



Faculty of Sciences and Technology

كلية العلوم والتكنولوجيا

Civil Engineering Department

قسم الهندسة المدنية

N° d'ordre : M2... /GC/2024

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie-civil

Option : Structure

Thème

Etude génie civil d'une tour « R+10 étages et sous » à usage mixte avec un système constructif « murs porteurs »

Présenté par :

ZAHAF Naima

SELLA Sabrina

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

Président : Dr ZELMAT Yassine

Université de Mostaganem

Examinatrice : Dr BELBACHIR Nessrine

Université de Mostaganem

Encadrant : Dr BELGUESMIA Khalil

Université de Mostaganem

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Après avoir rendu grâce à Dieu le Tout Puissant et le Miséricordieux nous tenons à remercier vivement tous ceux qui, de près ou de loin ont participé à la rédaction de ce document.

Cette mémoire ne pourrait se concrétiser sans l'aide généreuse et le soutien constant de nos professeurs, collègues, collaborateurs, amis et membres de la famille. Nous tenons à leur exprimer notre plus profonde gratitude.

Tout d'abord, nous tenons fortement à remercier notre superviseur **Dr Belguesmia Khalil**, pour ses conseils, son soutien et sa patience il nous a transmis la passion du métier tout au long de notre étude. Ce fut une expérience vraiment merveilleuse de travailler avec lui. Nous ne pouvions pas demander plus.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénierie en Génie Civil.

Nous remercions également tous les membres du jury que nous ont fait l'honneur d'examiner et d'apporter leur jugement critique sur notre travail afin d'alourdir nous compétences.

Nous sommes profondément reconnaissants.

Dédicace

C'est avec profonde gratitude et sincères mots, que nous dédions ce modeste travail de fin d'étude à :

Nos chers parents ; qui ont sacrifié leur vie pour notre réussite et nous ont éclairé le chemin par leurs conseils judicieux.

Nos chères sœurs ; nos cher frères, tous les membres de nos familles sans exception,

Une spéciale dédicace à notre professeur Mr BAHAR Sadek qui nous a beaucoup aidés dans notre parcours.

Tous ceux pour qui ma réussite tient à cœur.

Résumé

L'objectif de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé à usage multiple (habitation, commercial, et parking) constitué sous-sols et d'un rez-de-chaussée plus 10 étages, implanté à la wilaya d'Mostaganem. Cette région est classée comme zone de sismicité moyenne (zone IIa) selon le RPA version 2003.

Le travail est basé sur une étude complète de la conception et implantation de la structure, qu'est divisé en plusieurs chapitres :

- Présentation du projet ;
- Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges ;
- Etude des éléments non structuraux ;
- Modélisation et vérification au RPA de la structure réalisée à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTUIRAL ANALYSYS version 2025 ;
- L'étude des éléments structuraux ;
- L'étude de fondation, type du radier, radier générale ;

Pour finir, on traduit les résultats de toute la structure sur des plans d'exécution à l'aide du logiciel AUTOCAD version 2021.

Cette étude a été menée en tenant compte des recommandations du BAEL91 modifiée99 et les règles parasismiques algériens RPA99/V2003.

Mots clés : béton arme, bâtiment, ROBOT, AUTOCAD, radier générale murs porteurs étude

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة هيكل خرساني مقوى متعدد الاستخدامات (سكني وتجاري وموقف سيارات)، ويتكون من سراديب "القبو"، و10 طوابق للسكن+ طابق ارضي. البناية تقع في ولاية مستغانم. تم تصنيف هذه المنطقة على انها منطقة متوسطة زلزال 12 وفقا للمعايير الزلزالية الجزائرية 1999 نخسة 2003

يعتمد العمل على دراسة شاملة لتصميم وتخطيط الهيكل، والتي تنقسم الى عدة فصول

- تقديم المشروع
- التحجيم المسبق للعناصر وخفض الاحمال
- دراسة العناصر غير الهيكلية
- التصميم والتحقيق المعايير الزلزالية الجزائرية باستعمال برنامج " Autodesk Rebot Structural "Analysais 2019
- دراسة العناصر الأساسية لهيكل
- دراسة الأساس، نوع الطوافة، الطوافة العامة

القواعد الجزئية المضادة للزلازل وقانون الخرسانة المسلحة.
كلمات مفتاحية: خرسانة مسلحة، بناء، روبوت، أوتوكاد، بلاطة عامة

Abstract

The objective of this work is the study of a reinforced concrete structure with multiple use (residential, commercial, and parking) constituted basement and a ground floor; plus 10 floors, located at the wilaya of *Mostaganem*. This region is classified as mean seismicity zone (zone IIa) according to the RPA version 2003.

The work is based on a complete study of the design and implementation of the structure, which is divided into several chapters:

- presentation of the project
- element dimensioning and lowering of loads
- study of non-structural elements
- modelling and verification at the RPA of the structure carried out using the software ROBOT STRUCTURAL ANALYSYS version 2019
- the study of structural elements
- foundation study, type of write-off, general write-off

Finally, we translate the results of all structures on execution plans using the AUTOCAD version 2021 software

This study was conducted taking into account the recommendations of BEAL91 modified and the Algerian seismic rules RPA99/V2003

KEYWORDS: reinforced concrete, building, robot, Autocad, general stripping

Sommaire

1	Chapitre 01 : présentation du projet	3
1.1	Introduction	3
1.2	Présentation de l'ouvrage :	3
1.3	Nature de l'ouvrage :	3
1.4	Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :	4
1.5	Plan :	5
1.5.1	Plan sous-sol :	5
1.5.2	Plan RDC :	6
1.5.3	Plan d'étage courant :	7
1.5.4	Plan des façades :	8
1.6	Donnée sismique de la structure :	10
1.7	Composition de la structure :	10
1.7.1	Planchers :	10
1.7.2	Ossature :	10
1.7.3	Les voiles :	10
1.7.4	Les escaliers :	10
1.7.5	Poutre noyée :	10
1.7.6	Maçonnerie :	11
1.7.7	L'acrotère :	11
1.7.8	Le revêtement :	11
1.7.9	Infrastructure :	11
1.8	Caractéristiques des matériaux et :	11
1.8.1	Béton :	11
1.8.2	Acier :	14
1.8.2.1	Diagramme déformations contraintes :	14
1.9	Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :	15
1.9.1	Etat limite ultime :	15
1.9.2	Etat limite de service :	16
1.9.3	Etat limite accidentelle :	16
1.10	Normes utilisées	16

1.11	Logiciels utilisés :	17
1.12	Conclusion.....	17
2	Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges.....	19
2.1	Introduction :	19
2.2	Pré dimensionnement du plancher dalle plein :	19
2.3	Les voiles :	20
2.4	Prédimensionnement des poutres :	20
2.5	Prédimensionnement des poutres noyée :	22
2.6	Descente des charges :	23
2.6.1	Introduction :	23
2.6.2	Plancher terrasse inaccessible :	23
2.6.3	Plancher étage courant :	24
2.6.4	Plancher RDC :	24
2.6.5	Balcon :	25
2.6.6	Murs	26
2.6.6.1	Murs Extérieure :	26
2.6.6.2	Mure Intérieur :	26
2.6.7	Escalier :	27
2.6.7.1	Volée (la paillasse) :	27
2.6.7.2	Palier :	27
2.7	Conclusion :	28
3	Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux	30
3.1	Introduction :	30
3.2	Etude d'acrotère :	30
3.2.1	Définition :	30
3.2.2	L'acrotère :	30
3.2.2.1	Charge permanente :	30
3.2.2.2	Charge d'exploitation :	31
3.2.2.3	La force horizontale : Fp [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)].....	31
3.2.3	Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :	31
3.2.3.1	ELU :	31
3.2.3.2	ELS :	31

3.2.4	Calcul de ferrailage :	32
3.2.4.1	ELU : Détermination de l'excentricité : eu	32
3.2.5	Calcul en flexion simple :	33
3.2.6	Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée :	33
3.2.6.1	Les armatures des répartitions :	33
3.2.7	Vérifications à l'ELU :	33
3.2.7.1	Condition de non fragilité :	33
3.2.7.2	Vérification au cisaillement :	34
3.2.7.3	Position de l'axe neutre :	34
3.2.7.4	Moment d'inertie :	34
3.2.7.5	Vérification des contraintes dans le béton :	34
3.2.7.6	Vérification des contraintes dans les aciers :	34
3.2.7.7	Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :	34
3.3	Etude d'escalier :	36
3.3.1	Introduction :	36
3.3.2	Définition des éléments d'un escalier :	36
3.3.2.1	Vérification de la loi de BLANDEL :	36
3.3.3	Détermination des charges et surcharges :	36
3.3.3.1	Charges permanentes :	37
3.3.3.1.1	Palier :	37
3.3.3.1.2	Pillasse :	37
3.3.3.2	Charges d'exploitations :	37
3.3.3.3	Combinaison de charges :	38
3.3.3.3.1	Etat limite ultime (ELU) :	38
3.3.3.3.2	Etat limite service (ELS) :	38
3.3.3.4	Le schéma statique :	38
3.3.4	Calcul des efforts internes :	39
3.3.5	En travée :	40
3.3.6	Etat limite ultime (E L U) :	40
3.3.6.1	Armatures principales :	40
3.3.6.2	Armatures de répartition :	40
3.3.7	Vérifications à l'ELU :	40

3.3.7.1	Condition de non fragilité :	40
3.3.7.2	Vérification au cisaillement :	40
3.3.7.3	Vérification d'adhérence des barres :	41
3.3.7.4	Longueur de scellement droit :	41
3.3.7.4.1	Armatures longitudinales :	41
3.3.7.4.2	Armatures transversales :	41
3.3.7.5	Espacement des barres :	42
3.3.7.5.1	Armatures longitudinales :	42
3.3.7.5.2	Armatures transversales :	42
3.3.8	Calcul à l'ELS :	42
3.3.8.1	Calcul des efforts internes :	42
3.3.8.2	Position de l'axe neutre :	42
3.3.8.3	Moment d'inertie :	42
3.3.8.4	Vérification des contraintes dans le béton :	42
3.3.8.5	État limite d'ouvertures des fissures :	43
3.3.9	En appuis :	43
3.3.10	Etat limite ultime (E L U) :	43
3.3.10.1	Armatures principales :	43
3.3.10.2	Armatures de répartition :	44
3.3.11	Vérifications à l'ELU :	44
3.3.11.1	Condition de non fragilité :	44
3.3.11.2	Vérification au cisaillement :	44
3.3.11.3	Vérification d'adhérence des barres :	44
3.3.11.4	Longueur de scellement droit :	45
3.3.11.4.1	Armatures longitudinales :	45
3.3.11.4.2	Armatures transversales :	45
3.3.11.5	Espacement des barres :	45
3.3.11.5.1	Armatures longitudinales :	45
3.3.11.5.2	Armatures transversales :	45
3.3.12	Calcul à l'ELS :	46
3.3.12.1	Position de l'axe neutre :	46
3.3.12.2	Moment d'inertie :	46

3.3.12.3	Vérification des contraintes dans le béton :	46
3.3.12.4	État limite d'ouvertures des fissures :	46
3.3.13	Etat limite de déformation :	47
3.4	Etude des balcons :	48
3.4.1	Epaisseur de balcon :	48
3.4.2	Détermination des charges :	48
3.4.2.1	Descente de charges :	48
3.4.2.2	Charge permanente :	49
3.4.2.3	Charges d'exploitations :	49
3.4.3	Calcul à l'état limite ultime et servis (ELU et ELS) :	49
3.4.3.1	Combinaison de charge :	49
3.4.3.2	Calcul des efforts internes :	50
3.4.4	Calcul de ferrailage :	51
3.4.4.1	Moment réduit :	51
3.4.4.2	Armatures principales :	51
3.4.4.3	Les armatures des répartitions :	52
3.4.5	Vérifications à l'ELU :	52
3.4.5.1	Condition de non fragilité :	52
3.4.5.2	Vérification au cisaillement :	52
3.4.5.3	Vérification d'adhérence des barres :	52
3.4.5.4	Longueur de scellement droit :	53
3.4.5.4.1	Armatures longitudinales :	53
3.4.5.5	Armatures transversales :	53
3.4.5.6	Vérification des espacements des barres :	53
3.4.5.6.1	Armatures longitudinales :	53
3.4.5.6.2	Armature transversale :	54
3.4.6	Vérification à l'ELS :	54
3.4.6.1	Position de l'axe neutre :	54
3.4.6.2	Moment d'inertie :	54
3.4.6.3	Vérification des contraintes dans le béton :	54
3.4.6.4	Vérification des contraintes dans les aciers :	54
3.4.7	Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)	54

3.5	Calcul de la salle machine :.....	56
3.5.1	Introduction :.....	56
3.5.2	Calcul de la dalle pleine de la salle machine à l'ELU :.....	56
3.5.2.1	Epaisseur de la dalle h_0 :.....	56
3.5.3	Calcul des moments M_x et M_y du système du levage :.....	57
3.5.4	Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :.....	58
3.5.5	Les moments agissants sur la dalle :	59
3.5.6	Ferraillage de la dalle :	60
3.5.6.1	Dans le sens x-x :	60
3.5.6.1.1	En travée :.....	60
3.5.6.1.1.1	Etat limite ultime (E L U) :.....	60
3.5.6.1.1.1.1	Armatures principales :.....	60
3.5.6.1.1.2	Vérifications à l'ELU :	60
3.5.6.1.1.2.1	Condition de non fragilité :.....	60
3.5.6.2	Vérification au cisaillement :	61
3.5.6.3	Vérification d'adhérence des barres :.....	61
3.5.6.4	Longueur de scellement droit :.....	61
3.5.6.4.1	Armatures longitudinales :.....	61
3.5.6.4.2	Armatures transversales :.....	62
3.5.6.5	Espacement des barres :	62
3.5.6.5.1	Armatures longitudinales :.....	62
3.5.6.5.2	Armatures transversales :.....	62
3.5.7	Calcul à l'ELS :.....	62
3.5.7.1	Position de l'axe neutre :.....	62
3.5.7.2	Moment d'inertie :	62
3.5.7.3	Vérification des contraintes dans le béton :	63
3.5.7.4	Etat limite d'ouvertures des fissures :	63
3.5.7.4.1	En appuis :	63
3.5.7.4.1.1	Etat limite ultime (E L U) :.....	63
3.5.7.4.1.1.1	Armatures principales :.....	63
3.5.7.4.1.2	Vérifications à l'ELU :	64
3.5.7.4.1.2.1	Condition de non fragilité :.....	64

3.5.7.5	Vérification au cisaillement :	64
3.5.7.6	Vérification d'adhérence des barres :	64
3.5.7.7	Longueur de scellement droit :	65
3.5.7.7.1	Armatures longitudinales :	65
3.5.7.7.2	Armatures transversales :	65
3.5.7.8	Espacement des barres :	65
3.5.7.8.1	Armatures longitudinales :	65
3.5.7.8.2	Armatures transversales :	66
3.5.8	Calcul à l'ELS :	66
3.5.8.1	Position de l'axe neutre :	66
3.5.8.2	Moment d'inertie :	66
3.5.8.3	Vérification des contraintes dans le béton :	66
3.5.8.4	État limite d'ouvertures des fissures :	66
3.5.8.5	Dans le sens Y-Y:	67
3.5.8.5.1	En travée :	67
3.5.8.5.1.1	Etat limite ultime (E L U) :	67
3.5.8.5.1.1.1	Armatures principales :	67
3.5.8.5.1.2	Vérifications à l'ELU :	67
3.5.8.5.1.2.1	Condition de non fragilité :	67
3.5.8.6	Vérification au cisaillement :	68
3.5.8.7	Vérification d'adhérence des barres :	68
3.5.8.8	Longueur de scellement droit :	68
3.5.8.8.1	Armatures longitudinales :	68
3.5.8.8.2	Armatures transversales :	69
3.5.8.9	Espacement des barres :	69
3.5.8.9.1	Armatures longitudinales :	69
3.5.8.9.2	Armatures transversales :	69
3.5.9	Calcul à l'ELS :	69
3.5.9.1	Position de l'axe neutre :	69
3.5.9.2	Moment d'inertie :	69
3.5.9.3	Vérification des contraintes dans le béton :	70
3.5.9.4	État limite d'ouvertures des fissures :	70

3.5.9.4.1	En appuis :	70
3.5.9.4.1.1	Etat limite ultime (E L U) :	70
3.5.9.4.1.1.1	Armatures principales :	70
3.5.9.4.1.2	Vérifications à l'ELU :	71
3.5.9.4.1.2.1	Condition de non fragilité :	71
3.5.9.5	Vérification au cisaillement :	71
3.5.9.6	Vérification d'adhérence des barres :	71
3.5.9.7	Longueur de scellement droit :	72
3.5.9.7.1	Armatures longitudinales :	72
3.5.9.7.2	Armatures transversales :	72
3.5.9.8	Espacement des barres :	72
3.5.9.8.1	Armatures longitudinales :	72
3.5.9.8.2	Armatures transversales :	73
3.5.10	Calcul à l'ELS :	73
3.5.10.1	Position de l'axe neutre :	73
3.5.10.2	Moment d'inertie :	73
3.5.10.3	Vérification des contraintes dans le béton :	73
3.5.10.4	État limite d'ouvertures des fissures :	73
4	Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.	76
4.1	Introduction :	76
4.2	Choix de la méthode de calcul :	76
4.2.1	Méthode statique équivalente :	76
4.2.1.1	Principe de la méthode :	76
4.2.1.2	Conditions d'application de la MSE :	76
4.2.2	Méthode dynamique modale spectrale :	77
4.2.2.1	Principe de la méthode dynamique modale :	77
4.2.2.2	Les hypothèses :	77
4.3	Méthode d'analyse modale spectrale :	77
4.3.1	Principe :	77
4.3.2	Domaine d'application :	77
4.3.3	Détermination des paramètres du spectre de réponse :	77
4.3.3.1	Coefficient d'accélération A :	77

4.3.3.2	Coefficient de comportement global de la structure R :.....	77
4.3.3.3	Facteur de qualité Q :	77
4.3.3.3.1	Régularité en plan :.....	77
4.3.3.4	Régularité en élévation :.....	78
4.3.3.4.1	Contrôle de la qualité des matériaux :	78
4.3.3.4.2	Contrôle de la qualité de l'exécution :.....	78
4.3.3.5	4.3.3.4. Facteur de correction d'amortissement " η " :	79
4.3.3.6	Période T1 et T2 du site considérée S3 :.....	79
4.3.3.7	Spectre de réponse de calcul :.....	79
4.3.3.8	Détermination des paramètres des combinaisons d'action :	79
4.3.3.9	Estimation de la période fondamentale de la structure :	79
4.3.3.10	Facteur d'amplification dynamique moyen D :	80
4.4	Poids total de la structure :	80
4.5	Modélisation de la structure :	81
4.5.1	Position des voiles :.....	81
4.6	Calcul de la force sismique totale :	82
4.7	Résultats de calcul :.....	83
4.7.1	Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003.....	84
4.8	Evaluation des excentricités :.....	84
4.8.1	Excentricités théoriques :	84
4.9	Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :.....	87
4.10	Vérification des déplacements inter étage :.....	87
4.11	Vérification de l'effet $P - \Delta$:	88
4.12	Vérification de renversement :	90
4.13	Conclusion :.....	92
5	Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.....	94
5.1	Introduction ;.....	94
5.2	Les planchers :.....	94
5.2.1	Introduction ;.....	94
5.2.2	Tableau des sollicitations :	95
5.2.3	Planchers sous-sol :	95
5.2.3.1	Ferraillage longitudinal :	95

5.2.3.1.1	En travée :	95
5.2.3.1.1.1	Calcul des ferrailages :	95
5.2.3.1.1.2	Vérification à l'ELU :	95
5.2.3.1.1.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	95
5.2.3.1.1.2.2	Espacement des barres :	96
5.2.3.1.1.3	Vérification à l'ELS :	96
5.2.3.1.1.3.1	Position de l'axe neutre :	96
5.2.3.1.1.3.2	Moment d'inertie :	96
5.2.3.1.1.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :	96
5.2.3.1.1.3.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :	96
5.2.3.1.2	En appuis :	97
5.2.3.1.2.1	Calcul des ferrailages :	97
5.2.3.1.2.2	Vérification à l'ELU :	97
5.2.3.1.2.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	97
5.2.3.1.2.2.2	Espacement des barres :	97
5.2.3.1.2.3	Vérification à l'ELS :	97
5.2.3.1.2.3.1	Position de l'axe neutre :	97
5.2.3.1.2.3.2	Moment d'inertie :	97
5.2.3.1.2.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :	98
5.2.3.1.2.3.4	Vérification des Contraintes dans le béton :	98
5.2.3.1.2.3.5	Vérification des Contraintes dans les aciers :	98
5.2.3.1.3	En travée :	98
5.2.3.1.3.1	Calcul des ferrailages :	98
5.2.3.1.3.2	Vérification à l'ELU :	98
5.2.3.1.3.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	98
5.2.3.1.3.2.2	Espacement des barres :	99
5.2.3.1.3.3	Vérification à l'ELS :	99
5.2.3.1.3.3.1	Position de l'axe neutre :	99
5.2.3.1.3.3.2	Moment d'inertie :	99
5.2.3.1.3.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :	99
5.2.3.1.3.3.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :	99
5.2.3.1.4	En appuis :	100

5.2.3.1.4.1	Calcul des ferraillements :.....	100
5.2.3.1.4.2	Vérification à l'ELU :.....	100
5.2.3.1.4.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :.....	100
5.2.3.1.4.2.2	Espacement des barres :.....	100
5.2.3.1.4.3	Vérification à l'ELS :	100
5.2.3.1.4.3.1	Position de l'axe neutre :.....	100
5.2.3.1.4.3.2	Moment d'inertie :.....	100
5.2.3.1.4.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :.....	101
5.2.3.1.4.3.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :.....	101
5.2.4	Calcul ferraillement longitudinal :.....	102
5.2.5	Calcul et vérification des contraintes ELS	103
5.3	Poutre :	105
5.3.1	Introduction :.....	105
5.3.2	Les moments de la poutre :	105
5.3.3	Combinaisons d'actions :	105
5.3.3.1	Selon B.A.E.L 91 :	105
5.3.3.2	Selon R.P.A 99/V2003 :.....	105
5.3.4	Tableau des sollicitations :	105
5.3.5	Poutre Noyée chainages RDC (25*30) :	106
5.3.5.1	Ferraillement longitudinal :.....	106
5.3.5.1.1	En travée :.....	106
5.3.5.1.1.1	Calcul des ferraillements :.....	106
5.3.5.1.1.2	Vérification à l'ELU :.....	106
5.3.5.1.1.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :.....	106
5.3.5.1.1.2.2	RPA :	106
5.3.5.1.1.3	Vérification à l'ELS :	107
5.3.5.1.1.3.1	Position de l'axe neutre :.....	107
5.3.5.1.1.3.2	Moment d'inertie :.....	107
5.3.5.1.1.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :.....	107
5.3.5.1.1.3.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :.....	107
5.3.5.1.2	En appuis :.....	107
5.3.5.1.2.1	Calcul des ferraillements :.....	107

5.3.5.1.2.2	Vérification à l'ELU :.....	108
5.3.5.1.2.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	108
5.3.5.1.2.2.2	RPA :	108
5.3.5.1.2.3	Vérification à l'ELS :	108
5.3.5.1.2.3.1	Position de l'axe neutre :	108
5.3.5.1.2.3.2	Moment d'inertie :	108
5.3.5.1.2.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :	108
5.3.5.1.2.3.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :	108
5.3.5.2	Ferraillage longitudinal :	109
5.3.5.2.1	Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)	109
5.3.5.2.2	Calcul du diamètre :	109
5.3.5.2.3	Calcul de l'espacement :	109
5.3.5.2.3.1	Selon le B.A.E.L 91 :	109
5.3.5.2.3.2	Selon le RPA/V2003 :	109
5.3.5.2.4	D'armatures transversales minimales est donnée par :	109
5.3.6	Calcul ferraillage longitudinal :	110
5.3.7	Calcul et vérification des contraintes ELS	111
5.4	Etude des Voile de contreventement :	115
5.4.1	Introduction :	115
5.4.2	Ferraillage des voiles :	115
5.4.3	Ferraillage des voiles de contreventement :	115
5.4.3.1	Les armatures verticales :	116
5.4.3.2	Les armatures horizontales :	117
5.4.3.3	Exemples de calcul :	118
5.5	Voile périphérique :	129
5.5.1	Introduction :	129
5.5.2	Le Dimensionnement :	129
5.5.3	Calcul des charges :	129
5.5.4	Combinaison fondamentale :	130
5.5.5	5.4.2.2. Calcul du ferraillage :	130
5.5.6	La réduction des moments :	130
5.5.7	Ferraillage longitudinal :	131

5.5.7.1	Sens xx :	131
5.5.7.1.1	En travée :	131
5.5.7.1.1.1	Calcul des ferrailages :	131
5.5.7.1.1.2	Vérification à l'ELU :	131
5.5.7.1.1.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	131
5.5.7.1.1.2.2	Espacement des barres :	131
5.5.7.1.1.3	Vérification à l'ELS :	131
5.5.7.1.1.3.1	Position de l'axe neutre :	131
5.5.7.1.1.3.2	Moment d'inertie :	132
5.5.7.1.1.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :	132
5.5.7.1.1.3.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :	132
5.5.7.1.2	En appuis :	132
5.5.7.1.2.1	Calcul des ferrailages :	132
5.5.7.1.2.2	Vérification à l'ELU :	133
5.5.7.1.2.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	133
5.5.7.1.2.2.2	Espacement des barres :	133
5.5.7.1.2.3	Vérification à l'ELS :	133
5.5.7.1.2.3.1	Position de l'axe neutre :	133
5.5.7.1.2.3.2	Moment d'inertie :	133
5.5.7.1.2.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :	133
5.5.7.1.2.3.4	Vérification des Contraintes dans le béton :	133
5.5.7.1.2.3.5	Vérification des Contraintes dans les aciers :	133
5.5.7.2	Sens YY:	134
5.5.7.2.1	En travée :	134
5.5.7.2.1.1	Calcul des ferrailages :	134
5.5.7.2.1.2	Vérification à l'ELU :	134
5.5.7.2.1.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	134
5.5.7.2.1.2.2	Espacement des barres :	134
5.5.7.2.1.3	Vérification à l'ELS :	134
5.5.7.2.1.3.1	Position de l'axe neutre :	134
5.5.7.2.1.3.2	Moment d'inertie :	135
5.5.7.2.1.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :	135

