \times 10^3}{113245.05} \times 15.66 = \mathbf{8.899 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{8.899 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = \mathbf{250 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 10^3}{113245.05} \times (36 - 15.66) = \mathbf{17.336 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{17.336 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{250 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

8.5.1.2 Aux appuis

▪ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{68.350 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 36^2} = \mathbf{0.124} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.124}) = \mathbf{0.166}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.166 = \mathbf{0.933}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{68.350 \times 10^3}{0.933 \times 348 \times 65} = \mathbf{5.85 \text{ cm}^2}$$

Soit : 6T16 = **12.03 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

▪ Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 36 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.30 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{1.30 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{12.03 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 36 = \mathbf{5.40 \text{ cm}^2}$$

$$A_{RPA} = \mathbf{5.40 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{12.03 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

▪ Vérification à l'ELS :

Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 15 \times yl^2 + 180.90 \times yl - 6512.40 \Rightarrow \mathbf{yl = 15.66 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 15.66^3}{3} + 15 \times (12.03 \times (36 - 15.66)^2)$$

$$I = \mathbf{113245.05 \text{ cm}^4}$$

Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{49.350 \times 10^3}{113245.05} \times 15.66 = 6.825 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.825 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 49.350 \times 10^3}{113245.05} \times (36 - 15.66) = 13.295 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 13.295 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

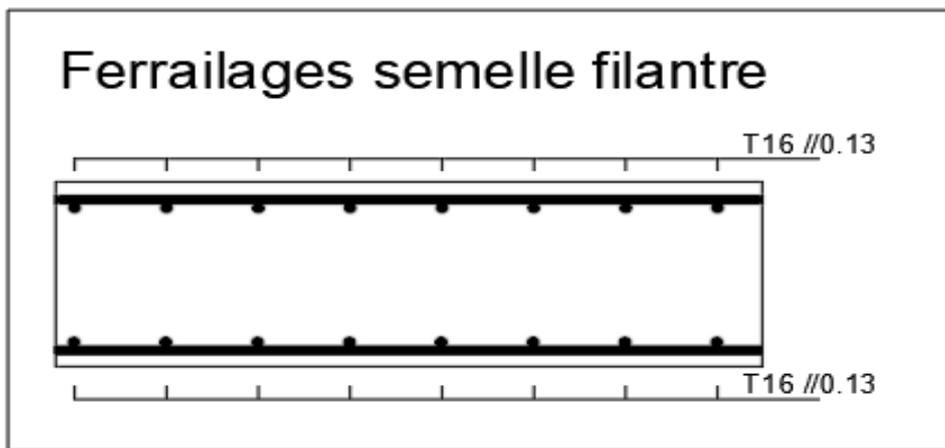


Figure 8.74 : Ferrailages semelle filantre.

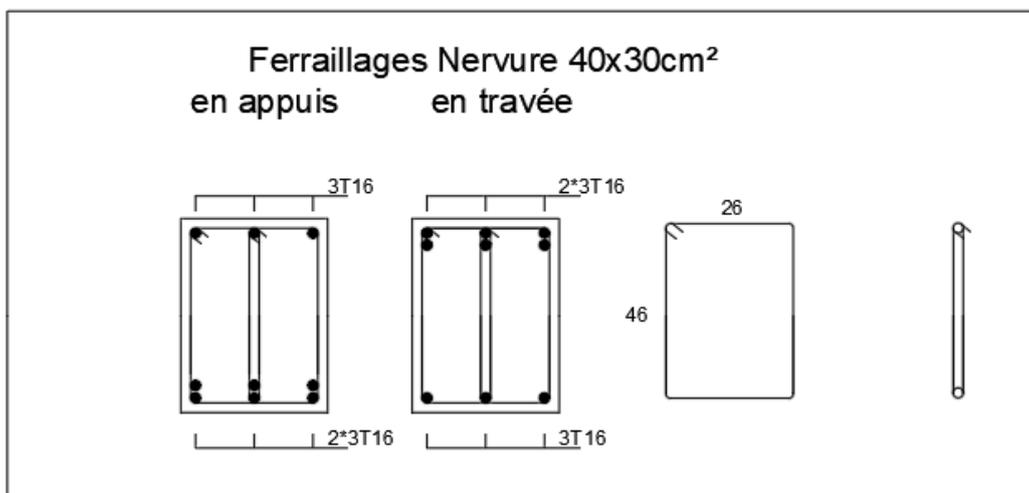


Figure 8.75 : Ferrailages Nervure.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude a grandement contribué à mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquises pendant notre formation de master. Il nous a permis d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même l'application des règlements et de certaines méthodes. Il a également souligné quelques principes essentiels à prendre en compte lors de la conception des structures en béton armé.