5.5.7.2.1.3.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :.....	135
5.5.7.2.2	En appuis :	135
5.5.7.2.2.1	Calcul des ferraillements :.....	135
5.5.7.2.2.2	Vérification à l'ELU :.....	136
5.5.7.2.2.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	136
5.5.7.2.2.2.2	Espacement des barres :.....	136
5.5.7.2.2.3	Vérification à l'ELS :	136
5.5.7.2.2.3.1	Position de l'axe neutre :.....	136
5.5.7.2.2.3.2	Moment d'inertie :.....	136
5.5.7.2.2.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :.....	136
5.5.7.2.2.3.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :.....	136
6	Chapitre 06 : Etude de fondation.....	139
6.1	Introduction :	139
6.1.1	Fondations superficielles :.....	139
6.1.2	Fondations profondes :	139
6.2	Choix du type de fondation :.....	139
6.2.1	Calcul radier général :	139
6.3	Etude de radier :	140
6.4	Pré dimensionnement radier général :.....	140
6.4.1	Condition de rigidité :	141
6.4.2	Condition forfaitaire :.....	141
6.4.3	Condition de non cisaillement :.....	141
6.4.4	Condition de non poinçonnement :	142
6.4.5	Hauteur et épaisseur de la nervure :	143
6.4.6	Epaisseur de la dalle du radier :	143
6.4.7	Déterminations des sollicitations :	143
6.4.8	Combinaison d'action :	143
6.4.8.1	Vérification des contraintes sous radier :	143
6.4.9	Vérification de l'effet de sous pression :.....	144
6.5	Ferraillement du radier :	144
6.5.1	Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :.....	144
6.5.2	Ferraillement longitudinal :	145

6.5.2.1	Sens xx :	145
6.5.2.1.1	En travée :	145
6.5.2.1.1.1	Calcul des ferraillements :	145
6.5.2.1.1.2	Vérification à l'ELU :	146
6.5.2.1.1.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	146
6.5.2.1.1.2.2	Espacement des barres :	146
6.5.2.1.1.3	Vérification à l'ELS :	146
6.5.2.1.1.3.1	Position de l'axe neutre :	146
6.5.2.1.1.3.2	Moment d'inertie :	146
6.5.2.1.1.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :	146
6.5.2.1.1.3.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :	146
6.5.2.1.2	En appuis :	147
6.5.2.1.2.1	Calcul des ferraillements :	147
6.5.2.1.2.2	Vérification à l'ELU :	147
6.5.2.1.2.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	147
6.5.2.1.2.2.2	Espacement des barres :	147
6.5.2.1.2.3	Vérification à l'ELS :	147
6.5.2.1.2.3.1	Position de l'axe neutre :	147
6.5.2.1.2.3.2	Moment d'inertie :	148
6.5.2.1.2.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :	148
6.5.2.1.2.3.4	Vérification des Contraintes dans le béton :	148
6.5.2.1.2.3.5	Vérification des Contraintes dans les aciers :	148
6.5.2.2	Sens YY:	148
6.5.2.2.1	En travée :	148
6.5.2.2.1.1	Calcul des ferraillements :	148
6.5.2.2.1.2	Vérification à l'ELU :	148
6.5.2.2.1.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	148
6.5.2.2.1.2.2	Espacement des barres :	149
6.5.2.2.1.3	Vérification à l'ELS :	149
6.5.2.2.1.3.1	Position de l'axe neutre :	149
6.5.2.2.1.3.2	Moment d'inertie :	149
6.5.2.2.1.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :	149

6.5.2.2.1.3.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :.....	149
6.5.2.2.2	En appuis :	150
6.5.2.2.2.1	Calcul des ferraillements :.....	150
6.5.2.2.2.2	Vérification à l'ELU :.....	150
6.5.2.2.2.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	150
6.5.2.2.2.2.2	Espacement des barres :.....	150
6.5.2.2.2.3	Vérification à l'ELS :	150
6.5.2.2.2.3.1	Position de l'axe neutre :.....	150
6.5.2.2.2.3.2	Moment d'inertie :.....	150
6.5.2.2.2.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :.....	150
6.5.2.2.2.3.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :.....	151
6.6	Ferraillement de nervure :	151
6.6.1.1	Ferraillement longitudinal :	151
6.6.1.1.1	En travée :	151
6.6.1.1.1.1	Calcul des ferraillements :.....	151
6.6.1.1.1.2	Vérification à l'ELU :.....	152
6.6.1.1.1.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	152
6.6.1.1.1.2.2	RPA :	152
6.6.1.1.1.3	Vérification à l'ELS :	152
6.6.1.1.1.3.1	Position de l'axe neutre :.....	152
6.6.1.1.1.3.2	Moment d'inertie :.....	152
6.6.1.1.1.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :.....	152
6.6.1.1.1.3.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :.....	152
6.6.1.1.2	En appuis :	153
6.6.1.1.2.1	Calcul des ferraillements :.....	153
6.6.1.1.2.2	Vérification à l'ELU :.....	153
6.6.1.1.2.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	153
6.6.1.1.2.2.2	RPA :	153
6.6.1.1.2.2.3	Position de l'axe neutre :.....	153
6.6.1.1.2.2.4	Moment d'inertie :.....	153
6.6.1.1.2.2.5	Vérification des Contraintes dans le béton :.....	153
6.6.1.1.2.2.6	Vérification des Contraintes dans les aciers :.....	154

La liste des figures

Figure 1.1 : Vue sur la situation de site étudié.	3
Figure 1.2 : Plan de sous-sol.	5
Figure 1.3 : Plan de RDC.	6
Figure 1.4 : Plan d'étage courant.	7
Figure 1.5 : Plan façade principale.	8
Figure 1.6 : : Vue en plan de notre bloc étudié.	9
Figure 1.7 : diagramme parabole rectangle béton.	12
Figure 1.8 : Diagramme contrainte déformation.	14
Figure 2.1 : illustration dalle pleine	19
Figure 2.2 : conditions de pré dimensionnement du voile	20
Figure 2.3 : Dimensions de poutres.	21
Figure 2.4 : Poutres	21
Figure 2.5 : Poutre noyée.	22
Figure 2.6 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.	23
Figure 2.7 : Section transversale d'un plancher.	24
Figure 2.8 : Section transversale d'un plancher.	24
Figure 2.9 : Balcon.	25
Figure 2.10 : Murs extérieure.	26
Figure 3.1 : Coupe transversal de l'acrotère et Schéma statique de l'acrotère.	30
Figure 3.2 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.	32
Figure 3.3 : Schémas ferrailage de l'acrotère.	35
Figure 3.4 : escalier à volées droites avec palier intermédiaire.	36
Figure 3.5 : Schéma statique des escaliers.	38
Figure 3.6 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.	39
Figure 3.7 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	39
Figure 3.8 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	39
Figure 3.9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	39
Figure 3.10 : Dessin de ferrailage de l'escalier à pailasse porteuse.	47
Figure 3.11 : Schéma statique et coupe transversal du balcon.	48

Figure 3.12 : Schéma statique de calcul à l'ELU.....	49
Figure 3.13 : Schéma statique de calcul à l'ELS.....	50
Figure 3.14 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	50
Figure 3.15 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	50
Figure 3.16 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	50
Figure 3.17 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	51
Figure 3.18 : Schéma de ferrailage balcon.....	55
Figure 3.19 : Schémas d'un ascenseur dans un bâtiment.....	56
Figure 3.20 : Schéma statique de la salle machine.....	57
Figure 3.21 : Plan de ferrailage de la dalle triangulaire.....	74
Figure 4.1 : Disposition des voiles.....	81
Figure 4.2 : Vue de la structure modélisée.....	81
Figure 4.3 : Vue de la structure modélisée.....	82
Figure 4.4 Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y).....	83
Figure 4.5 : Le 2er mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x).....	84
Figure 4.6 : le 3ème mode de torsions.....	84
Figure 5.1 : Moment d'encastrement des dalles rectangulaires.....	94
Figure 5.2 : Schéma de Ferrailages Dalle plein RDC.....	103
Figure 5.3 : Schéma de Ferrailages Dalle plein étages courants.....	104
Figure 5.4 : Schéma de Ferrailages Dalle plein terrasse.....	104
Figure 5.5 : Schéma de Ferrailages poutre noyée RDC.....	112
Figure 5.6 : Schéma de Ferrailages poutre noyée étages courant.....	113
Figure 5.7 : Schéma de Ferrailages poutre noyée terrasse.....	113
Figure 5.8 : Schéma de Ferrailages poutre RDC.....	113
Figure 5.9 : Schéma de Ferrailages poutre étage courant.....	114
Figure 5.10 : Schéma de Ferrailages poutre terrasse.....	114
Figure 5.11 : Sollicitations de calcul d'un voile.....	116
Figure 5.12 : Sections de calcul.....	116
Figure 5.13 : disposition des armatures verticales dans les voiles.....	117
Figure 5.14 : Les sollicitations de calcul YY.....	118
Figure 15 : Les sollicitations de calcul XX.....	119
Figure 5.16 : Section du calcul de voile.....	119

Figure 5.17 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.....	120
Figure 5.18 : Section du calcul de voile.	121
Figure 5.19 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.....	122
Figure 5.20 : Schéma de Ferrailage de voile.....	128
Figure 5.21 : Schéma statique d'une voile périphérique.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 5.22 : Schéma statique d'une voile périphérique.....	129
Figure 5.23 : Schéma de ferrailage voile périphérique.	137
Figure 6.1 : catoraphies A L'ELU.	143
Figure 6.2 : catoraphies A L'ELS.	144
Figure 6.3 : Schémas de ferrailage de radire.....	151
Figure 6.4 : Schémas de ferrailage de nervure.....	154

La liste des tableaux

Tableau 1.1 : Dimension de l'ouvrage.	4
Tableau 1.2 : Différents types d'acier.	14
Tableau 2.1 : Plancher Terrasse inaccessible.	23
Tableau 2.2 : Plancher étage courant.	24
Tableau 2.3 : Plancher RDC.....	25
Tableau 2.4 : Balcon.....	25
Tableau 2.5 : Murs extérieure.	26
Tableau 2.6 : Murs intérieur.	26
Tableau 2.7 : Les charges de la paillasse.	27
Tableau 2.8 : Les charges de palier.	27
Tableau 3.2 : Les charges de Palier.....	37
Tableau 3.3 : Les charges de la paillasse.	37
Tableau 3.1 : Balcon.....	48
Tableau 4.1 : Pénalités du facteur de qualité.....	78
Tableau 4.2 : Taux de participation modale.....	83
Tableau 4.3 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.	86
Tableau 4.4 : les forces sismiques des deux directions.	87
Tableau 4.5 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.....	87
Tableau 4.6 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens X-X et sens Y-Y.	89
Tableau 4.7 : Vérification de renversement.	91
Tableau 5.1 : Les valeurs des moments de chaque niveau.	95
Tableau 5.2 : Calcul ferrailage longitudinal des dalle plein.....	102
Tableau 5.3 : Calcul et vérification des contraintes ELS.	103
Tableau 5.4 : Les valeurs des moments de chaque niveau.....	105
Tableau 5.5 : Dimensions des poutres.....	106
Tableau 5.6 : Calcul ferrailage longitudinal des poutres.....	110
Tableau 5.7 : Calcul et vérification des contraintes ELS.	111
Tableau 5.8 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage de sous-sol.....	125
Tableau 5.9 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage de RDC.....	126

Tableau 5.10 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage d'étage courant. 127

LISTE DES NOTATIONS

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton à j jours.

E_{ij} : déformations instantanées.

E_{vj} : déformations différées.

ν : coefficient de poisson.

α : Angle, coefficient dimension.

δ_k : déplacements relatifs.

Δ_k : déplacements admissibles inter étages.

β : Coefficient de pondération.

γ : Coefficient partiel de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

γ_b : coefficient de sécurité du béton.

θ : Coefficient d'application de charge

σ_{st} : contrainte d'acier.

σ_{bc} : contrainte du béton.

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

f_e : limite élastique d'acier.

E_b : module de déformation du béton.

E_s : module de déformation du béton.

A : coefficient d'accélération de zone.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

ρ : Poids volumique.

μ : Moment réduit.

τ : Contrainte tangentielle.

ELU : état limite ultime.

ELS : état limite service.

AS : aire d'une section d'acier.

A_t : section d'armatures transversales.

Ar : armatures de rive.

Amin : armatures minimales.

Av : armatures verticales.

Ah : armatures horizontales.

Ø: Diamètre.

Tu : contrainte ultime de cisaillement.

T : période.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

e : enrobage.

hd : épaisseur des dalles.

ep : épaisseur.

L : longueur.

Mt : moment en travée.

Mo : moment en appuis d'une poutre reposant sur 2 appuis libres.

Ma : moment en appuis.

M1 : coefficient par rapport à l'armature tendue : coefficient de PIGEAUD.

M2 : coefficient de PIGEAUD.

Mu : moment à l'état limite ultime ;

Mser : moment à l'état limite service.

St : espacement.

Mxu, Myu : moments à l'état limite ultime dans les directions X et Y.

Mxser, Myser : moments à l'état limite ultime dans les directions X et Y.

Madxu, Madyu : moment en appuis droite à l'état limite ultime dans les directions X et Y.

Madxser, Madyser : moment en appuis droite à l'état limite service dans les directions X et Y.

Magxu, Magyu : moment en appuis gauche à l'état limite ultime dans les directions X et Y.

Magxser, Magyser : moment en appuis gauche à l'état limite service dans les directions X et Y.

Mr : moment de renversement.

Ms : moment stabilisant.

Mf : moment fictive.

a : épaisseur du de voile.

d : hauteur utile

C : centre de pression.

he : hauteur libre d'étage.
Vu : effort tranchant.
Wp : poids propre de l'acrotère.
Cp : facteur de force horizontale.
Fp : l'action de la force sismique appliquée sur l'acrotère.
Nser : effort normal pondéré l'état limite service.
Nu : effort normal pondéré à l'état limite ultime.
P : force concentrée.
Lv : longueur de la volée.
f : flèche.
 \bar{f} : Flèche admissible.
Qu : charge calculée à l'état limite ultime.
Qser : charge calculée à l'état limite service.
D : facteur d'amplification dynamique.
Q : facteur de qualité.
R : coefficient de comportement ;
W : poids total de la structure.
 ξ : pourcentage d'amortissement critique.
d : dimension du bâtiment mesure à sa base.
Pq : pénalité.
WGi : poids du aux charges permanentes.
WQi : poids du aux charges d'exploitation.
V : effort sismique
Fi : force concentrée au sommet de la structure.
Rx, Ry : coordonnées du centre de masse selon X et Y ;
Gx, Gy : coordonnées du centre de rigidité selon X et Y.
Ixi, Iyi : moment d'inertie par rapport aux axes OX et OY.
ex0, ey0 : l'excentricité théorique dans les directions X et Y.
ex1, ey1 : l'excentricité accidentelle dans les directions X et Y.
Lr : longueur de recouvrement.

Introduction générale.

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur, doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique.

Mais c'est bien la conception architecturale qui va conditionner la façon dont les bâtiments se déforment. Plus celle-ci est régulière, plus le bâtiment a de chances de bien se comporter lors d'un séisme majeur.

Un « comportement régulier » n'implique pas une architecture pauvre, mais la prise en considération de la réponse « dynamique » de la structure aux secousses.

L'ingénieur va définir des qualités de matériaux, des dispositions constructives et des dimensions pour chaque élément de la construction qui permettent de limiter les déformations de celle-ci. Et, qui permettent, si les secousses sont vraiment trop fortes, de contrôler leur endommagement en empêchant la rupture brutale et l'effondrement.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes. L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...)

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment à 10 étages, à usage d'habitation, dont la forme en plan est irrégulière.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandation en vigueur à savoir (RPA99/2003.BEAL91/99 ET CBA93° ET LES DOCUMENTS TECHNIQUES Y AFFÉRANT (D.T.R.BC2.2)

Notre travail se divisera en quatre parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderons au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferraillements des différents éléments secondaires (acrotère, escalier...etc.).

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillements des éléments principaux, pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ROBOT), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants :

- Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure.
- Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres et voiles.

La dernière partie nous abordera l'étude des fondations.

Chapitre 01 : présentation du projet

1 Chapitre 01 : présentation du projet

1.1 Introduction

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

1.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet, c'est de construire bâtiment R+10 avec sous-sol. On va le construire dans la wilaya de Mostaganem, qui est classée en zone de moyenne sismicité IIa selon le RPA99.



Figure 1.1 : Vue sur la situation de site étudiée.

1.3 Nature de l'ouvrage :

Le bâtiment est composé de :

- ❖ Sous-sol
- ❖ RDC
- ❖ 10 étages à usage d'habitation avec une terrasse inaccessible.

1.4 Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suivies :

Dimensions en plans	Longueur totale	28.40 m
	Largeur totale	19.92 m
Dimensions en élévation	Hauteur totale de bâtiment	38.59 m
	Hauteur de sous-sol	3.74 m
	Hauteur de RDC	4.25 m
	Hauteur d'étage courant	3.06 m

Tableau 1.1 : Dimension de l'ouvrage.

1.5 Plan :

1.5.1 Plan sous-sol :

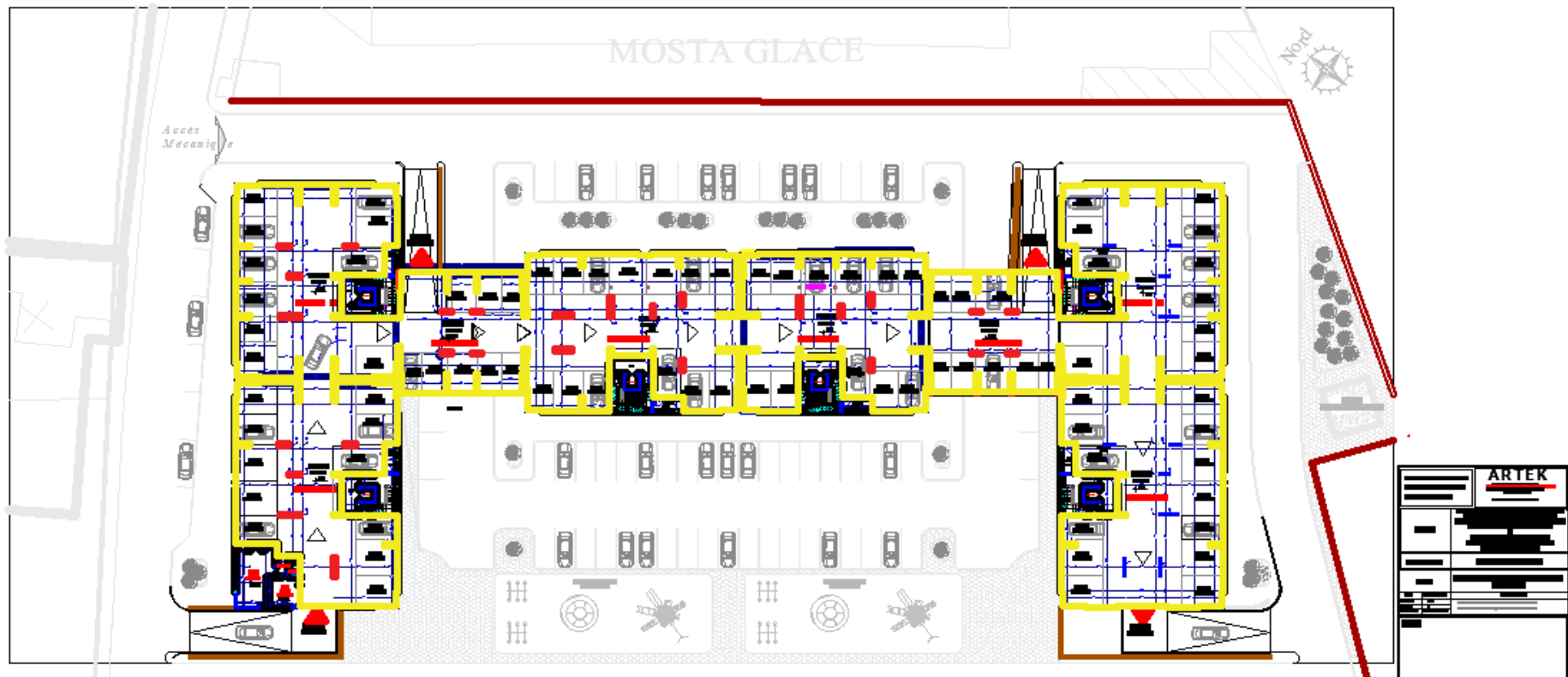


Figure 1.2 : Plan de sous-sol.

1.5.2 Plan RDC :

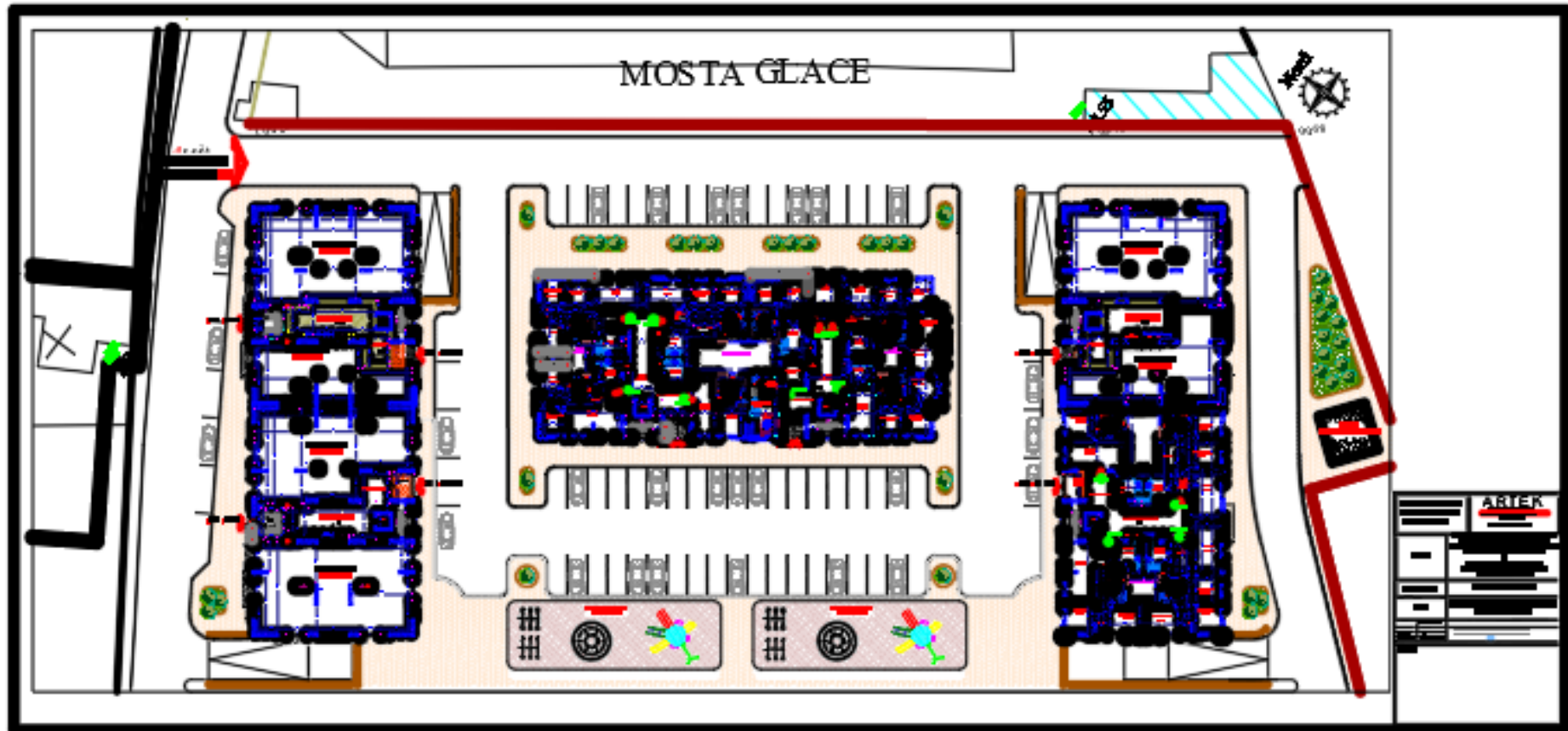


Figure 1.3 : Plan de RDC.

1.5.3 Plan d'étage courant :

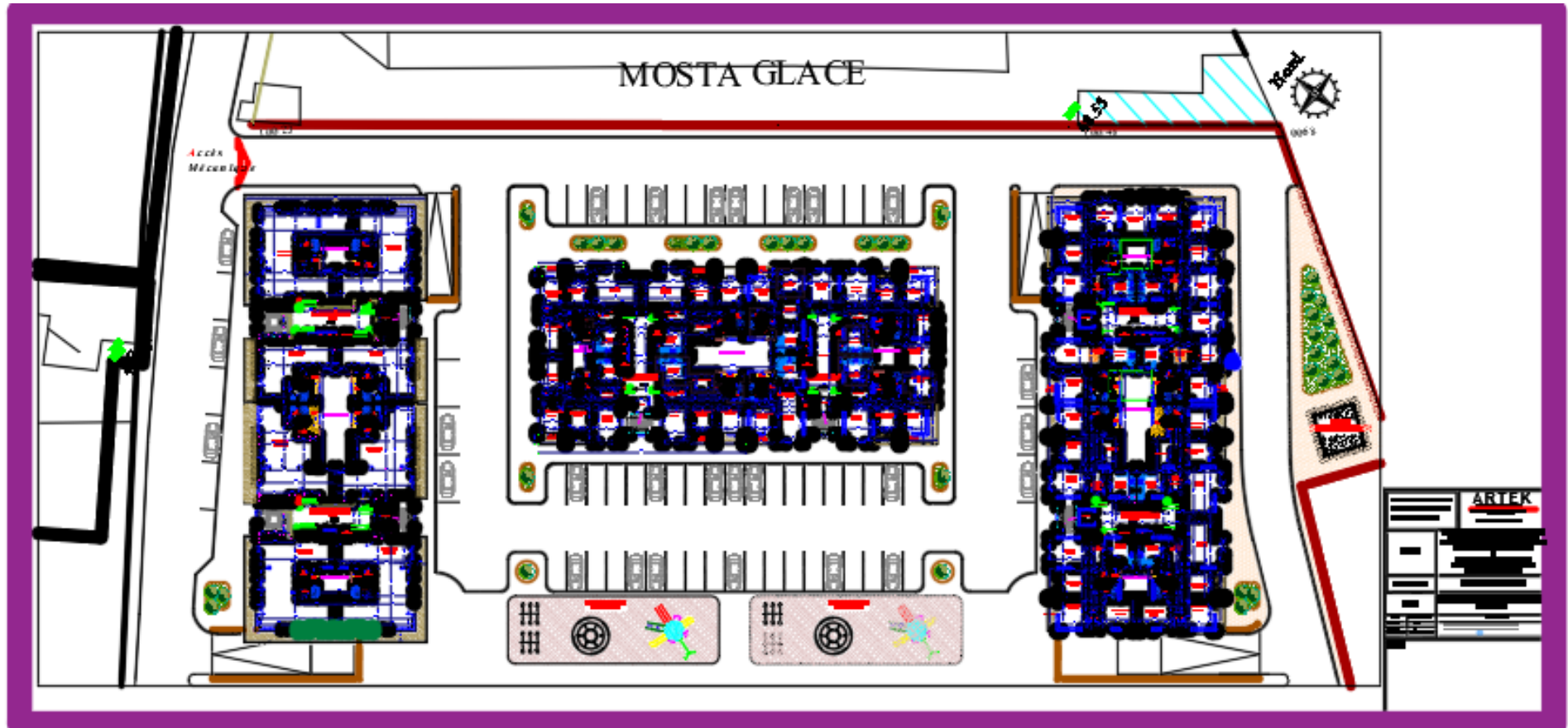


Figure 1.4 : Plan d'étage courant.

1.5.4 Plan des façades :

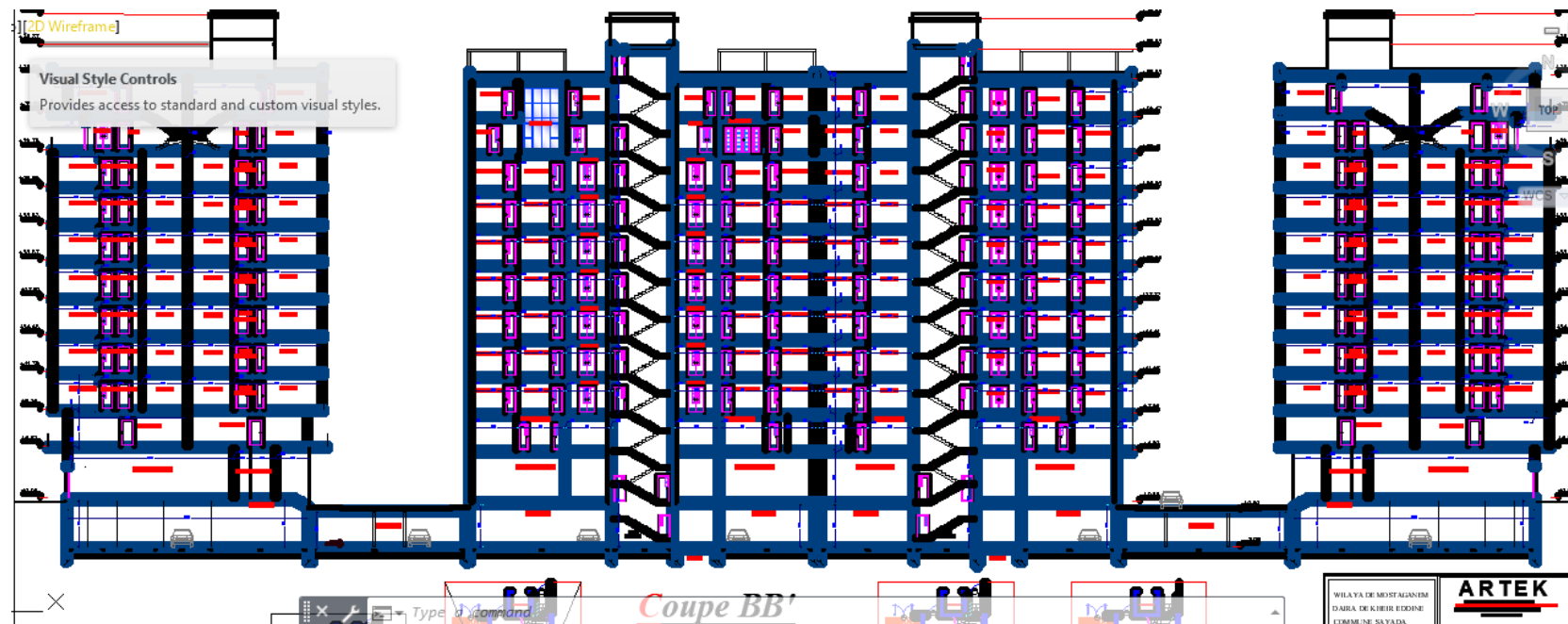


Figure 1.5 : Plan façade principale.

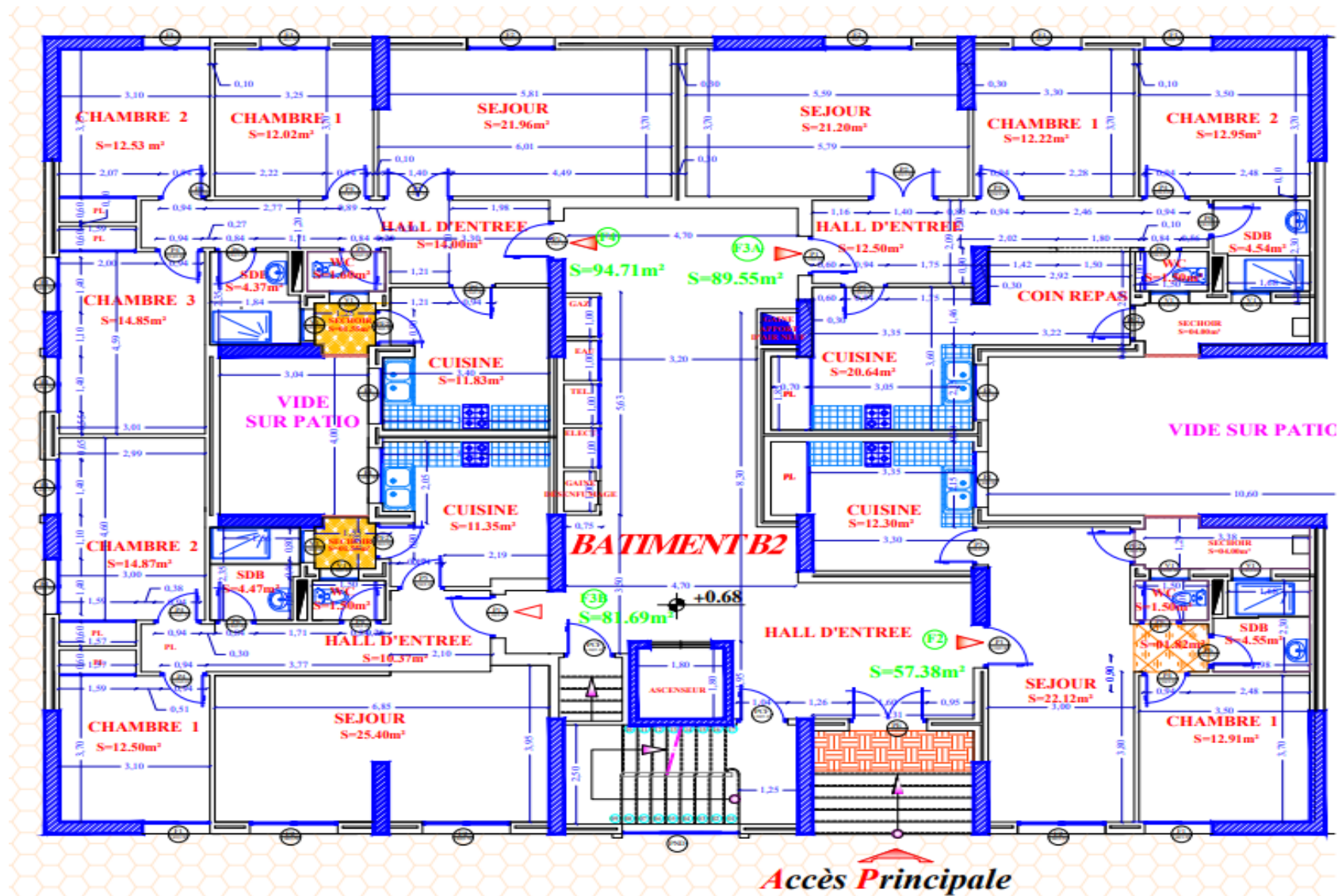


Figure 1.6 : : Vue en plan de notre bloc étudié.

1.6 Donnée sismique de la structure :

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

- ❖ L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**.
- ❖ La contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_{sol} = 3.5 \text{ bars}$.
- ❖ Le site selon le rapport géotechnique est de classe (**S3**).

1.7 Composition de la structure :

1.7.1 Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui séparent les différents niveaux d'un bâtiment. Ils supportent les charges du bâtiment et permettent le passage des conduites. Il existe deux types de planchers : le plancher en corps creux et le plancher en dalle pleine. Le premier utilise des poutrelles et des corps creux, tandis que le second est en béton armé. Ces planchers sont essentiels pour assurer la stabilité et le bon fonctionnement du bâtiment.

1.7.2 Ossature :

L'ossature d'un bâtiment est sa structure principale qui le maintient stable face aux forces verticales et horizontales. Elle est composée de voiles porteurs tels que des poutres, des colonnes ou des fermes en acier ou en bois. Cette ossature résiste aux charges permanentes, aux surcharges d'exploitation, ainsi qu'aux forces du vent et des séismes. C'est grâce à cette structure solide que le bâtiment peut rester sûr et stable.

1.7.3 Les voiles :

Les voiles sont des parois verticales en béton armé qui contreventent le bâtiment en absorbant les forces horizontales. Ces éléments verticaux sont essentiels pour assurer la solidité et la stabilité du bâtiment.

1.7.4 Les escaliers :

Les escaliers sont comme une sorte de chemin qui nous permet de monter et descendre d'un étage à l'autre dans le bâtiment. Ils sont composés de marches et de contremarches, et ils sont fabriqués en coulant du béton armé directement sur place.

1.7.5 Poutre noyée :

C'est une poutre intégrée dans l'épaisseur d'un plancher, pour reprendre les charges des murs. Elle est coulée directement dans le béton lors de la construction du plancher, ce qui le rend invisible une fois le projet terminé. Cela permet de renforcer la structure du bâtiment de manière efficace et esthétiquement agréable.

Chapitre 01 : présentation du projet

1.7.6 Maçonnerie :

Une paroi double de briques creuses de 15cm et 10cm, séparées par une lame d'air de 5cm, pour les murs extérieurs est une excellente solution pour améliorer l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Quant aux murs intérieurs, une paroi unique de briques creuses de 10cm est suffisante. Cela offre une structure solide et économique pour les espaces intérieurs.

1.7.7 L'acrotère :

Un mur acrotère est une petite construction qui se trouve le long des toitures terrasses. Il joue un rôle essentiel dans le relevé d'étanchéité de ces toitures et contribue à la sécurité en protégeant contre les chutes. C'est une mesure importante pour assurer une bonne étanchéité et une protection efficace.

1.7.8 Le revêtement :

Un revêtement de sol est un produit qui est ajouté à un ouvrage fini pour lui donner certaines caractéristiques spécifiques. Cela peut inclure des aspects. Pour la façade extérieure, un enduit de ciment est souvent utilisé, tandis que pour les plafonds et les murs intérieurs, un enduit de plâtre est couramment utilisé. Quant aux planchers, le carrelage est un choix populaire.

1.7.9 Infrastructure :

Ensemble des ouvrages constituant la fondation et l'implantation sur le sol d'une construction ou d'un ensemble d'installations. Le choix du type de fondation dépend de l'étude du terrain, de la nature de l'ouvrage et de l'environnement du projet. Il est important de prendre en compte ces facteurs pour s'assurer que les fondations sont adaptées et capables de supporter efficacement la charge de la construction.

1.8 Caractéristiques des matériaux et :

1.8.1 Béton :

a. Composition du béton

Le béton est un matériau composé d'un mélange de ciment, de granulats comme le sable et le gravier, et d'eau. Il présente de nombreux avantages, tels que sa facilité de fabrication et de mise en œuvre sur le chantier. Il est également résistant aux conditions climatiques et a la compression. Cependant, il a une faible résistance à la traction.

b. Caractéristiques du béton

• Résistance à la compression

Dans la conception de projets, il est courant de définir la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours. Cette valeur est déterminée en tenant compte des conditions locales et des réglementations de contrôle. Pour notre projet, nous avons choisi un béton à usage courant avec une résistance de 25 Mpa.

Chapitre 01 : présentation du projet

Pour un béton d'âge inférieur à 28 jours, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

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

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

Avec : $j \leq 28$ jours

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

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

- ❖ $\nu = 0$ (À l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- ❖ $\nu = 0.2$ (À l'ELS) pour le calcul des déformations.

Avec

- 1- **Pivot A** : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- 2- **Pivot B** : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- 3- **Pivot C** : compression simple ou composée.

C. Résistance à la traction

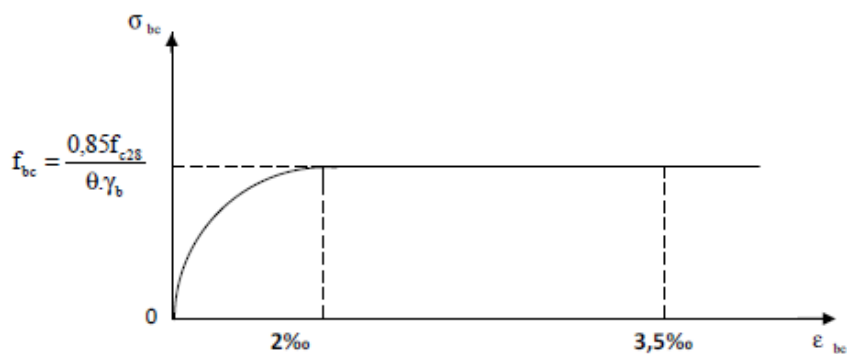


Figure 1.7 : diagramme parabolique rectangle béton.

La résistance caractéristique à la traction d'un béton est donnée par la formule :

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

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

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_t \leq 60 \text{ MPa}$

Chapitre 01 : présentation du projet

❖ Contraintes limites de compression :

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.

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

- 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.

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

A 28 jours on a $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ (Situations durables et transitoire)

$$\sigma_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \quad (\text{Situations accidentelles})$$

La contrainte limite service du béton comprimé est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} \quad (\text{C.B. A93, A.4.5.2}) / \quad f_{t28} = 25 \text{ MPa}$$

❖ La contrainte ultime de cisaillement (C.B. A93, A.5.1.2.1) :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

d. Module de déformation longitudinale du béton (C.B.A93, A.2.1.2) :

❖ Module de déformation longitudinale instantanée :

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

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ MPa}$$

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

❖ 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.

1.8.2 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'acier ;

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

a. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$E_s = 200\,000 \text{ Mpa}$ (C.B. A93, A.2.2.1.)

b. Caractéristique mécaniques :

Type	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)
Barre HA	FeE500	500

Tableau 1.2 : Différents types d'acier.

1.8.2.1 Diagramme déformations contraintes :

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

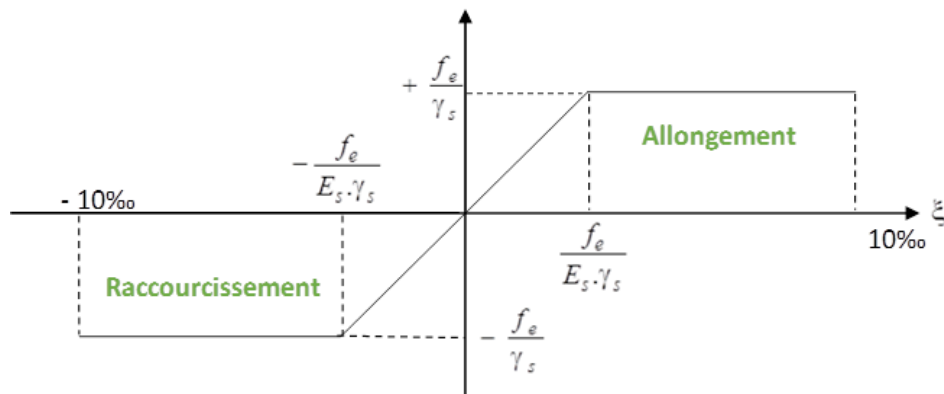


Figure 1.8 : Diagramme contrainte déformation.

L'ELU :

Chapitre 01 : présentation du projet

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

La contrainte admissible de l'acier est définie par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \varepsilon_s \geq \varepsilon_l$$

(C.B.A 93 A.2.2.2).

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \rightarrow \varepsilon_s < \varepsilon_l$$

Avec :

E_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 ‰.

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 Mpa.

f_e : limite d'élasticité garantie.

Affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport $\frac{1}{\gamma_s}$.

$\gamma_s = 1,15$ En situation durable et transitoire

- 1 en situation d'accidentalité

Avec : σ_s limite élastique de l'acier utilisé ;

D'où l'on aura : • $\sigma_s = 435$ Mpa situation normale.

- $\sigma_s = 500$ Mpa situation accidentelle.

L'ELS :

a) Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow limitation à f_e [BAEL91/A.4.5,32]

b) Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}})$ [BAEL91/A.4.5,33]

c) Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \min(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}})$ [BAEL91/A.4.5,34]

Avec :

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

n : Coefficient de fissuration

$n = 1$ Pour les ronds lisses RL.

$n = 1.6$ Pour les armatures à haute adhérence HA.

1.9 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

1.9.1 Etat limite ultime :

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

1,35 G + 1,5 Q.

1.9.2 Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

1.9.3 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

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

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

- **Les hypothèses de calcul :**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

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

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

1.10 Normes utilisées

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

- ❖ **Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93) :** basé sur la théorie des états limites.
- ❖ **Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) :** Le présent document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.
- ❖ **DTR B.C. 2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation :** Le présent document traite des charges permanentes et charges d'exploitation des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.
- ❖ **BAEL 91 révisé en 99 :** Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

1.11 Logiciels utilisés :

AUTOCAD

ROBOT

1.12 Conclusion

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

2 Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

2.1 Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape super importante dans la conception de la structure. C'est là que tu détermènes les charges permanentes et d'exploitation pour chaque élément. On peut utiliser des méthodes analytiques. Cela dépendra de la complexité de la structure et des normes de conception applicables.

2.2 Pré dimensionnement du plancher dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs. L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- . De résistance à la flexion $1/30$ à $1/35$ de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis et $1/40$ à $1/50$ pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés.
- . D'isolation acoustique : $\geq 16\text{cm}$
- . De rigidité ou limitation de la flèche $\leq 1/500$;
- . De sécurité vis-à-vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11cm pour 2 heures de coupe-feu.

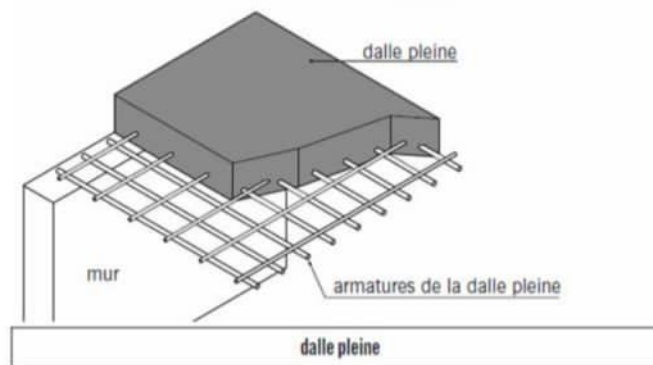


Figure 2.9 : illustration dalle pleine

Pour le présent projet nous avons : $\begin{cases} L_x = 780 \text{ cm} \\ L_y = 805 \text{ cm} \end{cases} \quad \alpha = \frac{780}{805} = 0.96$

Dalle porteur dans les deux sens

Condition de la flèche :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{780}{50} \leq e \leq \frac{780}{40} \Rightarrow 15.6 \text{ cm} \leq e \leq 19.5 \text{ cm}$$

e = 20 cm

2.3 Les 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 (7.7.7.1 RPA99 modifié 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

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

Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

Avec :

L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles (a min=15cm)

h_e : Hauteur d'étage.

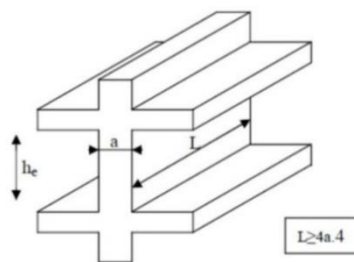


Figure 2.10 : conditions de pré dimensionnement du voile .

$$a \geq 313/20 = 15.65 \text{ cm On prendra } = 20 \text{ cm}$$

$$L \geq 4a$$

$$L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

2.4 Pré dimensionnement 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).

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

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

Avec :

L : Longueur de la poutre.

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

h : Hauteur totale de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

➤ Conditions imposées par les RPA99 (version 2023) :

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

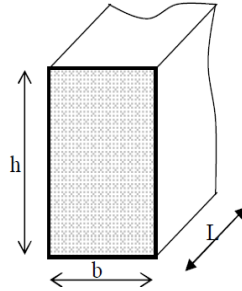


Figure 2.11 : Dimensions de poutres.

$$L_{\max} = 805 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{805}{15} \leq h \leq \frac{805}{10} \Rightarrow 53.66 \text{ cm} \leq h \leq 80.5 \text{ cm}$$

On prendra $h = 80 \text{ cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.3 \times 80 \leq b \leq 0.7 \times 80 \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq b \leq 56 \text{ cm}$$

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

Donc la section de la poutre principale est de dimensions $(80 \times 30) \text{ cm}^2$.

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

- $b = 30 \geq 20 \text{ cm}$
- $h = 80 \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = \frac{80}{30} = 2.66 \leq 4$

Donc les conditions vérifiées.

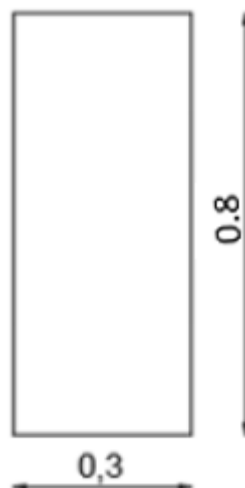


Figure 2.12 : Poutres .

2.5 Pré dimensionnement des poutres noyées :

Poutre intégrée dans l'épaisseur d'un plancher (sans retombée), La poutre noyée permet de reprendre les charges de murs sur un plancher, puisque les charges sont linéaires et suivant la longueur de mur et donc cette poutre

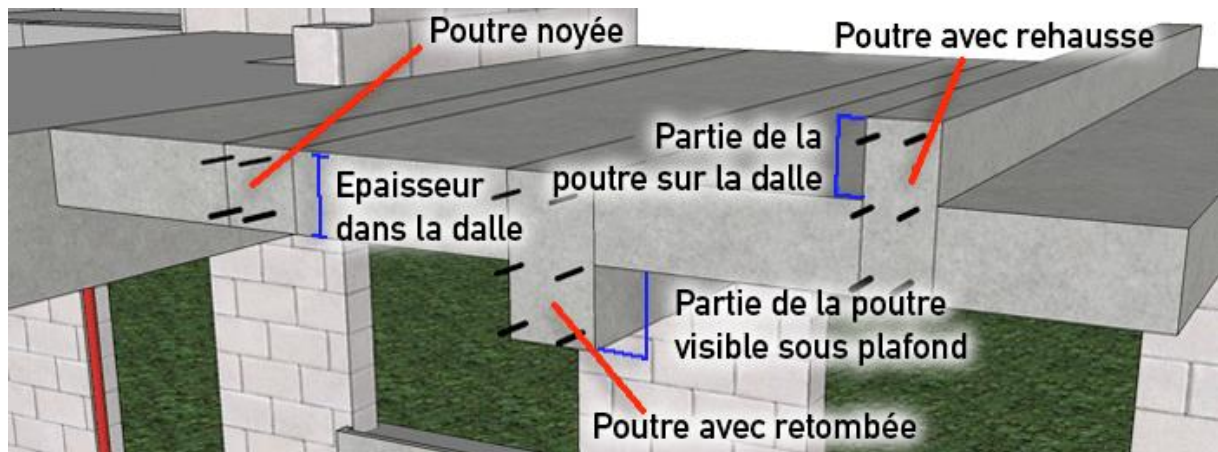


Figure 2.13 : Poutre noyée.

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

➤ Critère de flèche :

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

Avec :

b : Largeur de la poutre.

➤ Conditions imposées par les RPA99 (version 2023) :

Selon RPA 99 h peut être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.3 \times 25 \leq b \leq 0.7 \times 25 \Rightarrow 7.5 \text{ cm} \leq b \leq 17.5 \text{ cm}$$

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

Donc la section de la poutre principale est de dimensions $(20 \times 30) \text{ cm}^2$.

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

- $b = 30 \geq 20 \text{ cm}$
- $h = 20 \geq 20 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = \frac{20}{30} = 1.5 \leq 4$

Donc les conditions vérifiées.

2.6 Descente des charges :

2.6.1 Introduction :

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.

2.6.2 Plancher terrasse inaccessible :

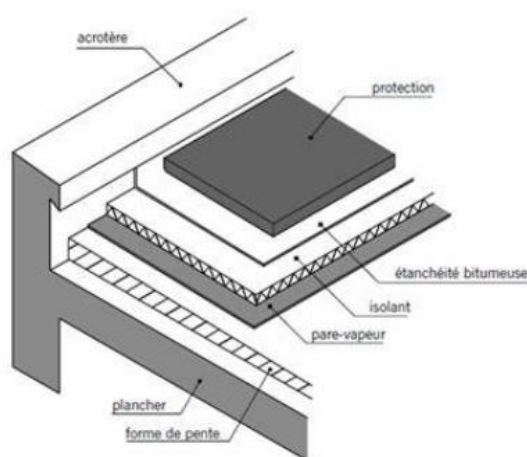


Figure 2.14 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Poids volumique [KN/m ²]	EP [m]	G [KN/m ²]
Protection gravillon	20	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
Dalle BA	25	0,20	5
Enduit au plâtre	10	0,02	0,2
Pare vapeur	10	0,02	0,2
Charges permanentes :			8.88
Surcharge d'exploitation :			1

Tableau 2.3 : Plancher Terrasse inaccessible.

2.6.3 Plancher étage courant :

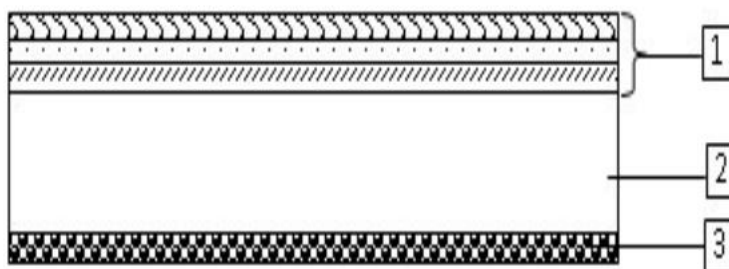


Figure 2.15 : Section transversale d'un plancher.

Matériaux	Poids volumique [KN/m ³]	EP [m]	G [KN/m ²]
Dalle de sol	12	0.01	0.12
Enduit en plâtre	210	0.02	0.20
Dalle en BA	25	0,20	5
Cloisons intérieur	10	0,1	1
Charges permanentes			6.32
Surcharge d'exploitation			1,5

Tableau 2.4 : Plancher étage courant.

2.6.4 Plancher RDC :

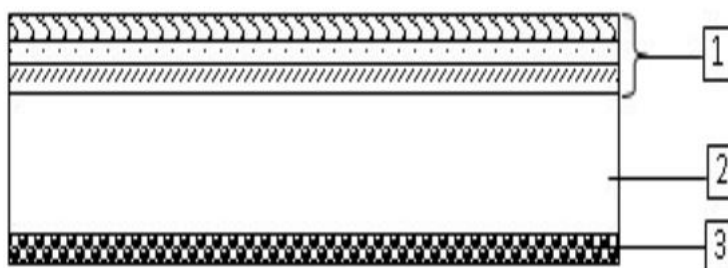


Figure 2.16 : Section transversale d'un plancher.