Il est crucial d'analyser la structure d'un ouvrage afin de réaliser une conception parasismique efficace et abordable. Cela se fait en utilisant des méthodes de calcul efficaces, en consultant régulièrement des documents de référence qui nous ont permis de clarifier de nombreuses lacunes et qui ont joué un rôle essentiel dans l'élaboration de ce travail. De plus, il est important d'interroger les documents techniques réglementaires Algériens et Etrangers.

En conclusion, nous pouvons affirmer que cette tâche nous a donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances limitées en génie civil et de les élargir, ce qui me sera utile ultérieurement dans notre carrière.

Bibliographie

Ouvrages :

- HENRY THONIER : « formulaire ; conception et calcul des structures » Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées ; Édition - 5 novembre 1999.
- JEAN- PIERRE MOUGIN : « B.A.E.L 91 calcul des éléments simples et des structures des bâtiments » Edition EYROLLES PARIS 1992.
- M.BELAZOUGHFI : « calcul des ouvrages en béton armé » Edition office des Publications universitaires ALGER 1992.

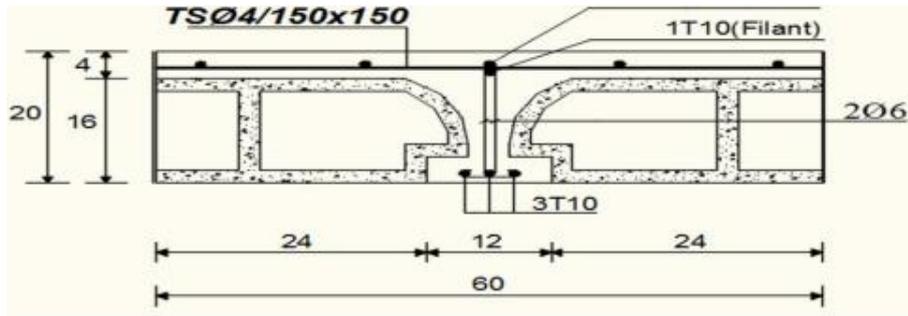
Règlements :

- **RPA99version 2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : document technique réglementaires (charges et surcharges).

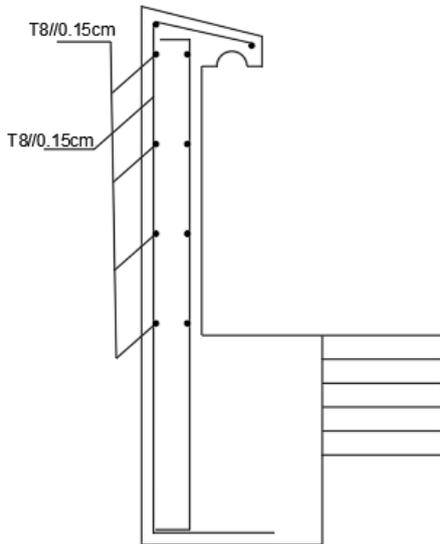
Logiciels et programmes :