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

Matériaux	Poids volumique [KN/m ²]	EP [m]	G [KN/m ²]
Dalle de sol	12	0.01	0.12
Enduit en plâtre	210	0.02	0.20
Dalle en BA	25	0,20	5
Cloisons intérieur	10	0,1	1
Charges permanentes			6.32
Surcharge d'exploitation			5

Tableau 2.5 : Plancher RDC.

2.6.5 Balcon :

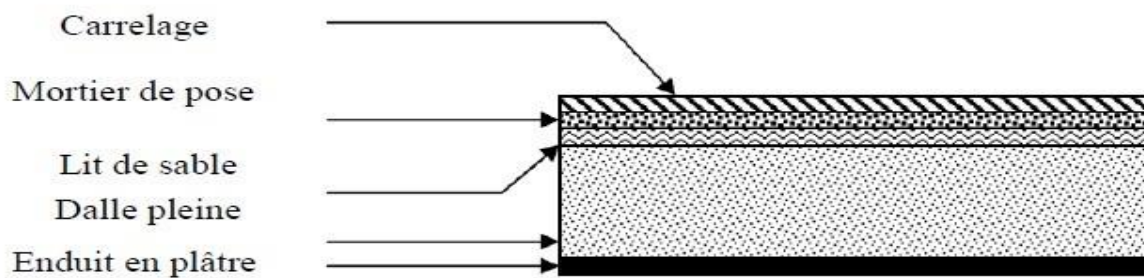


Figure 2.17 : Balcon.

Matériaux	Poids volumique [KN/m ²]	EP [m]	G [KN/m ²]
Dalle de sol	12	0.01	1,05
Dalle en BA	25	0,15	3,33
Enduit en plâtre	10	0.02	0,2
Charges permanentes			3.62
Surcharge d'exploitation			3,5

Tableau 2.6 : Balcon.

2.6.6 Murs

2.6.6.1 Murs Extérieure :

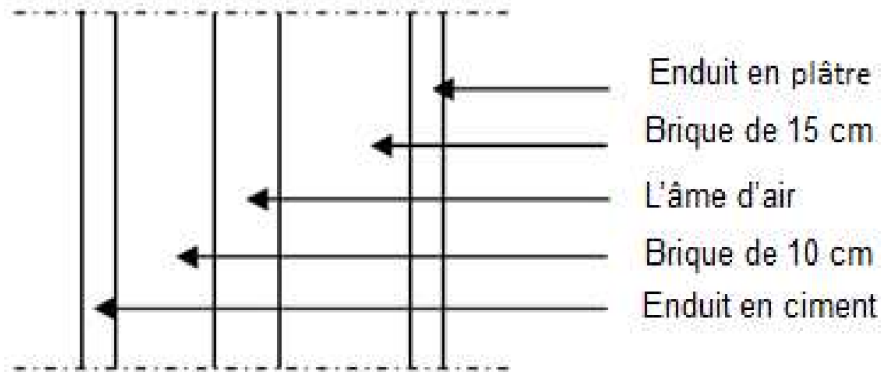


Figure 2.18 : Murs extérieure.

Matériaux	Poids volumique [KN/m ²]	EP [m]	G [KN/m ²]
Parois en brique creuse	9	0,15	2
Lame d'air	0	0,05	0
Parois en brique creuse	9	0,10	0,9
Enduit au plâtre	10	0,02	0,2
Enduit au ciment	18	0,01	0,18
Charges permanentes			4,10

Tableau 2.7 : Murs extérieure.

2.6.6.2 Mure Intérieur :

Matériaux	Poids 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 2.8 : Murs intérieur.

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

2.6.7 Escalier :

2.6.7.1 Volée (la paillasse) :

Matériaux	Poids 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 pâte	10	0,02	0,2
Charges permanentes :			6,77
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 2.9 : Les charges de la paillasse.

2.6.7.2 Palier :

Désignation	Poids 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 2.10 : Les charges de palier.

2.7 Conclusion :

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

3 Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

3.1 Introduction :

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

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

- ❖ Acrotère
- ❖ Escalier
- ❖ Balcon

3.2 Etude d'acrotère :

3.2.1 Définition :

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

3.2.2 L'acrotère :

Cet acrotère est 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 intempéries.

3.2.2.1 Charge permanente :

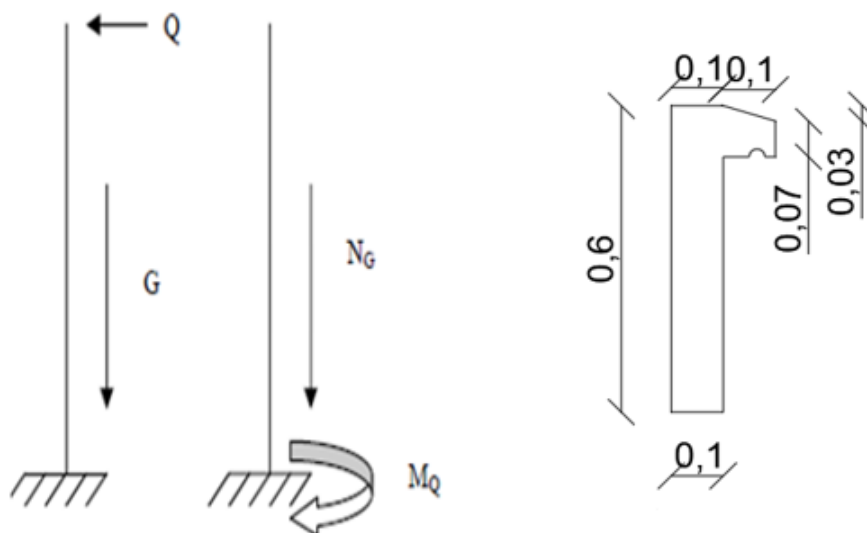


Figure 3.19 : Coupe transversal de l'acrotère et Schéma statique de l'acrotère.

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

$$G = \gamma_b \times S$$

Avec :

γ_b : Poids volumique de béton.

S : surface de l'acrotère.

$$S_1 = 0.1 \times 0.6 = \mathbf{0.06 \text{ m}^2}$$

$$S_2 = 0.1 \times 0.07 = \mathbf{0.007 \text{ m}^2}$$

$$S_4 = \frac{0.03 \times 0.1}{2} = \mathbf{0.0015 \text{ m}^2}$$

$$S = \mathbf{0.069 \text{ m}^2/\text{l}}$$

$$G = 0.069 \times 25 = \mathbf{1.72 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{Enduit ciment} = 0.015 \times 2 \times 0.6 \times 18 = 0.324$$

$$G_2 = G_1 + \text{enduit ciment}$$

$$G = \mathbf{2.05 \text{ KN/ml}}$$

3.2.2.2 Charge d'exploitation :

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

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

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

$$A = \mathbf{0.15} \quad \text{Coefficient d'accélération de la zone II.}$$

$$W_p = \mathbf{2.05 \text{ kg/ml}} \quad \text{Poids de l'acrotère.}$$

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

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.05 = \mathbf{0.982 \text{ kg/ml}}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

3.2.3 Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :

3.2.3.1 ELU :

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.05 = \mathbf{2.8 \text{ KN}}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.984 = \mathbf{1.47 \text{ KN.m}}$$

$$T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 0.984 = \mathbf{1.47 \text{ KN}}$$

3.2.3.2 ELS :

$$N_s = G = \mathbf{2.05 \text{ KN}}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0.984 = \mathbf{0.984 \text{ KN.m}}$$

$$T_s = Q = \mathbf{0.984 \text{ KN}}$$

3.2.4 Calcul de ferrailage :

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

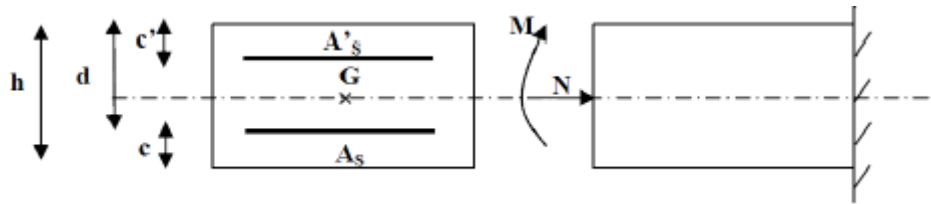


Figure 3.20 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 10 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

3.2.4.1 ELU : Détermination de l'excentricité : eu

$$eu = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.47}{2.8} = 0.525 \text{ m}$$

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

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 f_i à la flexion composée.

Vérification de la méthode forfaitaire :

On doit vérifier :

$$\frac{lf}{h} \leq \text{Max} \left(15; \frac{20e1}{h} \right)$$

$$e1 = \frac{M}{N} + ea = 52.5 + 2 = 54.5 \text{ cm}$$

$$ea = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{1}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{lf}{h} = \frac{200}{10} = 20 \text{ cm} < 54.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Le calcul se fait en flexion simple avec les sollicitations suivantes :}$$

$$- N' = N = 2.8 \text{ KN}$$

$$- M' = N' \left(\frac{M}{N} + ea + e2 \right) = 2.8 (52.5 + 2 + 3.2) = 2 \text{ KN.m}$$

$$e2 = \frac{3lf}{10000h} (2 + \alpha \emptyset) = 3.7 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 2$$

$$\alpha = \frac{Ms(G)}{Ms(G+Q)} = 30$$

3.2.5 Calcul en flexion simple :

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

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{2000}{100 \times 14.2 \times 9^2} = \mathbf{0.017}$$

$\mu = \mathbf{0.007} < \mu_1 = \mathbf{0.392}$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.017)}) = \mathbf{0.021}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.021 = \mathbf{0.99}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{759000}{0.99 \times 348 \times 9} = \mathbf{0.52 \text{ cm}^2}$$

3.2.6 Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée :

$$A_{cal} = A_1 - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0.52 - \frac{02310}{348} = \mathbf{0.47 \text{ cm}^2}$$

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

Soit : 7T10 = $\mathbf{3.52 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/m}}$

3.2.6.1 Les armatures des répartitions :

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

Soit : 7T8 = $\mathbf{5.50 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

3.2.7 Vérifications à l'ELU :

3.2.7.1 Condition de non fragilité :

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

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \times \frac{es - 0.445 \times d}{es - 0.185 \times d} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{25}{400} \times \frac{0.367 - 0.445 \times 8}{0.367 - 0.185 \times 8} =$$

$$\mathbf{1.04 \text{ cm}^2}$$

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

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

Condition vérifiée.

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

3.2.7.2 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 :

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.73 \times 10^3}{100 \times 8} = 0.020 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.020 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

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

3.2.7.3 Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 50 \times y_1^2 + 82.50 \times y_1 - 1072.50$$

$$y_1 = 3.88 \text{ cm}$$

3.2.7.4 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{100 \times 3.88^3}{12} + 15 \times (5.50 \times (8 - 3.88)^2) = 8808.92 \text{ cm}^4$$

3.2.7.5 Vérification des contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{1730}{8808.92} \times 3.88 = 1.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

3.2.7.6 Vérification des contraintes dans les aciers :

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

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

$$200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = \frac{15 \times 1730}{2116.41} \times (8 - 3.88) = 67.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 67.40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

3.2.7.7 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 :

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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

A : Coefficient d'accélération de la zone IIa.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

$C_p = 0.8$ (élément en console)

W_p : Poids de l'acrotère.

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

$$\text{Alors : } F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.5 = 0.774 \text{ KN/ml}$$

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

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.

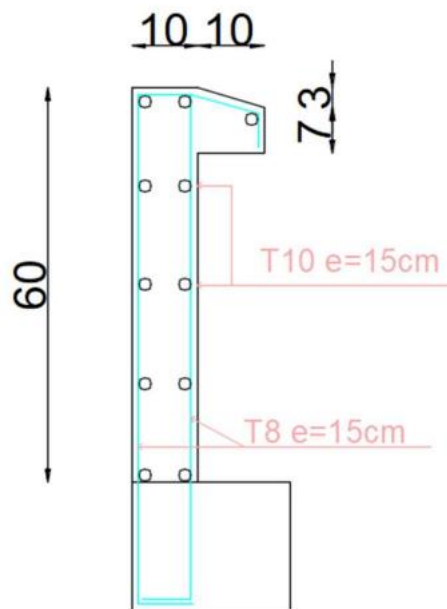


Figure 3.21 : Schémas ferrailage de l'acrotère.

3.3 Etude d'escalier :

3.3.1 Introduction :

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

3.3.2 Définition des éléments d'un escalier :

- ❖ Emmarchement : largeur de l'escalier qu'on peut emprunter.
- ❖ Giron : distance horizontale entre les nez de deux marches successives.
- ❖ Marche : surface plane de l'escalier où l'on pose les pieds.
- ❖ Contremarche : face verticale reliant, quand elles existent, deux marches successives.
- ❖ Nez de marche : bord extérieur de la marche.
- ❖ Hauteur de marche : distance verticale séparant deux nez de marches successives.
- ❖ Palier : plan horizontal plus large que les marches courantes
- ❖ Volée : ensemble de marches compris entre deux paliers.

3.3.2.1 Vérification de la loi de BLANDEL :

On a opté pour des escaliers à volées droites avec palier intermédiaire.

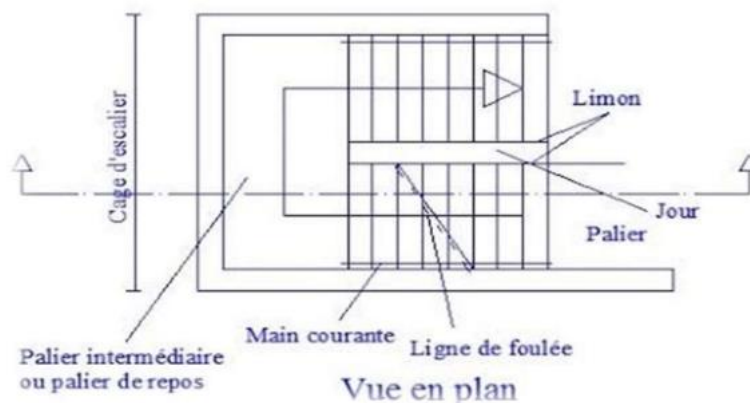


Figure 3.22 : escalier à volées droites avec palier intermédiaire.

$$\begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ ep = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

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

Condition vérifiée.

3.3.3 Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1 m d'embranchement.

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

3.3.3.1 Charges permanentes :

3.3.3.1.1 Palier :

Désignation	Poids 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 3.11 : Les charges de Palier.

3.3.3.1.2 Pillasse :

Matériaux	Poids 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 pillasse	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 :			2,5

Tableau 3.12 : Les charges de la pillasse.

3.3.3.2 Charges d'exploitations :

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

Charge de mur extérieur :

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

Avec :

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

3.3.3.3 Combinaison de charges :

3.3.3.3.1 Etat limite ultime (ELU) :

Palier : $q1_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 4.79 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.217 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $q2_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 6.77 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.890 \text{ KN/ml}$

3.3.3.3.2 Etat limite service (ELS) :

Palier : $q1_s = G + Q = 4.79 + 2.5 = 7.290 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $q2_s = G + Q = 6.77 + 2.5 = 9.270 \text{ KN/ml}$

3.3.3.4 Le schéma statique :

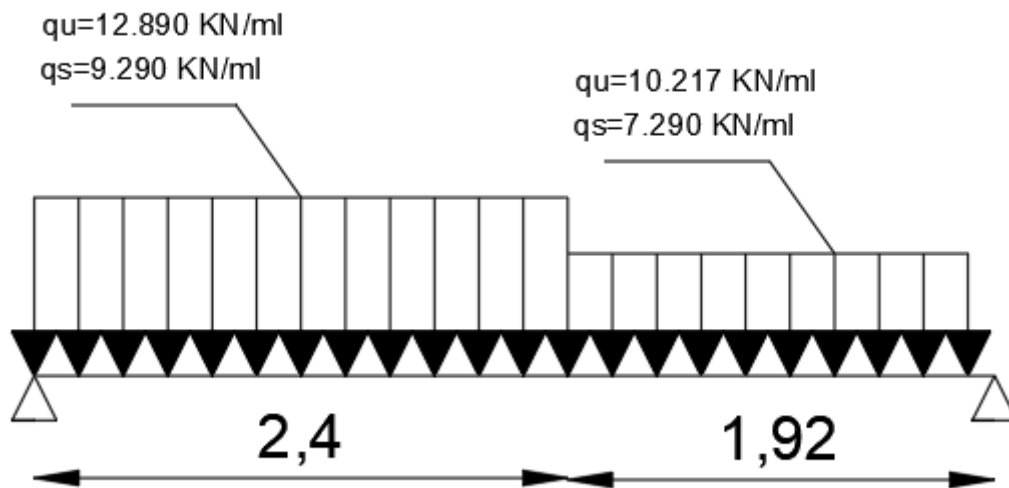


Figure 3.23 : Schéma statique des escaliers.

3.3.4 Calcul des efforts internes :

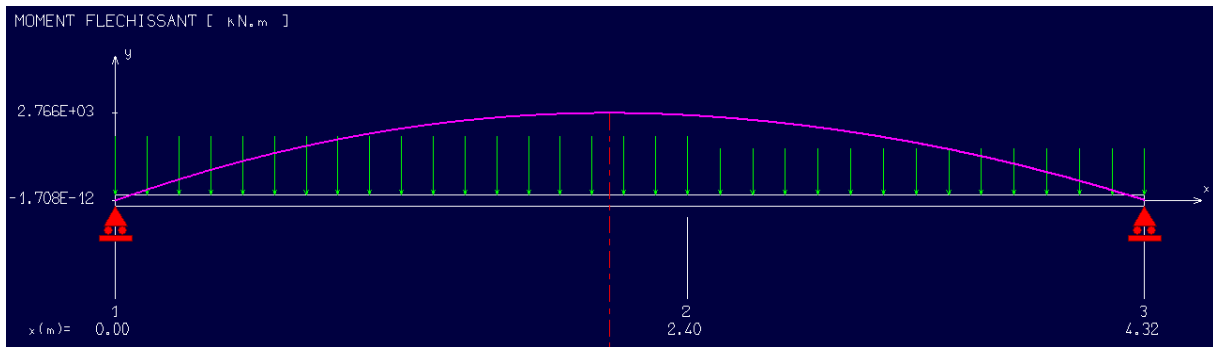


Figure 3.24 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

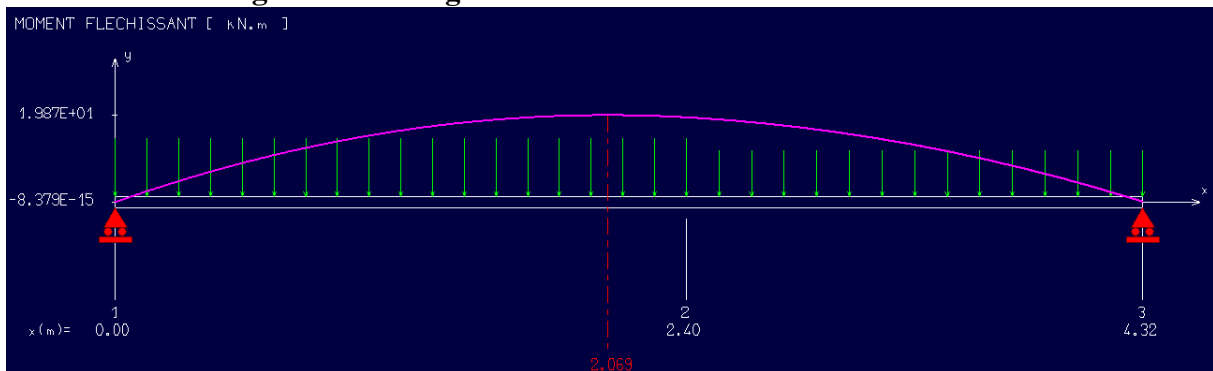


Figure 3.25 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

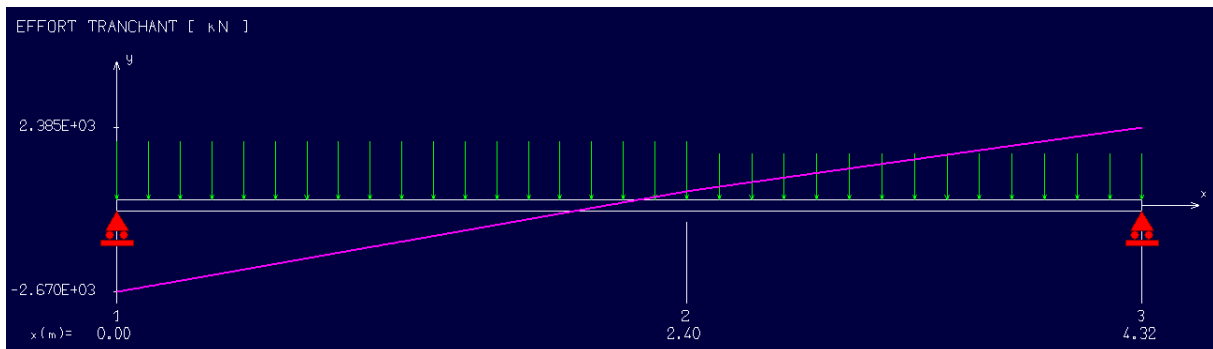


Figure 3.26 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

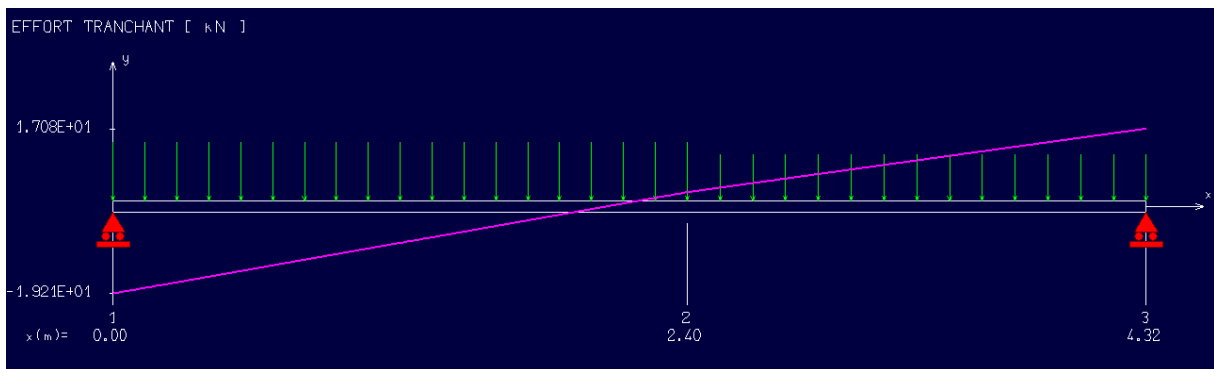


Figure 3.27 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

3.3.5 En travée :

3.3.6 Etat limite ultime (E L U) :

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

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

3.3.6.1 Armatures principales :

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

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

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

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

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

Soit 7T10 = 5.50 cm², avec un espacement de St = **15 cm/ml**

3.3.6.2 Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.50}{4} = \mathbf{1.35 \text{ cm}^2}$$

Soit 4T10 = **3.14 cm²**, avec un espacement de St = **25 cm/ml**.

3.3.7 Vérifications à l'ELU :

3.3.7.1 Condition de non fragilité :

(BAEL99 /Art A.4.2.1).

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

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.57 \text{ cm}^2}$$

3.3.7.2 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 :

$$T_u = \mathbf{23.85 \text{ KN}}$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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

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

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.3.7.3 Vérification d'adhérence des barres :

(BAEL91/ Art 6.1, 3)

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

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

ψ : Barres de haute adhérence.

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5 \times 2.4 = 17.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sz} = 0.973 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 17.28 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

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

3.3.7.4 Longueur de scellement droit :

(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

3.3.7.4.1 Armatures longitudinales :

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

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

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

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

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).

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

3.3.7.4.2 Armatures transversales :

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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

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

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).

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

3.3.7.5 Espacement des barres :

3.3.7.5.1 Armatures longitudinales :

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

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

3.3.7.5.2 Armatures transversales :

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

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

3.3.8 Calcul à l'ELS :

3.3.8.1 Calcul des efforts internes :

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

3.3.8.2 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_{coh} \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 82.50 \times yl - 1072.50$$

$$yl = \mathbf{3.88 \text{ cm}}$$

3.3.8.3 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 5.18^2}{3} + 15 \times (10.78 \times (13.5 - 5.18)^2)$$

$$I = \mathbf{8808.92 \text{ cm}^4}$$

3.3.8.4 Vérification des contraintes dans le béton :

(Art A.4.5.2/BAEL 91)

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{16890}{8808.92} \times 3.88 = \mathbf{0.192 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.192 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

3.3.8.5 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 MPa

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 16890}{8808.92} \times (13 - 3.88) = \mathbf{0.262 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{0.262 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{200 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

3.3.9 En appuis :

3.3.10 Etat limite ultime (E L U) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13.5 \text{ cm} \\ c = 1.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$M = 0.3 \times 27.66 = \mathbf{8.298 \text{ KN.m}}$$

3.3.10.1 Armatures principales :

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

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

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

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

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

Soit 7T10 = **5.50 cm²**, avec un espacement de St = **15 cm/ml**

3.3.10.2 Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.35 \text{ cm}^2$$

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

3.3.11 Vérifications à l'ELU :

3.3.11.1 Condition de non fragilité :

(BAEL99 /Art A.4.2.1).

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

3.3.11.2 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 :

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

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

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

Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.3.11.3 Vérification d'adhérence des barres :

(BAEL91/ Art 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.

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5 \times 2.4 = 17.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sz} = 0.973 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 17.28 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

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

3.3.11.4 Longueur de scellement droit :

(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

3.3.11.4.1 Armatures longitudinales :

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

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

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

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

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).

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

3.3.11.4.2 Armatures transversales :

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

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

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

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

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).

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

3.3.11.5 Espacement des barres :

3.3.11.5.1 Armatures longitudinales :

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

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

3.3.11.5.2 Armatures transversales :

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

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

3.3.12 Calcul à l'ELS :

$$q1_s = (G + Q) \times 1.3 = (6.77 + 2.5) \times 1.3 = 12.05 \text{ KN/ml}$$

4.4.5.5.1. Calcul des efforts internes :

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

3.3.12.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_{coh} \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 82.50 \times yl - 1072.50$$

$$yl = 3.88 \text{ cm}$$

3.3.12.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 5.18^3}{3} + 15 \times (10.78 \times (13.5 - 5.18)^2)$$

$$I = 8808.92 \text{ cm}^4$$

3.3.12.3 Vérification des contraintes dans le béton :

(Art A.4.5.2/BAEL 91)

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{3.974 \times 1000}{8808.92} \times 3.88 = 0.045 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.045 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

3.3.12.4 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 MPa

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 39.5}{12087.67} \times (13 - 3.88) = 0.062 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.062 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

3.3.13 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.

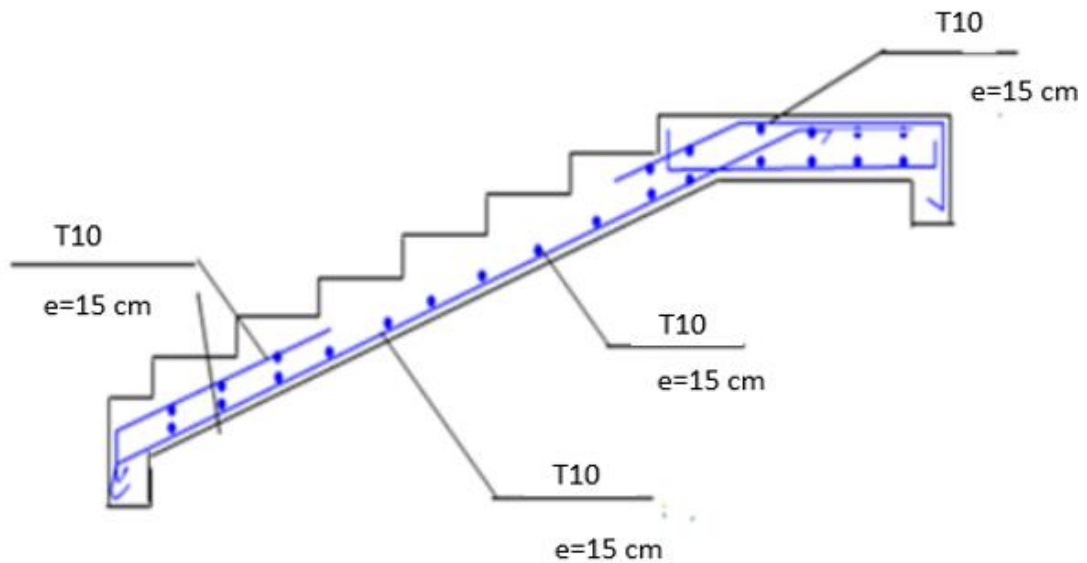


Figure 3.28 : Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse

3.4 Etude des balcons :

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastree à son extrémité, donc ces éléments de structure vont subir des charges particulières.

Le balcon 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.

Le calcul se fera pour une bande de **1.30 m**.

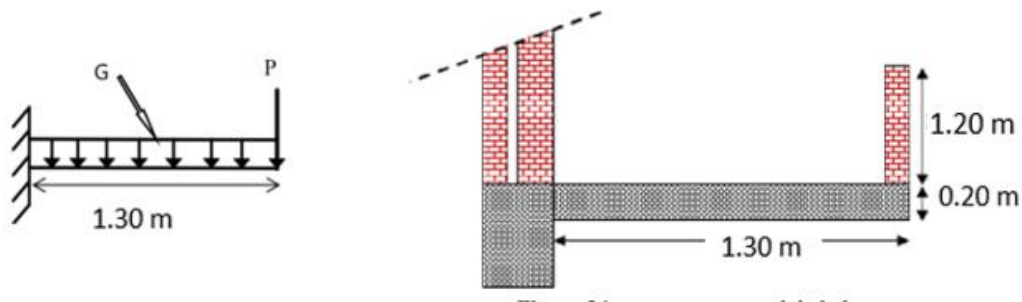


Figure 3.29 : Schéma statique et coupe transversal du balcon.

3.4.1 Epaisseur de balcon :

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

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

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

3.4.2 Détermination des charges :

3.4.2.1 Descente de charges :

Charges permanentes :

Matériaux	Poids volumique [KN/m ³]	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 3.13 : Balcon.

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

Surcharges d'exploitation :

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

3.4.2.2 Charge permanente :

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 de 1m de hauteur :

$$g = ((0,9 + (2 \times 0,2)) \times 1 \times 1,5 = 1,950 \text{ KN}$$

3.4.2.3 Charges d'exploitations :

Surcharge : $Q = Q \times L = 3,5 \times 1,3 = 4,550 \text{ KN/m}$

3.4.3 Calcul à l'état limite ultime et servis (ELU et ELS) :

Le balcon sera calculé en flexion simple.

3.4.3.1 Combinaison de charge :

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 6,279 + 1,5 \times 4,550 = 15,302 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 1,950 = 2,633 \text{ KN}$$

$$q_s = G + Q = 6,279 + 4,550 = 10,829 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 1,560 \text{ KN}$$

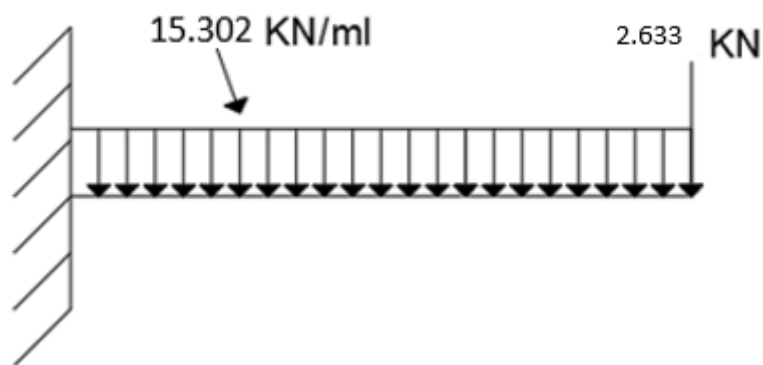


Figure 3.30 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

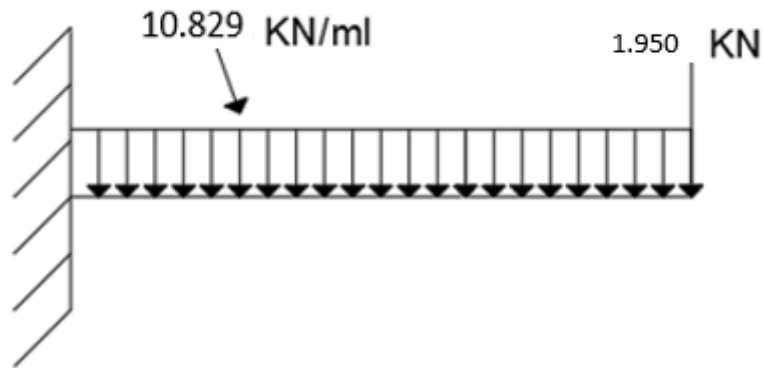


Figure 3.31 : Schéma statique de calcul à l'ELS.

3.4.3.2 Calcul des efforts internes :

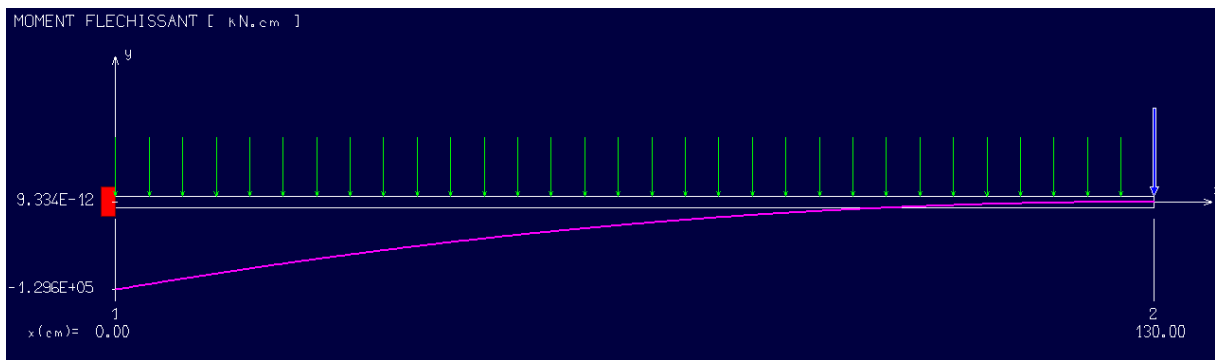


Figure 3.32 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

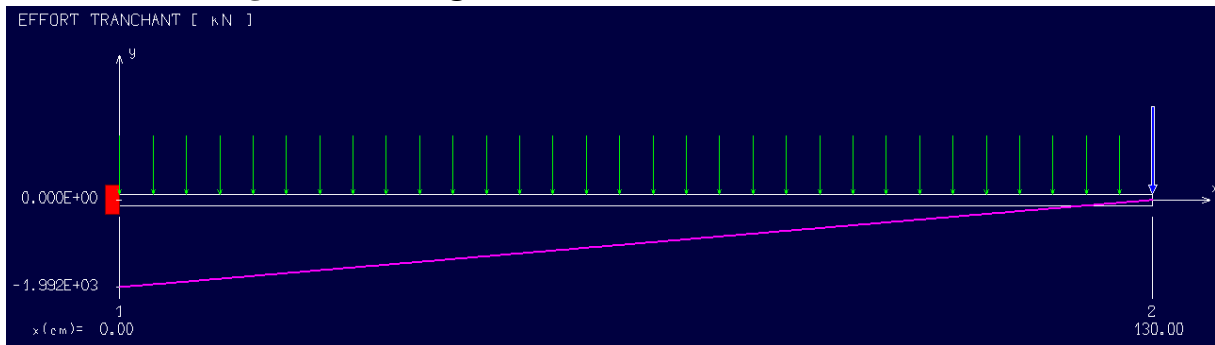


Figure 3.33 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

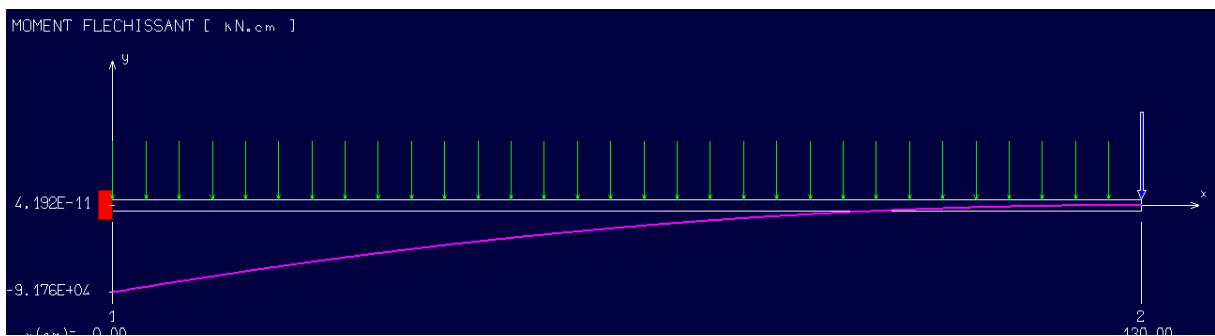


Figure 3.34 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

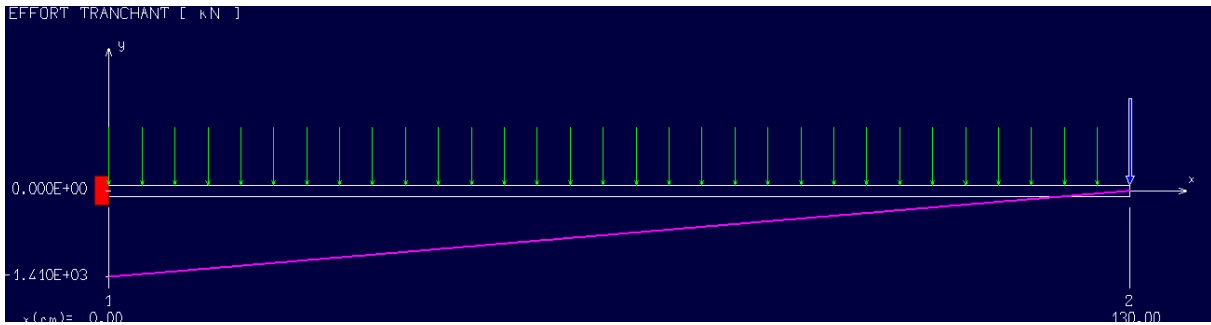


Figure 3.35 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

3.4.4 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.

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

3.4.4.1 Moment réduit :

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

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

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

3.4.4.2 Armatures principales :

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

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

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

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

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

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

Soit : $7T10 = \mathbf{5.50 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/m}}$

3.4.4.3 Les armatures des répartitions :

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

Soit : 9T8 = **4.25 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

3.4.5 Vérfications à l'ELU :

3.4.5.1 Condition de non fragilité :

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

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

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

$$A_{min} = \mathbf{1.26 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{5.50 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

3.4.5.2 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 :

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

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

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

$$\tau_u = \mathbf{0.153 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

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

3.4.5.3 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.

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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

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

$$\tau_{sz} = \mathbf{0.813 \text{ MPa}} < \overline{\tau}_{se} = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

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

3.4.5.4 Longueur de scellement droit :

3.4.5.4.1 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).

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

3.4.5.5 Armatures transversales :

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

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

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

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

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).

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

3.4.5.6 Vérification des espacements des barres :

(Art A.4.5 ,33 BAEL99)

3.4.5.6.1 Armatures longitudinales :

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

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

3.4.5.6.2 Armature transversale :

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

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 35 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

3.4.6 Vérification à l'ELS :

3.4.6.1 Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 50 \times y_1^2 + 82.50 \times y_1 - 1072.50$$

$$y_1 = \mathbf{3.88 \text{ cm}}$$

3.4.6.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{100 \times 3.38^3}{12} + 15 \times (5.50 \times (13 - 3.38)^2) = \mathbf{8808.92 \text{ cm}^4}$$

3.4.6.3 Vérification des contraintes dans le béton :

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.104 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

3.4.6.4 Vérification des contraintes dans les aciers :

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

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

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

$$\sigma_s = \mathbf{0.142 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_s = \mathbf{200 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

3.4.7 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 :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_{ser}}$$

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.3} = 0.11 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{cases}$$

Condition vérifiée.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.3} = 0.11 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{12.446}{10 \times 12.446} = 0.1 \end{cases}$$

Condition vérifiée.

$$\begin{cases} \frac{A}{b \times d} = \frac{5.50}{100 \times 13} = 0.00423 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{cases}$$

Condition vérifiée.

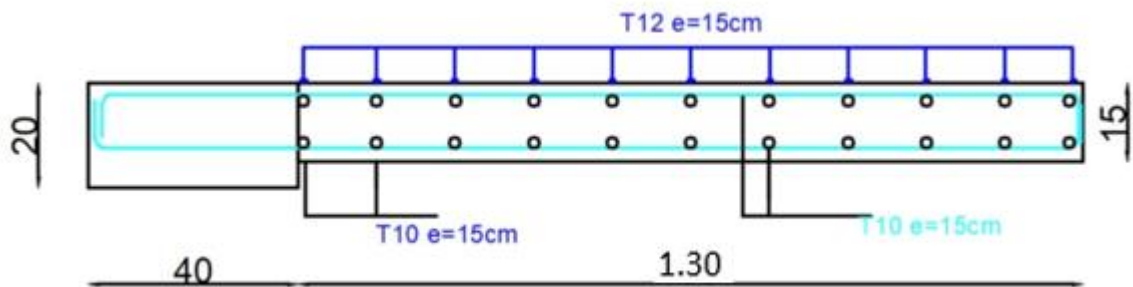


Figure 3.36 : Schéma de ferrailage balcon.

3.5 Calcul de la salle machine :

3.5.1 Introduction :

C'est un appareil avec lequel on élève ou on descend des personnes et des chargements aux différents niveaux du bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

La surface du cabinet est : $S = 2.25 \times 1.30 = 2.43 \text{ m}^2$. Ce dernier peut contenir 9 personnes, la charge totale transmise par le système de levage et par le cabinet est :

$$p = 90 \text{ KN}$$

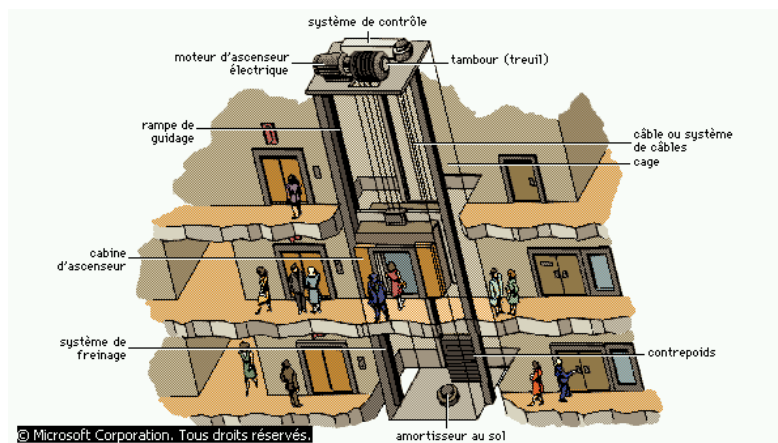


Figure 3.37 : Schémas d'un ascenseur dans un bâtiment.

3.5.2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine à l'ELU :

3.5.2.1 Epaisseur de la dalle h_0 :

$$h \geq \frac{L_x}{30} = \frac{225}{30} = 7.5 \text{ cm}$$

Selon les exigences de RPA 2003 l'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de :

$$h \geq 12 \text{ cm. Donc on opteh} = 20 \text{ cm.}$$

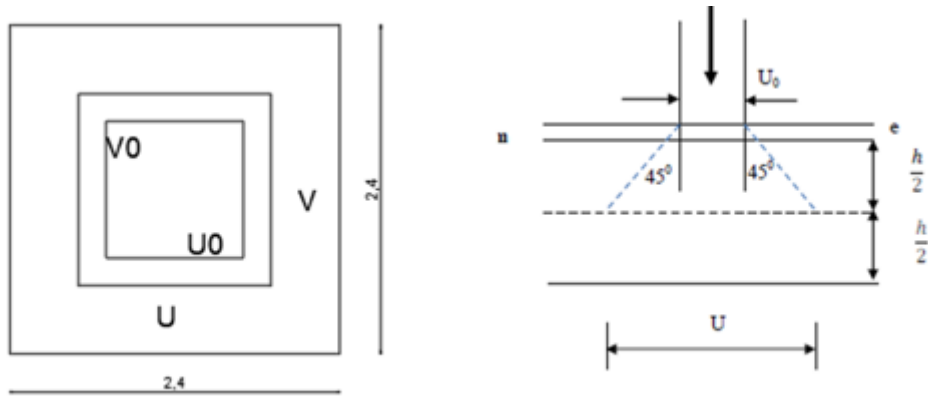


Figure 3.38 : Schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur 4 appuis elle est soumise à une charge localisé concentrique agissante sur un rectangle ($U \times V$). Son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

On a :

$$U = U_0 + 2\xi e + h_0$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_0$$

Avec : $h = 20 \text{ cm}$

e : Revêtement de la dalle ($e = 5 \text{ cm}$).

$\xi = 1$ Pour le béton.

$$U_0 = 80 \text{ cm}$$

$$V_0 = 80 \text{ cm}$$

On aura :

$$U = U_0 + 2\xi e + h_0 = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 20 = \mathbf{110 \text{ cm}}$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_0 = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 20 = \mathbf{110 \text{ cm}}$$

Les côtés U_0 et V_0 sont respectivement parallèles à L_x et L_y .

3.5.3 Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} du système du levage :

Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnes par

ν : Coefficient de poisson ; $\nu = 0$ à l'ELU

$$\frac{u}{L_x} = \frac{110}{225} = \mathbf{0.48}$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

$$\frac{v}{L_y} = \frac{110}{130} = \mathbf{0.84}$$

$$\text{Donc : } M1 = \mathbf{0.048 \text{ KN.m}}$$

$$M2 = \mathbf{0.084 \text{ KN.m}}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = \mathbf{121.5 \text{ KN}}$$

$$M1_x = M1 \times P_u \times U \times V = 0.048 \times 121.5 \times 1.10 \times 1.10 = \mathbf{7.057 \text{ KN.m}}$$

$$M1_y = M2 \times P_u \times U \times V = 0.084 \times 121.5 \times 1.10 \times 1.10 = \mathbf{12.349 \text{ KN.m}}$$

3.5.4 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

(Méthode BAEL 91)

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Les moments sont donnés par les formules :

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = 0.20 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 22 = \mathbf{6.1 \text{ KN/ml}}$$

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

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = \mathbf{9.74 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{1s} = (G + Q) \times 1.3 = 6.1 + 1 = \mathbf{7.1 \text{ KN/ml}}$$

$$\begin{cases} M2_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M2_y = \mu_y \times M2_x \end{cases}$$

$$\text{On a : } P = \frac{130}{225} = 0.58 > 0.4 \quad \text{Donc la dalle porte en deux sens.}$$

ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0851 \\ \mu_y = 0.2703 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M2_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0851 \times 9.74 \times 1.30^2 = \mathbf{1.401 \text{ KN.m}} \\ M2_y = \mu_y \times M2_x = 0.2703 \times 1.401 = \mathbf{0.608 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0897 \\ \mu_y = 0.4462 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M2_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0897 \times 7.1 \times 1.30^2 = \mathbf{1.167 \text{ KN.m}} \\ M2_y = \mu_y \times M2_x = 0.4462 \times 1.167 = \mathbf{0.521 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

3.5.5 Les moments agissants sur la dalle :

ELU :

$$M_x = M1_x + M2_x = 0.048 + 1.401 = \mathbf{1.449 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M1_y + M2_y = 0.084 + 0.608 = \mathbf{0.692 \text{ KN.m}}$$

ELS :

$$M_x = M1_x + M2_x = 0.048 + 1.167 = \mathbf{1.215 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M1_y + M2_y = 0.084 + 0.521 = \mathbf{0.605 \text{ KN.m}}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

Sens xx :

ELU :

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 1.449 = \mathbf{1.232 \text{ KN.m}}$$

$$M_a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 1.449 = \mathbf{-0.435 \text{ KN.m}}$$

ELS :

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 1.215 = \mathbf{1.033 \text{ KN.m}}$$

$$M_a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 1.215 = \mathbf{-0.365 \text{ KN.m}}$$

Sens yy :

ELU :

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 0.692 = \mathbf{0.588 \text{ KN.m}}$$

$$M_a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 0.692 = \mathbf{-0.208 \text{ KN.m}}$$

ELS :

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 0.605 = \mathbf{0.514 \text{ KN.m}}$$

$$M_a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 0.605 = \mathbf{-0.182 \text{ KN.m}}$$

3.5.6 Ferraillage de la dalle :

3.5.6.1 Dans le sens x-x :

3.5.6.1.1 En travée :

3.5.6.1.1.1 Etat limite ultime (E L U) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ d = 18 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

3.5.6.1.1.1.1 Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{0.588 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 18^2} = \mathbf{0.0013}$$

$\mu < \mu_1$ $0.00027 < 0.392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0013}) = \mathbf{0.002}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.002 = \mathbf{0.999}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.588 \times 10^3}{0.999 \times 18 \times 348} = \mathbf{0.09 \text{ cm}^2}$$

Soit 7T10 = $\mathbf{5.50 \text{ cm}^2}$, avec un espacement de St = $\mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

3.5.6.1.1.2 Vérifications à l'ELU :

3.5.6.1.1.2.1 Condition de non fragilité :

(BAEL99 /Art A.4.2.1).

$$A_{st} = 7T10 \quad A_{cho} = \mathbf{5.50 \text{ cm}^2}$$

$$P = \frac{A_x}{b \times h} \geq P_0 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

Avec :

P_0 : le rapport du volume des aciers à celui du béton.

$$P_0 = 0.8\text{‰} \text{ (HA de classe Fe E400)}$$

$$A_x \geq b \times h \times P_0 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_x \geq 100 \times 20 \times 0.0008 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{1.30}{2.25}\right) = \mathbf{1.93 \text{ cm}^2}$$

$$A_x = A_{min} = \mathbf{1.93 < 5.50 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

3.5.6.2 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 :

$$T_u = 121.5 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{121.5 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.675 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.5.6.3 Vérification d'adhérence des barres :

(BAEL91/ Art 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.

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

$$\tau_{se} = \frac{121.5 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 17.58} = 3.580 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5 \times 2.4 = 17.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sz} = 3.580 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 17.28 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

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

3.5.6.4 Longueur de scellement droit :

(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

3.5.6.4.1 Armatures longitudinales :

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

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

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

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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).

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

3.5.6.4.2 Armatures transversales :

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

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

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

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

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).

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

3.5.6.5 Espacement des barres :

3.5.6.5.1 Armatures longitudinales :

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

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

3.5.6.5.2 Armatures transversales :

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

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

3.5.7 Calcul à l'ELS :

3.5.7.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_{coh} \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 82.50 \times yl - 1485$$

$$yl = \mathbf{4.69 \text{ cm}}$$

3.5.7.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 4.69^3}{3} + 15 \times (5.50 \times (13.5 - 5.18)^2)$$

$$I = 18054.10 \text{ cm}^4$$

3.5.7.3 Vérification des contraintes dans le béton :

(Art A.4.5.2/BAEL 91)

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{514}{18054.10} \times 4.69 = 0.003 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.003 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

3.5.7.4 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 MPa

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 1033}{18054.10} \times (18 - 4.69) = 0.006 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.006 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

3.5.7.4.1 En appuis :

3.5.7.4.1.1 Etat limite ultime (E L U) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ d = 18 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

3.5.7.4.1.1.1 Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{0.208 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 18^2} = 0.0005$$

$\mu < \mu_l$ $0.00027 < 0.392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0005}) = 0.0001$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0001 = 0.999$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.208 \times 10^3}{0.999 \times 18 \times 348} = 0.03 \text{ cm}^2$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

Soit $7T10 = 5.50 \text{ cm}^2$, avec un espacement de $St = 15 \text{ cm/ml}$

3.5.7.4.1.2 Vérifications à l'ELU :

3.5.7.4.1.2.1 Condition de non fragilité :

(BAEL99 /Art A.4.2.1).

$$A_{st} = 7T10 \quad A_{cho} = 5.50 \text{ cm}^2$$

$$P = \frac{A_x}{b \times h} \geq P_0 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

Avec :

P_0 : le rapport du volume des aciers à celui du béton.

$$P_0 = 0.8\text{‰} \text{ (HA de classe Fe E400)}$$

$$A_x \geq b \times h \times P_0 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_x \geq 100 \times 20 \times 0.0008 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{1.30}{2.25}\right) = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_{\min} = 1.93 < 5.50 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

3.5.7.5 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 :

$$T_u = 121.5 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = 3 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \quad \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{121.5 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.675 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.5.7.6 Vérification d'adhérence des barres :

(BAEL91/ Art 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.

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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

$$\tau_{se} = \frac{121.5 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 17.58} = \mathbf{3.580 \text{ MPa}}$$

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

$$\tau_{sz} = \mathbf{3.580 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{se}} = \mathbf{17.28 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

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

3.5.7.7 Longueur de scellement droit :

(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

3.5.7.7.1 Armatures longitudinales :

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

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

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

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).

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

3.5.7.7.2 Armatures transversales :

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

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

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

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).