- AUTOCAD 2025
- RDM6
- ROBOT 2025

Annexe 1 : Ferrailage des éléments secondaires



Coupe transversale d'un plancher corps creux



Schémas ferrailage de l'acrotère

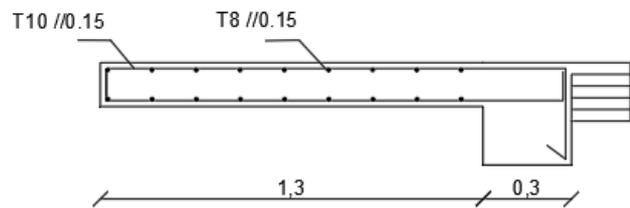
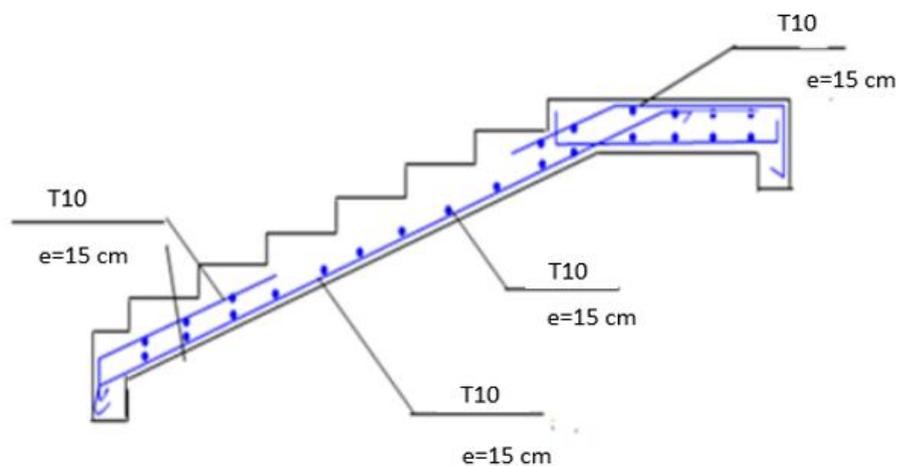
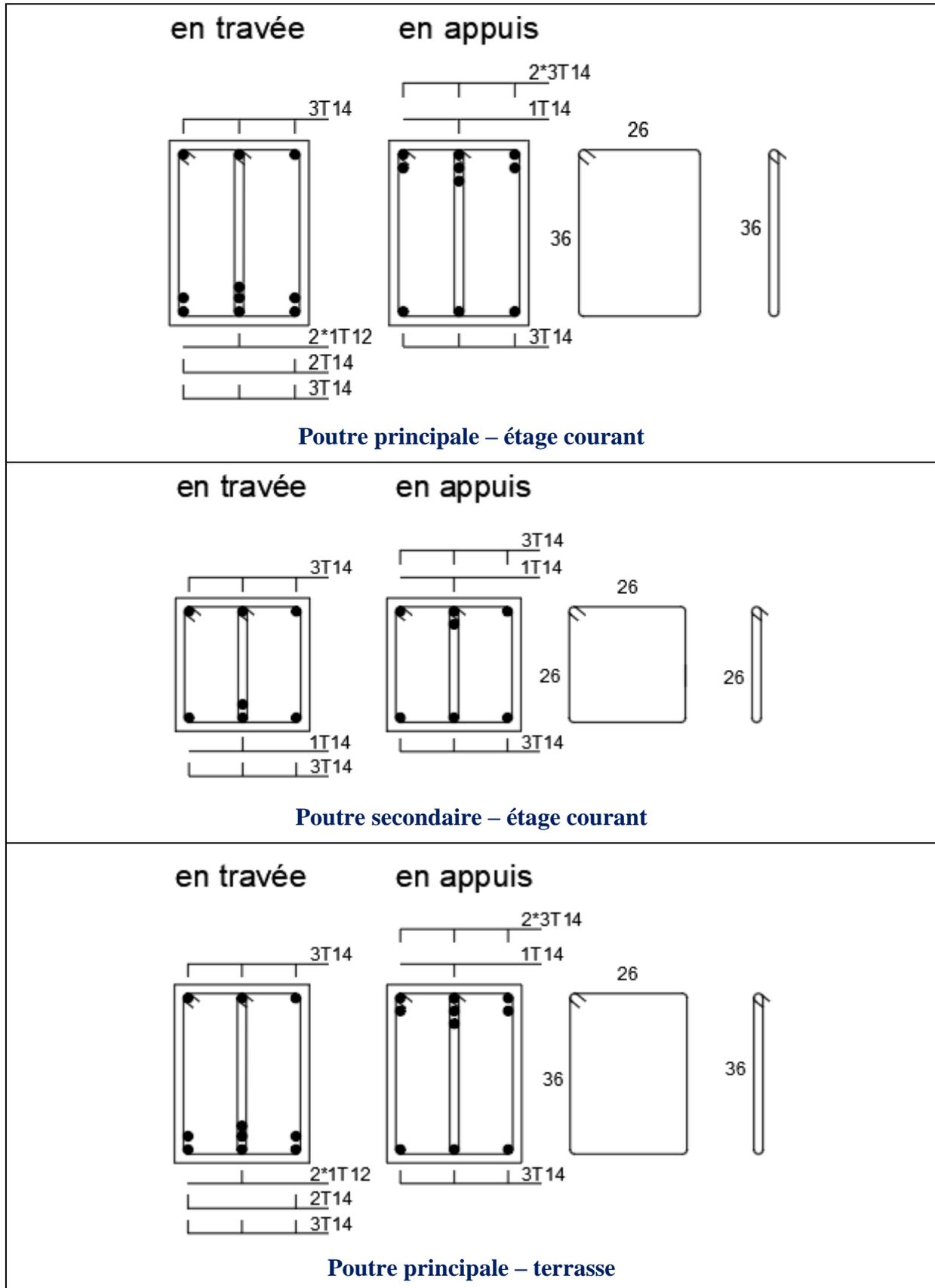