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

3.5.7.8 Espacement des barres :

3.5.7.8.1 Armatures longitudinales :

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

3.5.7.8.2 Armatures transversales :

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

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

3.5.8 Calcul à l'ELS :

3.5.8.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_{\text{coh}} \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 82.50 \times yl - 1485$$

$$yl = 4.69 \text{ cm}$$

3.5.8.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 4.69^3}{3} + 15 \times (5.50 \times (13.5 - 5.18)^2)$$

$$I = 18054.10 \text{ cm}^4$$

3.5.8.3 Vérification des contraintes dans le béton :

(Art A.4.5.2/BAEL 91)

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times yl = \frac{365}{18054.10} \times 4.69 = 0.002 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.002 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

3.5.8.4 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 MPa

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 365}{18054.10} \times (18 - 4.69) = 0.004 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.004 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

3.5.8.5 Dans le sens Y-Y :

3.5.8.5.1 En travée :

3.5.8.5.1.1 Etat limite ultime (E L U) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ d = 18 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

3.5.8.5.1.1.1 Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1.232 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 18^2} = \mathbf{0.00027}$$

$\mu < \mu_l$ $0.00027 < 0.392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00027}) = \mathbf{0.003}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.003 = \mathbf{0.999}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.323 \times 10^3}{0.908 \times 18 \times 348} = \mathbf{0.20 \text{ cm}^2}$$

Soit 7T10 = **5.50 cm²**, avec un espacement de St = **15 cm/ml**

3.5.8.5.1.2 Vérifications à l'ELU :

3.5.8.5.1.2.1 Condition de non fragilité :

(BAEL99 /Art A.4.2.1).

$$A_{st} = 7T10 \quad A_{cho} = \mathbf{5.50 \text{ cm}^2}$$

$$P = \frac{A_x}{b \times h} \geq P_0 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

Avec :

P_0 : le rapport du volume des aciers à celui du béton.

$$P_0 = 0.8\text{‰} \text{ (HA de classe Fe E400)}$$

$$A_x \geq b \times h \times P_0 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_x \geq 100 \times 20 \times 0.0008 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{1.30}{2.25}\right) = \mathbf{1.93 \text{ cm}^2}$$

$$A_x = A_{min} = \mathbf{1.93 < 3.14 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

3.5.8.6 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 :

$$T_u = 121.5 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{121.5 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.675 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.5.8.7 Vérification d'adhérence des barres :

(BAEL91/ Art 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.

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

$$\tau_{se} = \frac{121.5 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 17.58} = 3.580 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5 \times 2.4 = 17.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sz} = 3.580 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 17.28 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

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

3.5.8.8 Longueur de scellement droit :

(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

3.5.8.8.1 Armatures longitudinales :

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

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

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

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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).

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

3.5.8.8.2 Armatures transversales :

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

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

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

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).

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

3.5.8.9 Espacement des barres :

3.5.8.9.1 Armatures longitudinales :

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

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

3.5.8.9.2 Armatures transversales :

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

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

3.5.9 Calcul à l'ELS :

3.5.9.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_{coh} \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 82.50 \times yl - 1485$$

$$yl = \mathbf{4.69 \text{ cm}}$$

3.5.9.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 4.69^3}{3} + 15 \times (5.50 \times (13.5 - 5.18)^2)$$

$$I = 18054.10 \text{ cm}^4$$

3.5.9.3 Vérification des contraintes dans le béton :

(Art A.4.5.2/BAEL 91)

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{514}{18054.10} \times 4.69 = 0.003 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.003 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.5.9.4 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 MPa

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 514}{18054.10} \times (18 - 4.69) = 0.006 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.006 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 200 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.5.9.4.1 En appuis :

3.5.9.4.1.1 Etat limite ultime (E L U) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ d = 18 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

3.5.9.4.1.1.1 Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{0.208 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 18^2} = 0.0005$$

$\mu < \mu_l$ $0.00027 < 0.392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0005}) = 0.0001$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0001 = 0.999$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.208 \times 10^3}{0.999 \times 18 \times 348} = 0.03 \text{ cm}^2$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

Soit $7T10 = 5.50 \text{ cm}^2$, avec un espacement de $St = 15 \text{ cm/ml}$

3.5.9.4.1.2 Vérifications à l'ELU :

3.5.9.4.1.2.1 Condition de non fragilité :

(BAEL99 /Art A.4.2.1).

$$A_{st} = 7T10 \quad A_{cho} = 5.50 \text{ cm}^2$$

$$P = \frac{A_x}{b \times h} \geq P_0 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

Avec :

P_0 : le rapport du volume des aciers à celui du béton.

$$P_0 = 0.8\text{‰} \text{ (HA de classe Fe E400)}$$

$$A_x \geq b \times h \times P_0 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_x \geq 100 \times 20 \times 0.0008 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{1.30}{2.25}\right) = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_{\min} = 1.93 < 5.50 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

3.5.9.5 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 :

$$T_u = 121.5 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \begin{cases} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = 3 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \quad \overline{\tau_u} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{121.5 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.675 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.5.9.6 Vérification d'adhérence des barres :

(BAEL91/ Art 6.1, 3)

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

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

ψ : Barres de haute adhérence.

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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

$$\tau_{se} = \frac{121.5 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 17.58} = \mathbf{3.580 \text{ MPa}}$$

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

$$\tau_{sz} = \mathbf{3.580 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{se}} = \mathbf{17.28 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

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

3.5.9.7 Longueur de scellement droit :

(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

3.5.9.7.1 Armatures longitudinales :

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

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

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

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).

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

3.5.9.7.2 Armatures transversales :

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

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

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

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).

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

3.5.9.8 Espacement des barres :

3.5.9.8.1 Armatures longitudinales :

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

3.5.9.8.2 Armatures transversales :

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

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

3.5.10 Calcul à l'ELS :

$$M_{\text{ser}} = 39.50 \text{ KN.m}$$

3.5.10.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_{\text{coh}} \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 82.50 \times y_l - 1485$$

$$y_l = 4.69 \text{ cm}$$

3.5.10.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 4.69^3}{3} + 15 \times (5.50 \times (13.5 - 4.69)^2)$$

$$I = 18054.10 \text{ cm}^4$$

3.5.10.3 Vérification des contraintes dans le béton :

(Art A.4.5.2/BAEL 91)

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_l = \frac{182}{18054.10} \times 4.69 = 0.001 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.001 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

3.5.10.4 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 MPa

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 182}{18054.10} \times (18 - 4.69) = 0.001 \text{ MPa}$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

$$\sigma_s = 0.001 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

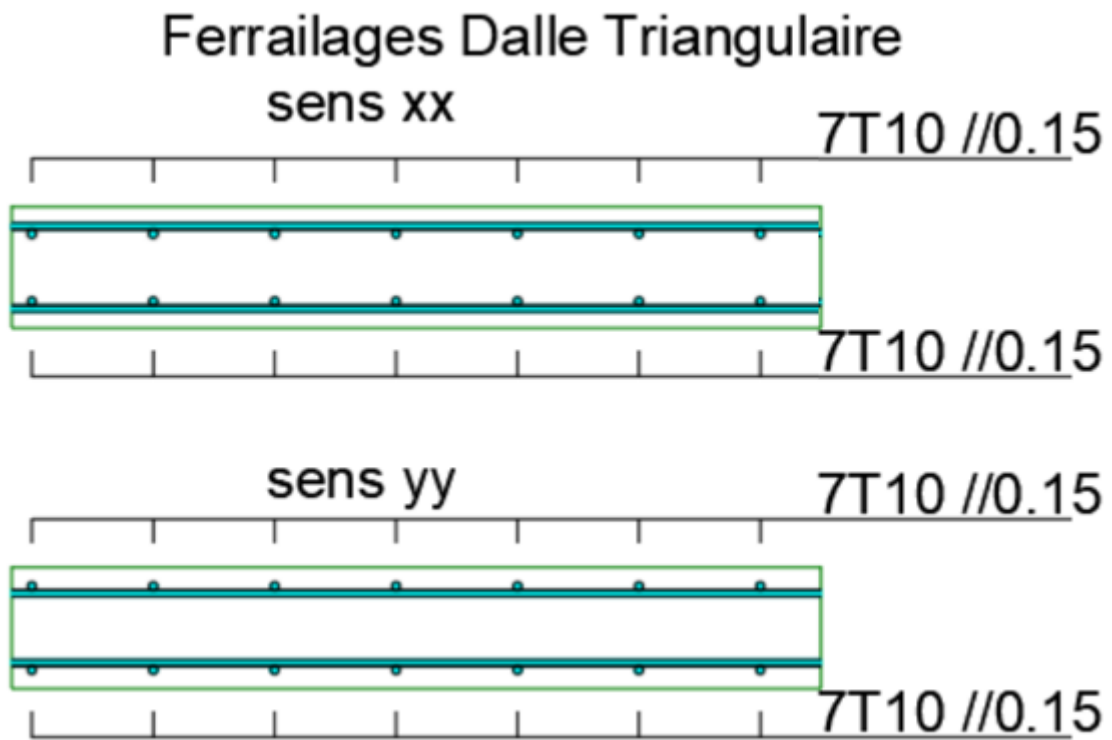


Figure 3.39 : Plan de ferrailage de la dalle triangulaire.

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA

4 Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

4.1 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.

4.2 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 accélérogramme.

4.2.1 Méthode statique équivalente :

4.2.1.1 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.

4.2.1.2 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.

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

4.2.2 Méthode dynamique modale spectrale :

4.2.2.1 Principe de la méthode dynamique modale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.2.2.2 Les 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 ;

4.3 Méthode d'analyse modale spectrale :

4.3.1 Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.3.2 Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

4.3.3 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

4.3.3.1 Coefficient d'accélération A :

Zone II, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya d'ORAN : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A = 0.15**

4.3.3.2 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**

4.3.3.3 Facteur de qualité Q :

4.3.3.3.1 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

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

- ❖ Perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- ❖ La structure a une force compacte, et le rapport :
- ❖ Longueur / largeur = $\frac{28.40}{19.92} = 1.43 < 4$
- ❖ Donc le critère est observé $p_q = 0.05$

4.3.3.4 Régularité en élévation :

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

4.3.3.4.1 Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : $p_q = 0.05$

4.3.3.4.2 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	0.05
2. Redondance en plan	0.05
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	0.30

Tableau 4.14 : Pénalités du facteur de qualité.

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.30$$

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

4.3.3.5 4.3.3.4. 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 : $\eta = 0.764 \geq 0.7$

4.3.3.6 Période T1 et T2 du site considérée S3 :

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

$$T_2 = 0.50 \text{ s}$$

4.3.3.7 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2 003, page 45)

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

4.3.3.8 Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

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

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

$$G + Q \mp 1.2 \times E$$

$$0.8 \times G \mp E$$

4.3.3.9 Estimation de la période fondamentale de la structure :

On donc :

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

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)

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

4.3.3.10 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 :

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

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.

$$h_N = \mathbf{35.53 \text{ m}}$$

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

$$d_x = \mathbf{28.40 \text{ m}}$$

$$d_y = \mathbf{19.92 \text{ m}}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times 35.53^{3/4} = \mathbf{0.73 \text{ s}}$$
 Dans les deux directions.

$$T_x = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0.09 \times \frac{35.53}{\sqrt{28.40}} = \mathbf{0.60 \text{ s}}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0.09 \times \frac{35.53}{\sqrt{19.92}} = \mathbf{0.72 \text{ s}}$$

$$T_x = \min(T; T_x) = \mathbf{0.60 \text{ s}}$$

$$T_y = \min(T; T_y) = \mathbf{0.72 \text{ s}}$$

$$T = \max(0.65 ; 0.53) = \mathbf{0.60 \text{ s}}$$

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

$$D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{0.77}\right)^{2/3} = \mathbf{1.432 \text{ s}}$$

$$D_y = D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{0.87}\right)^{2/3} = \mathbf{1.320 \text{ s}}$$

4.4 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.

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 6.2 présent les masses calculé le **Robot**.

$$w_i = 107409.19 \text{ KN}$$

4.5 Modélisation de la structure :

4.5.1 Position des voiles :

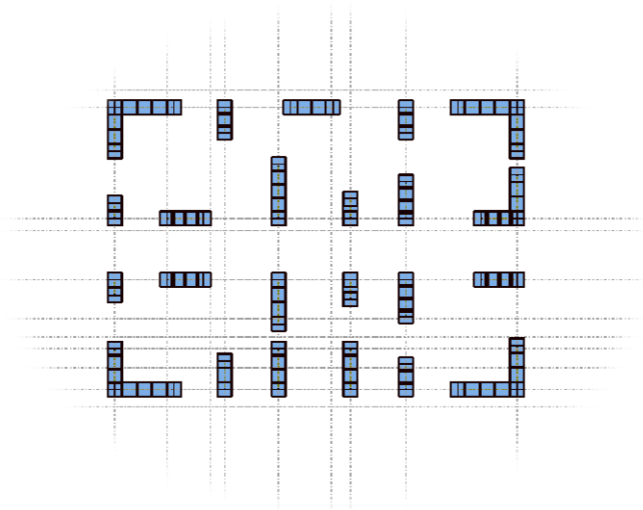


Figure 4.40 : Disposition des voiles.

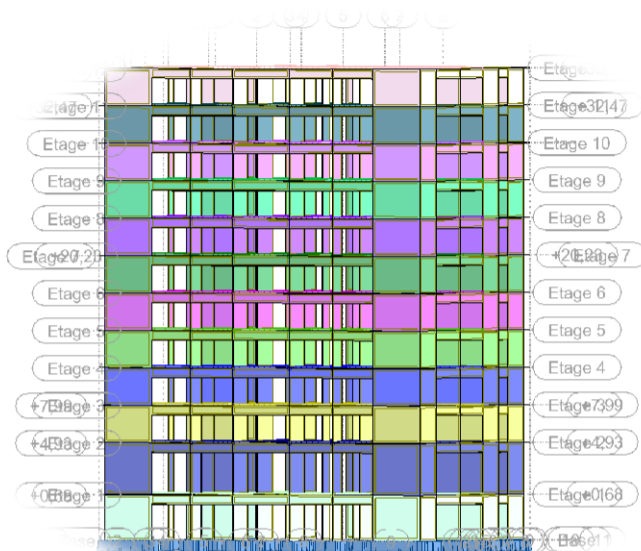


Figure 4.41 : Vue de la structure modélisée.

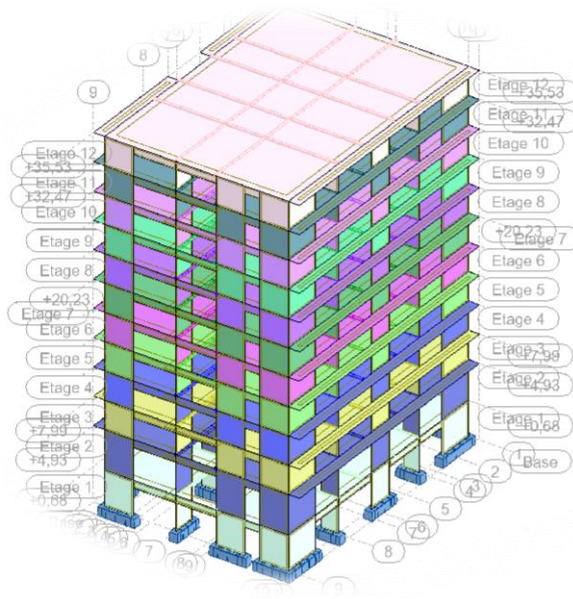


Figure 4.42 : Vue de la structure modélisée.

4.6 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).

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.432 \times 1.25}{3.5} \times 107409.19 = \mathbf{8238.71 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.320 \times 1.25}{3.5} \times 107409.19 = \mathbf{7594.64 \text{ KN}}$$

4.7 Résultats de calcul :

		Facteur de participation massique			
Mode	Période(s)	Ux	Uy	Ux	Uy
1	0,87	73,60	0,21	73,60	0,21
2	0,77	73,80	75,26	0,20	75,06
3	0,49	74,43	75,47	0,63	0,21
4	0,24	88,27	75,59	13,84	0,12
5	0,22	88,46	88,76	0,19	13,16
6	0,14	88,50	89,04	0,04	0,29
7	0,11	92,50	89,61	4,01	0,57
8	0,11	93,27	93,20	0,77	3,59
9	0,07	95,14	93,57	1,87	0,37
10	0,07	95,14	93,57	0,00	0,00

Tableau 4.15 : Taux de participation modale.

D'après les résultats trouvés on constate que :

$$T_{\text{emp}} = 0.60 \text{ s} \quad T_{\text{dyn}} = 0.76 \text{ s}$$

Selon RPA 99 V 2003 il faut que : $1.3 T_{\text{emp}} > T_{\text{dyn}}$ $0.76 \text{ s} > 0.71 \text{ s}$

- ❖ 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).

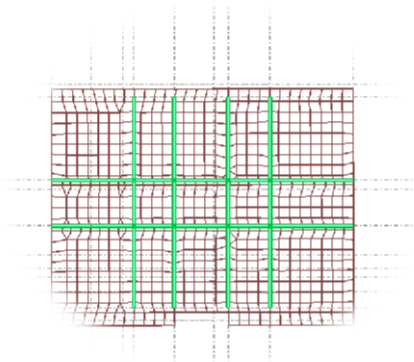


Figure 4.43 Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y).

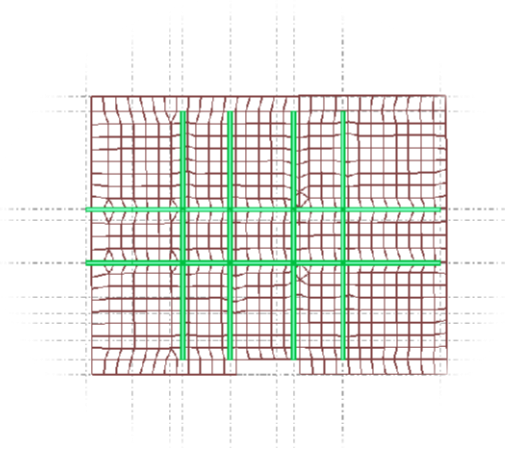


Figure 4.44 : Le 2er mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x).

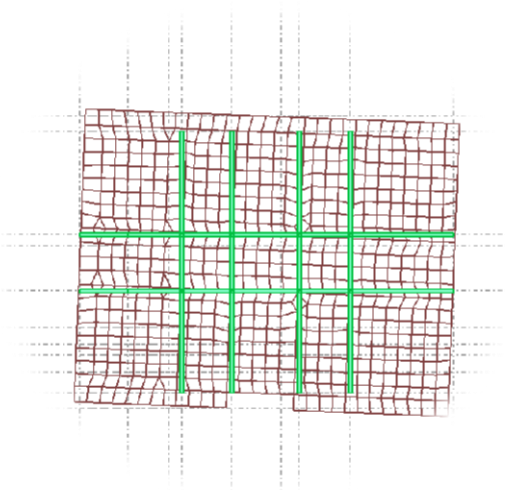


Figure 4.45 : le 3ème mode de torsions.

4.7.1 Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003

Direction x-x : 7ème mode : Masse cumulée = 92.50. %

Direction y-y : 8ème mode : Masse cumulée = 93.20 %

Masse cumulée > 90%

Condition vérifié.

4.8 Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

4.8.1 Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} E_{xt} = X_m - X_t \\ E_{yt} = Y_m - Y_t \end{cases}$$

X_m ; Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

X_t ; Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats de l'excentricité théorique du différent niveau sont :

Avec :

$$L_x = 26.50 \text{ m} \quad L_y = 14.80 \text{ m}$$

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

Niveaux	Masse (Kg)	G (x ; y) [m]	R (x ; y) [m]	Ix [Kg.m ²]	IY [Kg.m ²]	Ex0 [m]	Ey0 [m]	Ex2 [m]	Ey2 [m]
Etage 1	1407177,73	13,96 10,24	14,89 10,11	60446428,60	113003386,99	0,89	0,10	0,05	0,05
Etage 2	1522597,69	14,05 10,13	14,89 10,11	72860596,75	123101772,83	1,39	0,51	0,05	0,05
Etage 3	1387453,05	14,00 10,15	14,79 10,11	64045447,66	107598659,68	0,87	0,02	0,05	0,05
Etage 4	1387453,05	14,00 10,15	14,79 10,11	64045447,66	107598659,68	0,87	0,02	0,05	0,05
Etage 5	1387453,05	14,00 10,15	14,79 10,11	64045447,66	107598659,68	0,87	0,02	0,05	0,05
Etage 6	1387453,05	14,00 10,15	14,79 10,11	64045447,66	107598659,68	0,87	0,02	0,05	0,05
Etage 7	1387453,05	14,00 10,15	14,79 10,11	64045447,66	107598659,68	0,87	0,02	0,05	0,05
Etage 8	1387453,05	14,00 10,15	14,79 10,11	64045447,66	107598659,68	0,87	0,02	0,05	0,05
Etage 9	1387453,05	14,00 10,15 2	14,79 10,11	64045447,66	107598659,68	0,87	0,02	0,05	0,05
Etage 10	1387453,05	14,00 10,15	14,79 10,11	64045447,66	107598659,68	0,87	0,02	0,05	0,05
Etage 11	1312679,51	13,98 10,43	14,89 10,11	61339397,74	105834539,30	0,87	0,29	0,05	0,05
Etage 12	1633700,14	14,29 9,97	14,76 10,11	70559805,30	125311467,15	0,59	0,14	0,05	0,05

Tableau 4.16 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.

4.9 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	8238.71	6590.97	7491.68	C.V
Y	6590.97	6075.71	8064.65	C.V

Tableau 4.17 : les forces sismiques des deux directions.

4.10 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 : $\sigma_K = R \times \sigma_{eK}$

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	$\Delta_K^{dr x}$	$\Delta_K^{dr y}$	Niveaux	$\Delta_K^{dr x}$	$\Delta_K^{dr y}$
Etage 1	0,323	0,318	Etage 7	0,801	0,685
Etage 2	0,797	0,762	Etage 8	0,771	0,651
Etage 3	0,705	0,651	Etage 9	0,729	0,607
Etage 4	0,774	0,694	Etage 10	0,680	0,557
Etage 5	0,808	0,710	Etage 11	0,612	0,509
Etage 6	0,815	0,706	Etage 12	0,611	0,443

Tableau 4.18 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

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**

4.11 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 :

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

- 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'.

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

		Suivant (x-x)					Suivant (y-y)				
Niveau x	P	Δ	V	H	θ	Vérification	Δ	V	H	θ	Vérification
Etage 1	107284,90	0,323	7010,37	3,74	0,00132169	OK	0,318	8377,30	3,74	0,0010889051	OK
Etage 2	97522,70	0,797	7092,29	4,25	0,00257863	OK	0,762	7888,81	4,25	0,0022164619	OK
Etage 3	88188,62	0,705	6737,86	3,06	0,00301549	OK	0,651	7357,76	3,06	0,0025499196	OK
Etage 6	79490,93	0,774	6307,15	3,06	0,00318789	OK	0,694	6834,07	3,06	0,0026380086	OK
Etage 5	70783,07	0,808	5885,67	3,06	0,00317558	OK	0,710	6342,46	3,06	0,0025894563	OK
Etage 8	62077,50	0,815	5428,63	3,06	0,00304565	OK	0,706	5823,07	3,06	0,0024596057	OK
Etage 7	53372,91	0,801	4927,29	3,06	0,00283546	OK	0,685	5251,46	3,06	0,0022751496	OK
Etage 9	44669,56	0,771	4374,63	3,06	0,00257278	OK	0,651	4618,19	3,06	0,0020577824	OK
Etage 10	35967,10	0,729	3755,21	3,06	0,00228180	OK	0,607	3918,25	3,06	0,0018208767	OK
Etage 11	27265,20	0,680	3051,46	3,06	0,00198559	OK	0,557	3132,37	3,06	0,0015844167	OK
Etage 12	18568,34	0,612	2229,95	3,06	0,00166536	OK	0,509	2203,11	3,06	0,0014019524	OK

Tableau 4.19 : Vérification de l'effet P Δ sens X-X et sens Y-Y.

4.12 Vérification de renversement :

ETA GE	DIRECTION X								DIRECTION Y							
	V _x [KN]	F _x [KN]	h [m]	W [KN]	X _g [m]	Mr [KN]	Ms [KN]	Vérificat ion	V _x [KN]	F _x [KN]	h [m]	W [KN]	X _g [m]	Mr [KN]	Ms [KN]	Vérificat ion
1	7010,37	-81,92	3,74	122537,399	14,20	306,38	15252 10,51	OK	8377,3	488,49	8377,3	122537,399	9,96	1826,95	1069795,54	OK
2	7092,29	354,43	7,99			2831,90	15252 10,51	OK	7888,81	531,05	7888,81			4243,09	1069795,54	OK
3	6737,86	430,71	11,05			4759,35	15252 10,51	OK	7357,76	523,69	7357,76			5786,77	1069795,54	OK
4	6307,15	421,48	14,11			5947,08	15252 10,51	OK	6834,07	491,61	6834,07			6936,62	1069795,54	OK
5	5885,67	457,04	17,17			7847,38	15252 10,51	OK	6342,46	519,39	6342,46			8917,93	1069795,54	OK
6	5428,63	501,34	20,23			10142,11	15252 10,51	OK	5823,07	571,61	5823,07			11563,67	1069795,54	OK
7	4927,29	552,66	23,29			12871,45	15252 10,51	OK	5251,46	633,27	5251,46			14748,86	1069795,54	OK
8	4374,63	619,42	26,35			16321,72	15252 10,51	OK	4618,19	699,94	4618,19			18443,42	1069795,54	OK

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

9	3755,21	703,75	29,41		20697,29	15252 10,51	OK	3918,25	785,88	3918,25		23112,73	1069795,54	OK
10	3051,46	821,51	32,47		26674,43	15252 10,51	OK	3132,37	929,26	3132,37		30173,07	1069795,54	OK
11	2229,95	915,28	35,53		32519,90	15252 10,51	OK	2203,11	850,29	2203,11		30210,80	1069795,54	OK
12	1314,67	1314,67	38,59		50733,12	15252 10,51	OK	1352,82	1352,8 2	1352,82		52205,32	1069795,54	OK

Tableau 4.20 : Vérification de renversement.

4.13 Conclusion :

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 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

5 Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

5.1 Introduction ;

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel Robot, nous entament 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.

5.2 Les planchers :

5.2.1 Introduction ;

Les planchers en béton armé présentent des avantages qui expliquent leur utilisation de plus en plus répandue, non seulement le béton armé permet des réalisations variées et économique mais de plus, il offre, par son monolithisme, des garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments.

Les planchers en béton armé peuvent être entièrement coulés sur place (d'où nécessité de coffrage).

Ils peuvent être semi-préfabriqués (les éléments préfabriqués vont servir de coffrage) Ils peuvent être entièrement préfabriqués.

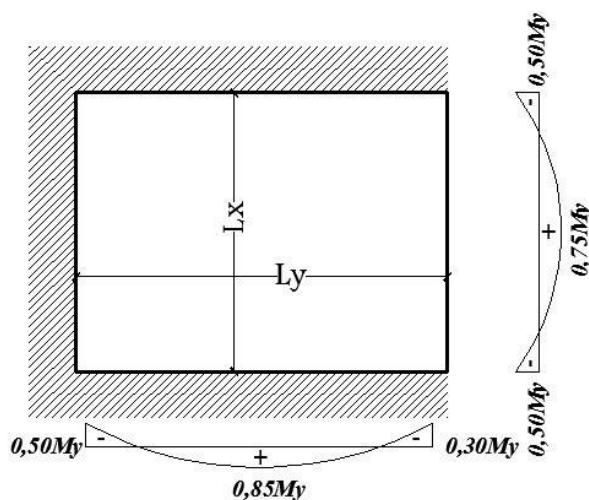


Figure 5.46 : Moment d'encastrement des dalles rectangulaires.

5.2.2 Tableau des sollicitations :

Planchers		M_{max}^t (KN. m)		M_{max}^a (KN. m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Planchers RDS	Sens-x	71.89	50.93	-26.95	-19.02
	Sens-y	88.45	62.58	-30.33	-21.41
Planchers Etages courants	Sens-x	50.60	36.76	-17.17	-12.48
	Sens-y	63.21	45.85	-19.94	-14.47
Planchers Terrasse	Sens-x	56.42	41.29	-22.18	-16.26
	Sens-y	66.20	48.46	-25.58	-18.74

Tableau 5.21 : Les valeurs des moments de chaque niveau.

5.2.3 Planchers sous-sol :

5.2.3.1 Ferraillage longitudinal :

Sens xx :

5.2.3.1.1 En travée :

5.2.3.1.1.1 Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{71.89 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 18^2} = \mathbf{0.157} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.157}) = \mathbf{0.214}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.214 = \mathbf{0.914}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{71.89 \times 10^3}{0.914 \times 435 \times 18} = \mathbf{10.05 \text{ cm}^2}$$

Soit : 10T14 = **15.39 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

5.2.3.1.1.2 Vérification à l'ELU :

5.2.3.1.1.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{1.74 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{1.74 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{15.39 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

5.2.3.1.1.2 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.

5.2.3.1.1.3 Vérification à l'ELS :

5.2.3.1.1.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 230.85 \times yl - 4155.30$$

$$yl = \mathbf{7.10 \text{ cm}}$$

5.2.3.1.1.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 7.10^3}{3} + 15 \times (15.39 \times (18 - 7.10)^2)$$

$$I = \mathbf{39357.64 \text{ cm}^4}$$

5.2.3.1.1.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{50.93 \times 10^3}{39357.64} \times 7.10 = \mathbf{9.182 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{9.182 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

5.2.3.1.1.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = \mathbf{250 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 50.93 \times 10^3}{39357.64} \times (18 - 7.10) = \mathbf{21.166 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{21.166 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{250 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

5.2.3.1.2 En appuis :

5.2.3.1.2.1 Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{26.95 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 18^2} = \mathbf{0.045} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}) = \mathbf{0.058}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.058 = \mathbf{0.977}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{26.95 \times 10^3}{0.977 \times 435 \times 18} = \mathbf{3.07 \text{ cm}^2}$$

Soit : 10T14 = **15.39 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

5.2.3.1.2.2 Vérification à l'ELU :

5.2.3.1.2.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{1.74 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.74 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{15.39 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

5.2.3.1.2.2.2 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.

5.2.3.1.2.3 Vérification à l'ELS :

5.2.3.1.2.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 230.85 \times yl - 4155.30$$

$$yl = \mathbf{7.10 \text{ cm}}$$

5.2.3.1.2.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 7.10^3}{3} + 15 \times (15.39 \times (18 - 7.10)^2)$$

$$I = \mathbf{39357.64 \text{ cm}^4}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

5.2.3.1.2.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

5.2.3.1.2.3.4 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{19.02 \times 10^3}{39357.64} \times 7.10 = \mathbf{3.429 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{3.429 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

5.2.3.1.2.3.5 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = \mathbf{250 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 19.02 \times 10^3}{39357.64} \times (18 - 7.10) = \mathbf{7.905 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{7.905 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{250 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

Sens YY :

5.2.3.1.3 En travée :

5.2.3.1.3.1 Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{88.45 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 17^2} = \mathbf{0.216} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.216}) = \mathbf{0.308}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.308 = \mathbf{0.877}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{88.45 \times 10^3}{0.877 \times 435 \times 17} = \mathbf{13.65 \text{ cm}^2}$$

Soit : 10T14 = $\mathbf{15.39 \text{ cm}^2}$ avec un espacement St = $\mathbf{10 \text{ cm/ml}}$

5.2.3.1.3.2 Vérification à l'ELU :

5.2.3.1.3.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{1.64 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{1.64 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{15.39 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

5.2.3.1.3.2 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.

5.2.3.1.3.3 Vérification à l'ELS :

5.2.3.1.3.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 230.85 \times yl - 3924.45$$

$$yl = \mathbf{6.85 \text{ cm}}$$

5.2.3.1.3.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 6.85^3}{3} + 15 \times (15.39 \times (17 - 6.85)^2)$$

$$I = \mathbf{34496.71 \text{ cm}^4}$$

5.2.3.1.3.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{62.58 \times 10^3}{34496.71} \times = \mathbf{12.421 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{12.421 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

5.2.3.1.3.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = \mathbf{250 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 62.58 \times 10^3}{34496.71} \times (17 - 7.10) = \mathbf{30.350 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{30.350 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{250 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

5.2.3.1.4 En appuis :

5.2.3.1.4.1 Calcul des ferrailages :

ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{30.33 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 17^2} = \mathbf{0.057} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057}) = \mathbf{0.073}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.073 = \mathbf{0.971}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{30.33 \times 10^3}{0.971 \times 435 \times 17} = \mathbf{3.68 \text{ cm}^2}$$

Soit : 10T14 = **15.39 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

5.2.3.1.4.2 Vérification à l'ELU :

5.2.3.1.4.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{1.64 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.64 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{15.39 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

5.2.3.1.4.2.2 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.

5.2.3.1.4.3 Vérification à l'ELS :

5.2.3.1.4.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 230.85 \times y_l - 3924.45$$

$$y_l = \mathbf{6.85 \text{ cm}}$$

5.2.3.1.4.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 6.85^3}{3} + 15 \times (15.39 \times (17 - 6.85)^2)$$

$$I = \mathbf{34496.71 \text{ cm}^4}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

5.2.3.1.4.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{21.41 \times 10^3}{34496.71} \times 6.85 = 4.249 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.249 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

5.2.3.1.4.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 21.41 \times 10^3}{34496.71} \times (17 - 6.85) = 10.383 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 10.383 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

5.2.4 Calcul ferrailage longitudinal :

			μ	A	B	$A_s \text{ cm}^2$	$A_{cho} \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ cm}^2$
Planchers RDS	Sens x	Travée	0.157	0.214	0.914	10.05	10T14 15.39	1.74
		Appuis	0.045	0.058	0.977	3.07	10T14 15.39	1.74
	Sens y	Travée	0.216	0.308	0.877	13.65	10T14 15.39	1.64
		Appuis	0.057	0.073	0.971	3.68	10T14 15.39	1.64
Planchers Etages courants	Sens x	Travée	0.110	0.146	0.941	6.87	10T14 15.39	1.74
		Appuis	0.029	0.036	0.985	1.94	10T14 15.39	1.74
	Sens y	Travée	0.208	0.294	0.882	13.03	10T14 15.39	1.64
		Appuis	0.037	0.048	0.981	2.39	10T14 15.39	1.64
Planchers Terrasse	Sens x	Travée	0.123	0.164	0.934	7.72	7T14 10.78	1.74
		Appuis	0.037	0.047	0.981	2.51	7T14 10.78	1.74
	Sens y	Travée	0.162	0.222	0.911	9.38	7T14 10.78	1.64
		Appuis	0.048	0.061	0.975	3.09	7T14 10.78	1.64

Tableau 5.22 : Calcul ferrailage longitudinal des dalle plein.

5.2.5 Calcul et vérification des contraintes ELS

			M KN. m	A _{cho} cm ²	Y cm	I cm ²	σ _{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ _s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Observation
Planchers RDS	Sens x	Travée	50.93	15.39	7.10	39357.64	9.182	15	21.166	250	OK
		Appuis	19.02	15.39	7.10	39357.64	3.429	15	7.905	250	OK
	Sens y	Travée	62.58	15.39	6.85	34496.71	12.421	15	30.350	250	OK
		Appuis	21.41	15.39	6.85	34496.71	4.249	15	10.383	250	OK
Planchers Etages courants	Sens x	Travée	36.76	15.39	7.10	39357.64	6.627	15	15.277	250	OK
		Appuis	12.48	15.39	7.10	39357.64	2.250	15	5.187	250	OK
	Sens y	Travée	45.30	15.39	6.85	34496.71	8.991	15	21.969	250	OK
		Appuis	14.47	15.39	6.85	34496.71	2.872	15	7.018	250	OK
Planchers Terrasse	Sens x	Travée	41.29	10.78	6.18	30459.13	8.380	15	24.030	250	OK
		Appuis	16.26	10.78	6.18	30459.13	3.300	15	9.463	250	OK
	Sens y	Travée	48.46	10.78	5.97	26765.10	10.813	15	32.666	250	OK
		Appuis	18.74	10.78	5.97	26765.10	4.181	15	12.632	250	OK

Tableau 5.23 : Calcul et vérification des contraintes ELS.

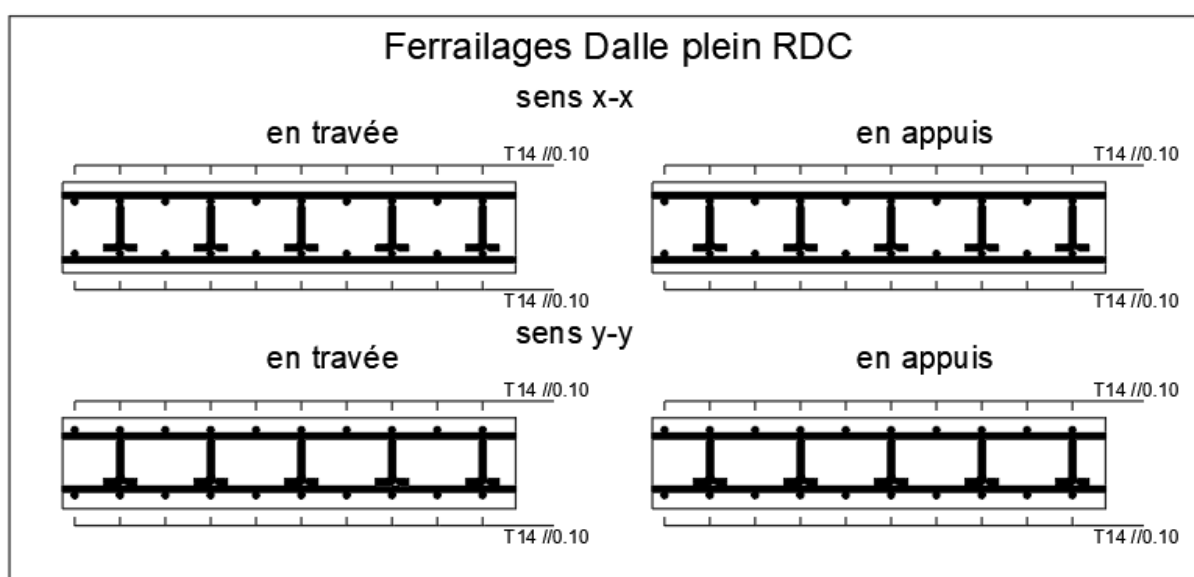


Figure 5.47 : Schéma de Ferrailages Dalle plein RDC.

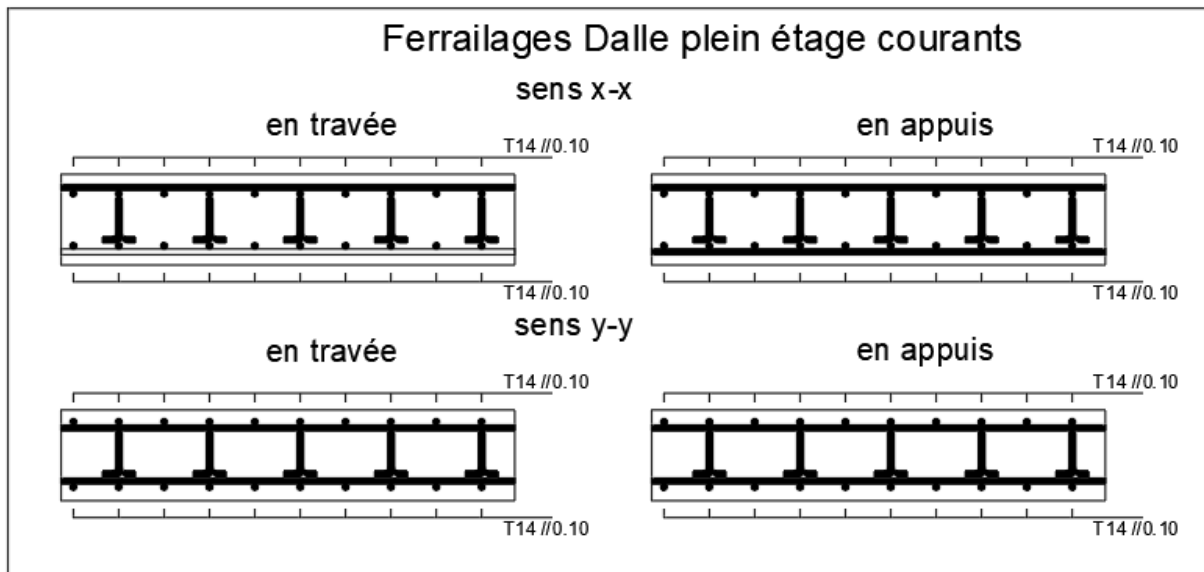


Figure 5.48 : Schéma de Ferrailages Dalle plein étages courants.

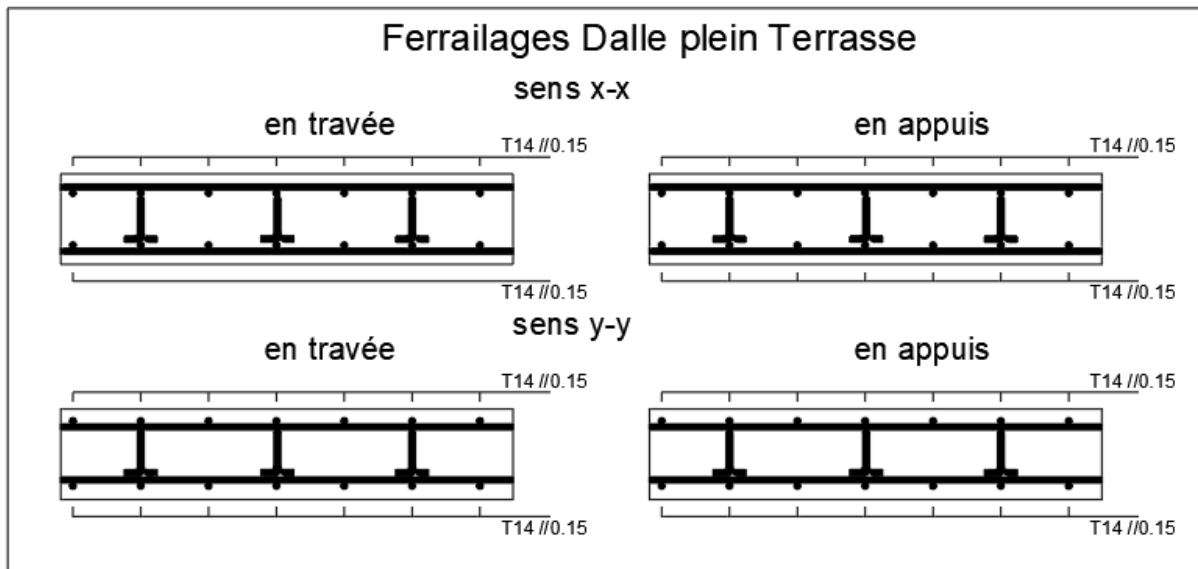


Figure 5.49 : Schéma de Ferrailages Dalle plein terrasse.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

5.3 Poutre :

5.3.1 Introduction :

Les poutres noyées sont des coutres incorporés dans les planchers dalle pleine, sont sollicité par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors le calcul sera fait en flexion simple.

5.3.2 Les moments de la poutre :

Les moments fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis ROBOT :

5.3.3 Combinaisons d'actions :

5.3.3.1 Selon B.A.E.L 91 :

Combinaisons fondamentales :

$$\begin{cases} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$$

5.3.3.2 Selon R.P.A 99/V2003 :

Combinaisons accidentelles :

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

5.3.4 Tableau des sollicitations :

	Poutres	M_{\max}^t (KN. m)			M_{\max}^a (KN. m)			T(KN)
		ELU	ELS	G+Q+E	ELU	ELS	G+Q+E	
Poutres Noyée	RDS	27.03	19.39	31.43	-81.54	-58.50	-69.44	123.16
	Etages courants	20.83	15.25	49.96	-63.36	-46.38	-66.41	121.26
	Terrasse	22.40	16.47	22.44	-53.58	-39.41	-46.51	71.13
Poutres	RDS	81.65	58.82	402.35	-101.34	-73.15	-407.64	125.32
	Etages courants	123.90	90.63	600.40	-289.84	-211.43	-657.05	252.83
	Terrasse	129.72	94.68	247.76	-235.88	-172.04	-449.78	192.48

Tableau 5.24 : Les valeurs des moments de chaque niveau.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

		b	h	d	d'
Poutres Noyée	RDS	30	25	23	2
	Etages courants	30	25	23	2
	Terrasse	30	25	23	2
Poutres	RDS	30	80	78	2
	Etages courants	30	80	78	2
	Terrasse	30	80	78	2

Tableau 5.25 : Dimensions des poutres.

5.3.5 Poutre Noyée chainages RDC (25*30) :

5.3.5.1 Ferrailage longitudinal :

5.3.5.1.1 En travée :

5.3.5.1.1.1 Calcule des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{27.030 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 23^2} = \mathbf{0.120} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.120}) = \mathbf{0.161}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.161 = \mathbf{0.936}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{27.030 \times 10^3}{0.936 \times 435 \times 23} = \mathbf{2.89 \text{ cm}^2}$$

Soit : 3T14 = **4.62 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

5.3.5.1.1.2 Vérification à l'ELU :

5.3.5.1.1.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 25 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{0.67 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{0.69 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{4.62 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

5.3.5.1.1.2.2 RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 25 = \mathbf{3.45 \text{ cm}^2}$$

$$A_{RPA} = \mathbf{3.45 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{4.62 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

5.3.5.1.1.3 Vérification à l'ELS :

5.3.5.1.1.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 15 \times yl^2 + 69.30 \times yl - 1593.90$$

$$yl = \mathbf{8.25}$$

5.3.5.1.1.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{30 \times 8.25^3}{3} + 15 \times (4.62 \times (23 - 8.25)^2)$$

$$I = \mathbf{20692.23 \text{ cm}^4}$$

5.3.5.1.1.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{19.39 \times 10^3}{20692.23} \times 8.25 = \mathbf{7.734 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{7.734 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

5.3.5.1.1.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = \mathbf{250 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 19.39 \times 10^3}{20692.23} \times (23 - 8.25) = \mathbf{20.727 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{20.727 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{250 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

5.3.5.1.2 En appuis :

5.3.5.1.2.1 Calcul des ferrailages :

ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{81.540 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 23^2} = \mathbf{0.363} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.392}) = \mathbf{0.595}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.595 = \mathbf{0.762}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{81.540 \times 10^3}{0.762 \times 435 \times 23} = 10.70 \text{ cm}^2$$

Soit : 7T14 = **10.78 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

5.3.5.1.2.2 Vérification à l'ELU :

5.3.5.1.2.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 25 \times \frac{2.1}{500} = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.69 \text{ cm}^2 < A_s = 6.88 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

5.3.5.1.2.2.2 RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 25 = 3.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 3.45 \text{ cm}^2 < A_s = 6.88 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

5.3.5.1.2.3 Vérification à l'ELS :

5.3.5.1.2.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 15 \times yl^2 + 161.70 \times yl - 3719.10$$

$$yl = 11.25 \text{ cm}$$

5.3.5.1.2.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{30 \times 9.60^3}{3} + 15 \times (11.25 \times (23 - 10.78)^2)$$

$$I = 36562.98 \text{ cm}^4$$

5.3.5.1.2.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{58.500 \times 10^3}{36562.98} \times 10.78 = 18.005 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 18.005 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

5.3.5.1.2.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = 250 \text{ MPa}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 58.500 \times 10^3}{36562.98} \times (23 - 10.78) = \mathbf{28.192 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{28.192 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{250 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5.3.5.2 Ferraillage longitudinal :

5.3.5.2.1 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 :

$$T_u = \mathbf{-123.160 \text{ KN}}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{123.160 \times 10^3}{300 \times 250} = \mathbf{1.785 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

5.3.5.2.2 Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{23}{35} ; 16 ; \frac{60}{10} \right) = \min(6.57 ; 16 ; 60) = 6$$

$$\phi_t = \mathbf{8}$$

On prend : $\phi_t = \mathbf{8}$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi_8 = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

5.3.5.2.3 Calcul de l'espacement :

5.3.5.2.3.1 Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(20.70 ; 40 \text{ cm}) = \mathbf{20.70 \text{ cm}}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{6.88 \times 500}{0.4 \times 30} = \mathbf{83.75 \text{ cm}}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 500}{1.15 \times 30 \times [1.785 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = \mathbf{43.17 \text{ cm}}$$

5.3.5.2.3.2 Selon le RPA/V2003 :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_1 \right) = \min(6.25 ; 19.20) = \mathbf{6.25 \text{ cm}}$$

$$\text{En zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \mathbf{12.5 \text{ cm}}$$

5.3.5.2.4 D'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\text{En zone nodale : } A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 5 \times 30 = \mathbf{5.63 \text{ cm}^2}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

En zone courante : $A_t = 0.03 \times S'_t \times b = 0.03 \times 10 \times 30 = 11.25 \text{ cm}^2$

5.3.6 Calcul ferrailage longitudinal :

		μ	α	β	$A_s \text{ cm}^2$	$A_{\text{cho}} \text{ cm}^2$	$A_{\text{min}} \text{ cm}^2$	$A_{\text{RPA}} \text{ cm}^2$
Poutre Noyée RDC	Travée	0.120	0.161	0.936	2.89	3T14 4.62	0.67	3.45
	Appuis	0.363	0.595	0.762	10.70	7T14 10.78	0.67	3.45
Poutre RDC	Travée	0.032	0.040	0.984	2.45	9T14 13.85	2.26	11.7
	Appuis	0.039	0.050	0.980	3.05	9T14 13.85	2.26	11.7
Poutre Noyée Etage courant	Travée	0.093	0.122	0.951	2.19	3T14 4.62	0.67	3.45
	Appuis	0.282	0.424	0.830	7.63	5T14 7.70	0.67	3.45
Poutre Etage courant	Travée	0.048	0.061	0.975	3.75	9T14 13.85	2.26	11.7
	Appuis	0.112	0.149	0.940	9.09	9T14 13.85	2.26	11.7
Poutre Noyée Terrasse	Travée	0.100	0.131	0.947	2.36	3T14 4.62	0.67	3.45
	Appuis	0.238	0.346	0.862	6.22	3T14+2T12 6.88	0.67	3.45
Poutre Terrasse	Travée	0.050	0.064	0.974	3.93	9T14 13.85	2.26	11.7
	Appuis	0.091	0.120	0.952	7.31	9T14 13.85	2.26	11.7

Tableau 5.26 : Calcul ferrailage longitudinal des poutres.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

5.3.7 Calcul et vérification des contraintes ELS

		M KN.m	A _{cho} cm ²	Y cm	I cm ²	σ _{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ _s MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	Observation
Poutre Noyée RDC	Travée	19.39	4.62	8.25	20692.23	7.734	15	20.727	250	C.V
	Appuis	58.50	10.78	11.25	36562.98	18.005	15	28.192	250	C.V
Poutre RDC	Travée	58.82	13.85	26.66	737073.96	2.128	15	6.145	250	C.V
	Appuis	73.15	13.85	26.66	737073.96	2.646	15	7.642	250	C.V
Poutre Noyée Etage courant	Travée	15.25	4.62	8.25	20692.23	6.083	15	16.302	250	C.V
	Appuis	46.38	7.70	10.00	29519.49	15.717	15	30.629	250	C.V
Poutre Etage courant	Travée	90.63	13.85	26.66	737073.96	3.279	15	9.468	250	C.V
	Appuis	211.4	13.85	26.66	737073.96	7.649	15	22.088	250	C.V
Poutre Noyée Terrasse	Travée	16.47	4.62	8.25	20692.23	6.570	15	17.606	250	C.V
	Appuis	53.58	6.88	16.48	27377.95	13.821	15	28.931	250	C.V
Poutre Terrasse	Travée	94.63	13.85	26.66	737073.96	3.423	15	9.886	250	C.V
	Appuis	172.0	13.85	26.66	737073.96	6.224	15	17.973	250	C.V

Tableau 5.27 : Calcul et vérification des contraintes ELS.