Schéma de ferrailage balcon



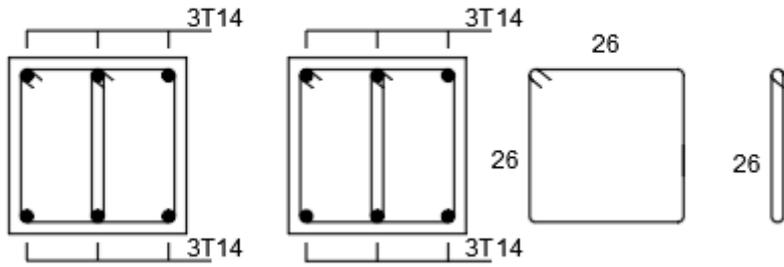
Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse

Annexe 2 : Ferrailage des éléments de la superstructure



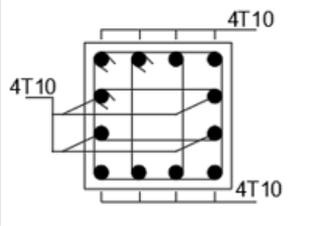
en travée

en appuis

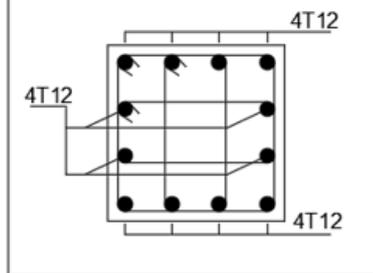


Poutre secondaire – terrasse

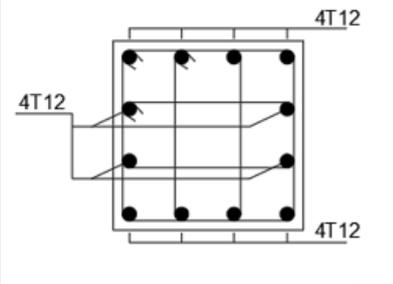
Poteaux 30



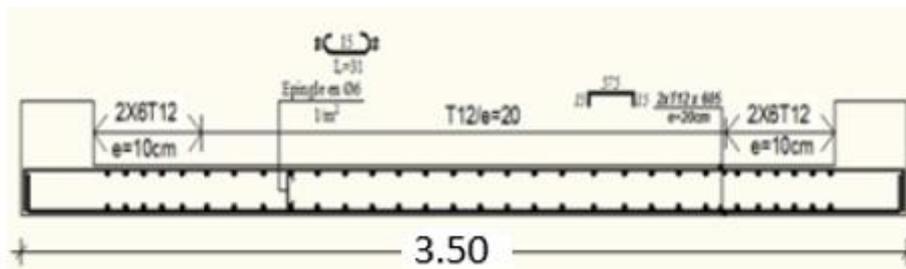
Poteaux 35



Poteaux 40



Poteaux



Voiles

Annexe 3 : Ferrailage des éléments de l'infrastructure