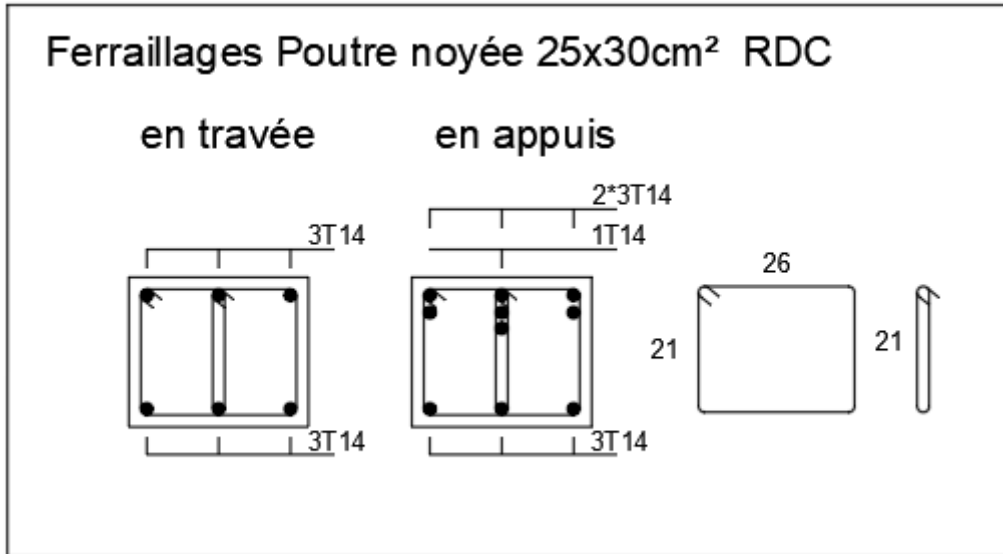
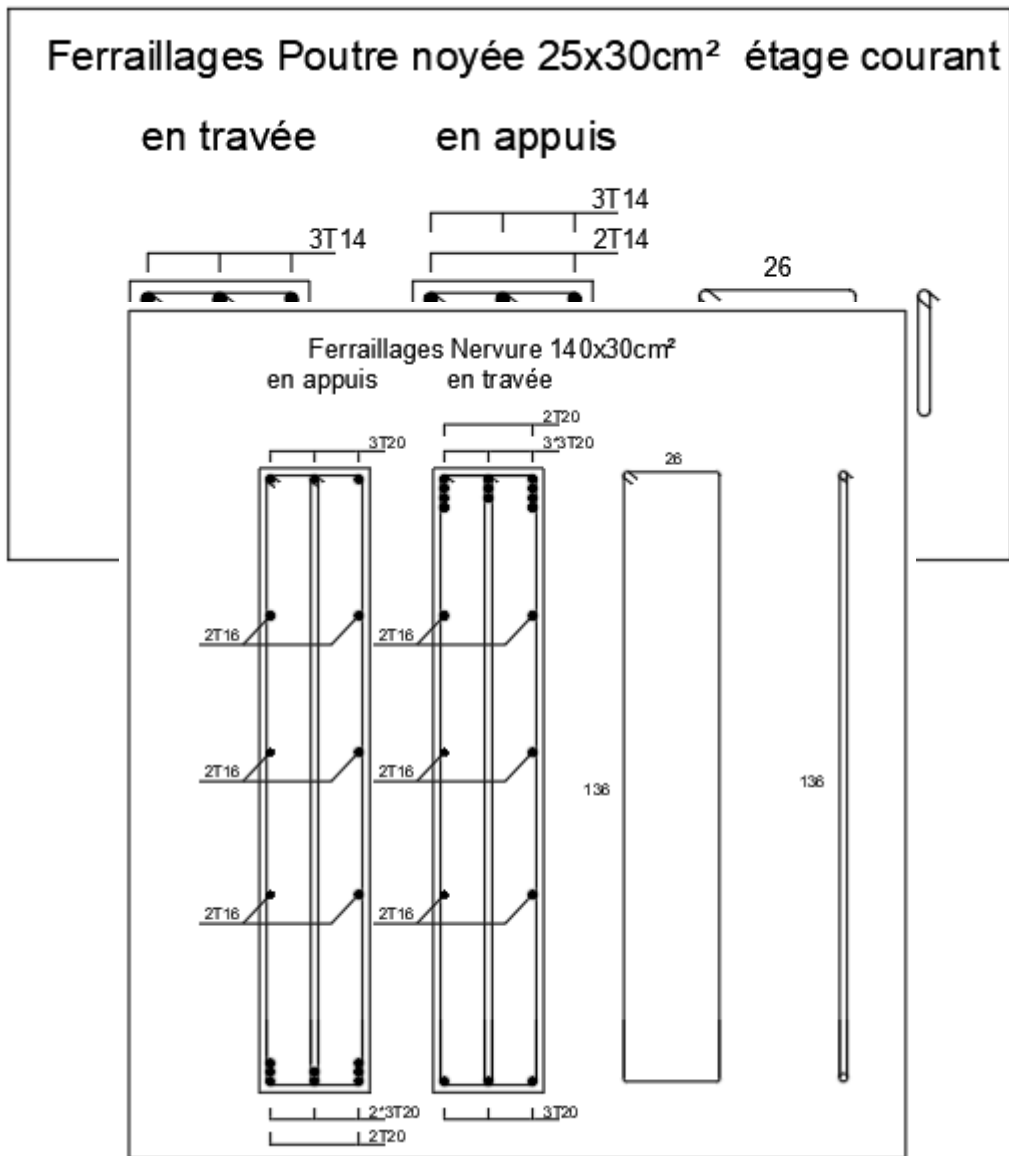


Figure 5.50 : Schéma de Ferraillages poutre noyée RDC.



Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

Figure 5.51 : Schéma de Ferrailages poutre noyée étages courant.

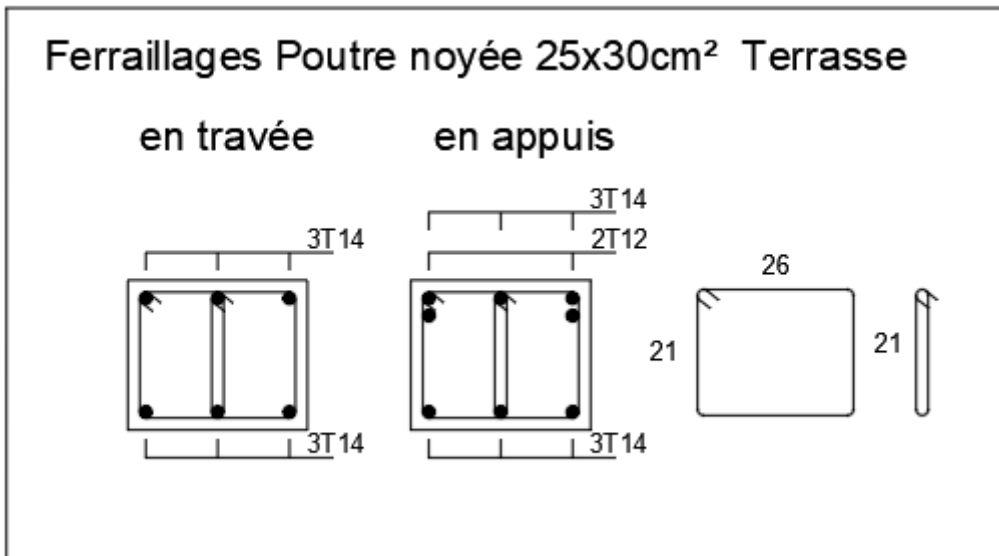


Figure 5.52 : Schéma de Ferrailages poutre noyée terrasse

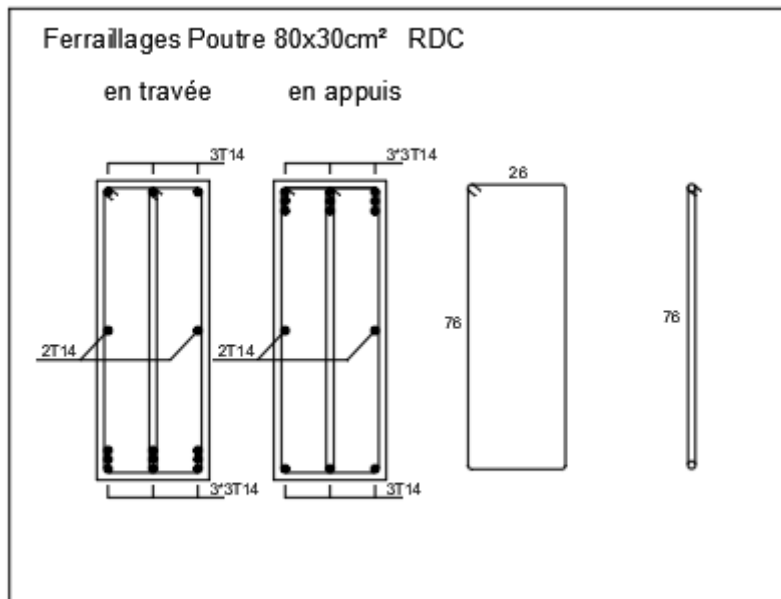


Figure 5.53 : Schéma de Ferrailages poutre RDC.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

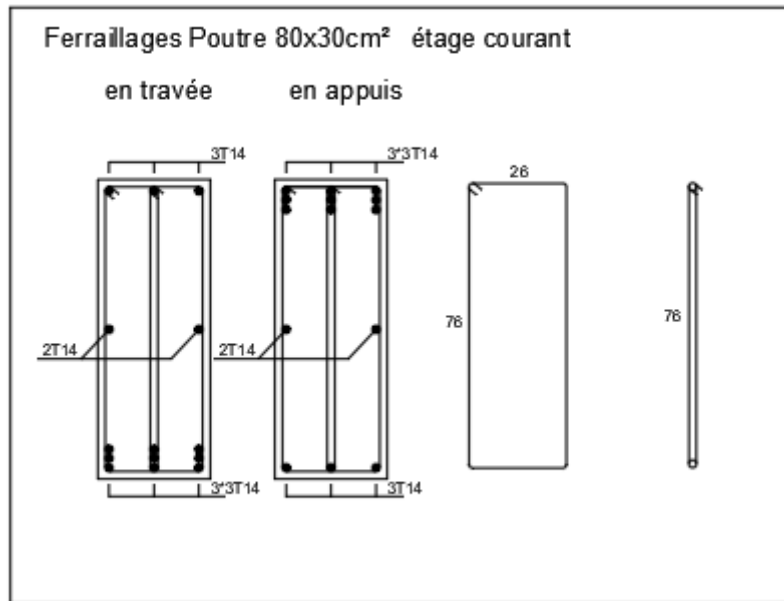


Figure 5.54 : Schéma de Ferraillages poutre étage courant.

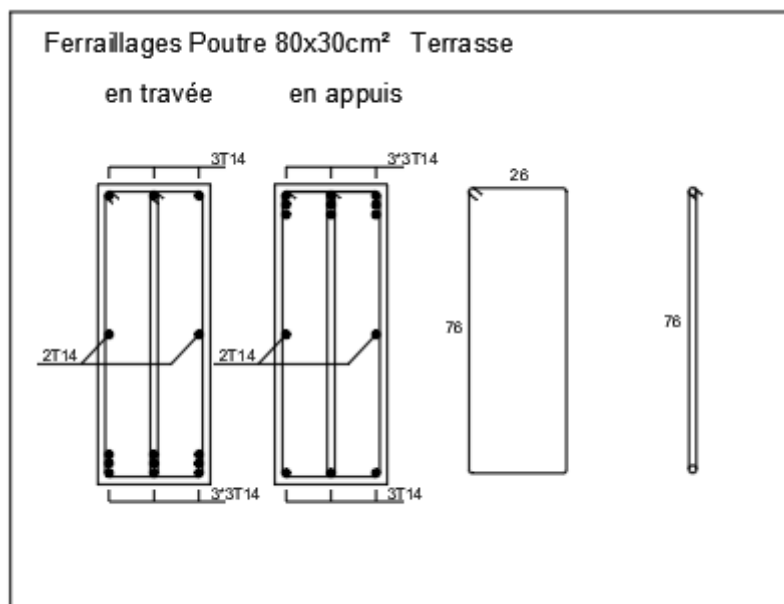


Figure 5.55 : Schéma de Ferraillages poutre terrasse.

5.4 Etude des Voiles Porteur :

5.4.1 Introduction :

Tout comme le chapitre qui précède, nous allons calculé dans le présent, le ferrailage des deux types de voiles ; élément important dans la structure.

5.4.2 Ferrailage des voiles :

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 :

1. Voile porteur
2. Voile périphérique

Les voiles sont ferrillés à l'aide des résultats donnés par le logiciel ROBOT

5.4.3 Ferrailage des voiles Porteur :

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] si les conditions suivantes sont satisfaites :

Satisfaction des conditions de dimensionnement des voiles porteur fixées par l'article [7.7.1/ RPA99, V2003].

Pour notre structure, les voiles porteur sont disposées dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes, par la suite on devra disposer les ferrillages suivants :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G \pm Q \pm E$ [RPA99/2003/V.5.2]
- $0.8G \pm E$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

5.4.3.1 Les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens voire figure VIII.1, ils seront calcul en flexion composées. [RPA99/v.2003/7.7.4].

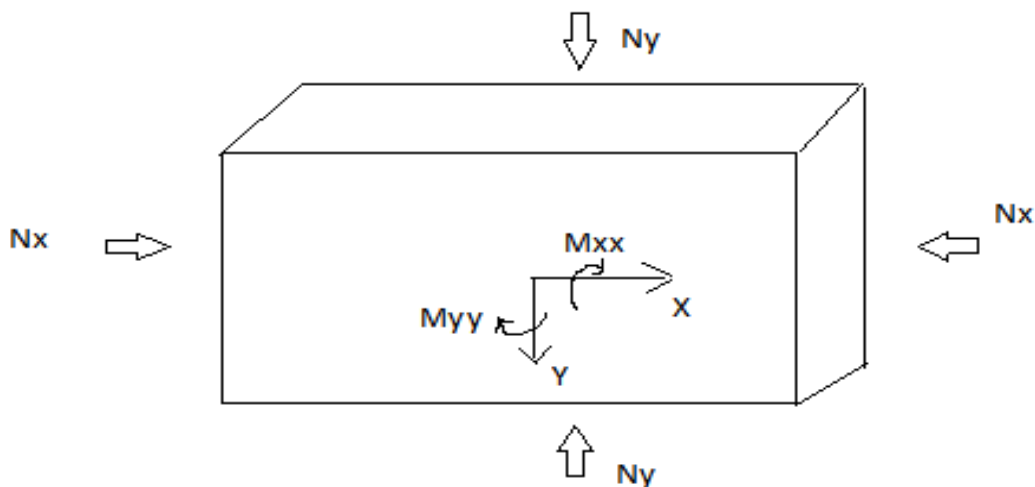


Figure 5.56 : Sollicitations de calcul d'un voile.

❖ Sens yy :

N_y ; $M_x \Rightarrow$ Section des armatures verticale à l'extrémité du voile (voir fig.V.11)

❖ Sens xx :

N_y ; $M_x \Rightarrow$ Section des armatures verticale parallèle au parement du voile (voir fig. V.11)

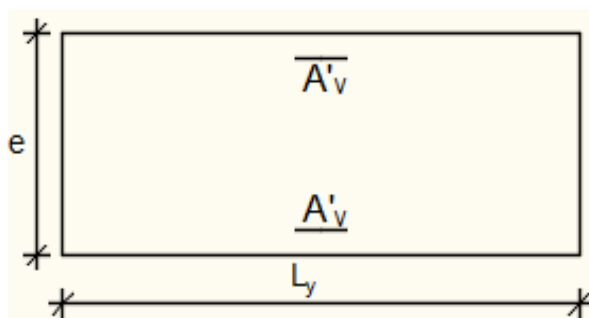


Figure 5.57 : Sections de calcul.

Vérification suivant les conditions du règlement parasismique algérien version 2003/7.7.4.1 :

Les armatures minimales :

- À chacune des extrémités du voile $\square A_v \geq 4HA10$;
- En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_2 = [L \times e \times 0,15\%] \times 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1 ; A_2).$$

- 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 : $\phi \leq \frac{L}{10}$

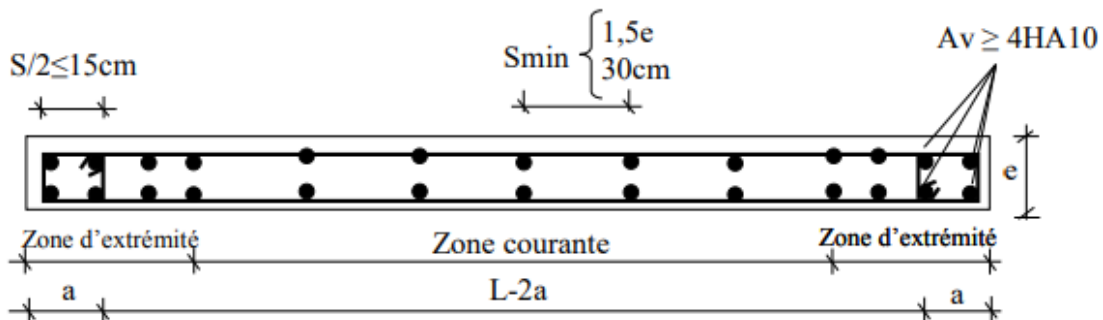


Figure 5.58 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

5.4.3.2 Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont calculées à l'effort tranchant avec :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_c}{0,9 \times \frac{f_e}{\delta_s} \times k} \quad \text{Avec :} \quad k = 1 ; \delta_s = 1.$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset . 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 :

- 40 \emptyset pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe d'effort est possible ;
- 20 \emptyset 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).

5.4.3.3 Exemples de calcul :

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (ROBOT) ; les sollicitations maximales sont consignées dans le tableau suivant :

Sollicitations		Etat limite ultime (ELU)	Situation accidentelle
Cas 1	N_{xx}^{max} [KN]	268.600	245.050
	M_{yy}^{corr} [KN.m]	10.960	4.230
Cas 2	N_{xx}^{min} [KN]	-3332.200	3256.000
	M_{yy}^{corr} [KN.m]	-1.820	-2.110
Cas 3	M_{yy}^{max} [KN.m]	-39.440	-122.610
	N_{xx}^{corr} [KN]	-862.270	-1713.270

Figure 5.59 : Les sollicitations de calcul YY.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

Sollicitations		Etat limite ultime (ELU)	Situation accidentelle
Cas 1	N_{xx}^{\max} [KN]	376.620	595.770
	M_{yy}^{corr} [KN.m]	72.620	22.589
Cas 2	N_{xx}^{\min} [KN]	1329.60	-1159.60
	M_{yy}^{corr} [KN.m]	16.745	-58.450
Cas 3	M_{yy}^{\max} [KN.m]	-117.440	255.150
	N_{xx}^{corr} [KN]	-343.970	178.160

Figure 60 : 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 :

Situation accidentelle :

Sens x-x :

- ♦ B= 100 cm; h= 30 cm; c= 3cm; d= 27 cm

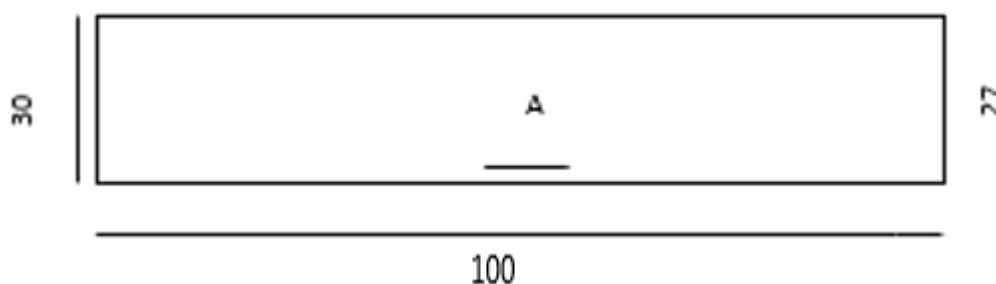


Figure 5.61 : Section du calcul de voile.

Les sollicitations prises en compte sont :

$$N_y = 1329.600 \text{ KN}$$

$$M_x = 16.745 \text{ KN.m}$$

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

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{16.745}{1329.600} = 0.0126 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 0.15 \text{ m} \Rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

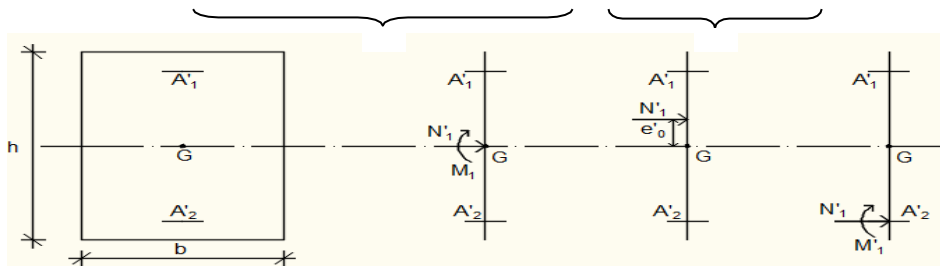


Figure 5.62 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 16.745 + 1329.600 \times \left(0.27 - \frac{0.30}{2} \right)$$

$$M_1 = \mathbf{176.297 \text{ KN}}$$

$$(1) = (0.33730 - 0.81 \times 3) \times 14.2 \times 40 \times 40$$

$$(1) = \mathbf{326.400 \text{ KN.m}}$$

$$(2) = 1048.4 \times (0.27 - 0.03) - 176.297$$

$$(2) = \mathbf{142.807 \text{ KN.m}}$$

- Conclusion :

$$(1) = 326.400 \text{ KN.m} > (2) = 124.807 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow 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 :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{176.297 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 27^2} = \mathbf{0,1707 < 0.397}$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1707}) = \mathbf{0.236}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.236 = \mathbf{0.906}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{176.297 \times 10^3}{0.906 \times 435 \times 27} = \mathbf{16.79 \text{ cm}^2}$$

- On revient à la flexion composée (solllicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 16.79 - \frac{1329.600}{435} = \mathbf{12.97 \text{ cm}^2}$$

Soit : 10T14 = $\mathbf{15.39 \text{ cm}^2}$ avec un espacement St = $\mathbf{10 \text{ cm/ml}}$ pour une saie nappe

Sens yy :

- ♦ B= 100 cm; h= 30 cm; c= 3cm; d= 27 cm

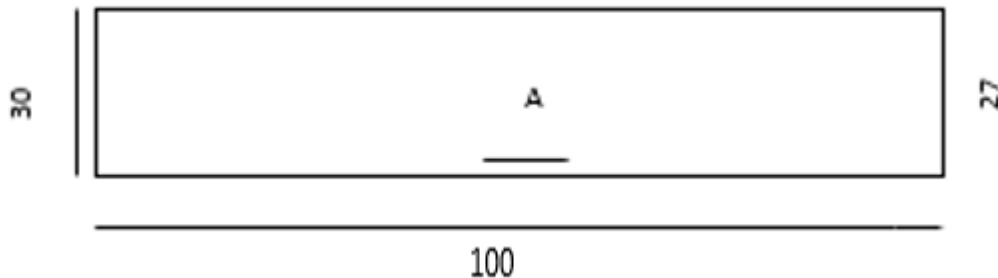


Figure 5.63 : Section du calcul de voile.

Les sollicitations prises en compte sont :

$$N_y = 1048.40 \text{ KN}$$

$$M_x = 0.21 \text{ KN.m}$$

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

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3256}{2.110} = 0.02 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{30}{12} = 0.025 \text{ m} \Rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

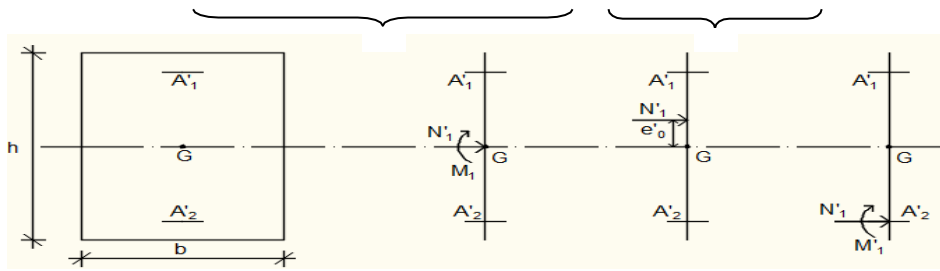


Figure 5.64 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 2.110 + 3256 \times \left(0.27 - \frac{0.30}{2} \right)$$

$$M_1 = \mathbf{392.830 \text{ KN}}$$

$$(1) = (0.337 \times 0.27 - 0.81 \times 0.03) \times 18.50 \times 100 \times 20$$

$$(1) = \mathbf{425.739 \text{ KN.m}}$$

$$(2) = 3256 \times (0.30 - 0.03) - 425.739$$

$$(2) = \mathbf{388.610 \text{ KN.m}}$$

- Conclusion :

$$(1) = 425.739 \text{ KN.m} > (2) = 388.610 \text{ KN.m}$$

⇒ 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 :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{388.610 \times 10^3}{100 \times 18.5 \times 27^2} = \mathbf{0,2916} < \mathbf{0,397}$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.2916}) = \mathbf{0,443}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.443 = \mathbf{0,823}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{388.610 \times 10^3}{0.823 \times 435 \times 27} = \mathbf{34.99 \text{ cm}^2}$$

- On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{\sigma_s} = 34.99 - \frac{3256}{500} = \mathbf{28.47 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

- **Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]**

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 30 \times 100 = \mathbf{4.5 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = \mathbf{28.47 \text{ cm}^2}$$

- **Choix des armatures :**

Soit : 10T20 = $\mathbf{31.42 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $S_t = \mathbf{10 \text{ cm/ml}}$ pour une saie nappe

- **L'espacement minimal des barres verticales et horizontales :**

Selon RPA99 (version 2003) :

$$\checkmark S \leq \text{Min} (1.5x_a ; 30\text{cm})$$

$$\checkmark S \leq \text{Min} (1.5 \times 30 ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}, \text{ alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : } S \leq 30\text{cm}$$

Donc, on adoptera un espacement : $S=25\text{cm}$.

Calcul des armatures transversales :

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b_0 \times d} \text{ avec : } \bar{T} = 1,4 T$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b \times d} = \frac{1,4 \times 88790}{(30 \times 27 \times 100)} = 1.53 \text{ MPa}$$

- **Espacement des armatures transversales :**

$$S \leq \text{Min} (1,5 \times 15 ; 30\text{cm}) = 25\text{cm}$$

Donc on adoptera un espacement : $S = 25\text{cm}$.

- **Armatures transversales :**

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 0 (\text{Pas de reprise de betonage}) \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t = \frac{0,23}{0,9 \times \frac{500}{1}} \times 20 \times 25 = \mathbf{0,15 \text{ cm}^2}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_{tmin}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{tmin} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{15 \times 20}{500} \times \frac{0,23}{2} = \mathbf{0,12 \text{ cm}^2}$$

$$A_t = \max(A_{tcal}; A_{tmin})$$

$$A_t = \text{Max} (0,32 ; 0,14) \text{ cm}^2 = 0,32 \text{ cm}^2$$

- **Choix :** 2Ø8 $\Rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

Type	Longueur [m]	Armature verticale [cm ²]	Choix armature		Espacement	Armature horizontale [cm ²]	Choix armature		Espacement
Voile 1	4.20	119,59	42T20	131,95	10	48,49	37T14	56,95	10
Voile 2	2.90	82,57	29T20	91,11	10	48,49	37T14	56,95	10
Voile 3	2.55	72,61	25T20	78,54	10	48,49	37T14	56,95	10
Voile 4	3.10	88,27	31T20	97,39	10	48,49	37T14	56,95	10
Voile 5	1.80	51,25	18T20	56,55	10	48,49	37T14	56,95	10
Voile 6	1.10	39,86	14T20	43,98	10	48,49	37T14	56,95	10
Voile 7	1.40	39,86	14T20	43,98	10	48,49	37T14	56,95	10
Voile 8	2.60	74,03	26T20	81,68	10	48,49	37T14	56,95	10
Voile 9	3.14	89,41	31T20	97,39	10	48,49	37T14	56,95	10
Voile 10	2.75	78,30	27T20	84,82	10	48,49	37T14	56,95	10

Tableau 5.28 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage de sous-sol.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

Type	Longueur [m]	Armature verticale [cm ²]	Choix armature		Espacement	Armature horizontale [cm ²]	Choix armature		Espacement
Voile 1	4.20	119,59	42T20	131,95	10	55,10	42T14	64,65	10
Voile 2	2.90	82,57	29T20	91,11	10	55,10	42T14	64,65	10
Voile 3	2.55	72,61	25T20	78,54	10	55,10	42T14	64,65	10
Voile 4	3.10	88,27	31T20	97,39	10	55,10	42T14	64,65	10
Voile 5	1.80	51,25	18T20	56,55	10	55,10	42T14	64,65	10
Voile 6	1.10	39,86	14T20	43,98	10	55,10	42T14	64,65	10
Voile 7	1.40	39,86	14T20	43,98	10	55,10	42T14	64,65	10
Voile 8	2.60	74,03	26T20	81,68	10	55,10	42T14	64,65	10
Voile 9	3.14	89,41	31T20	97,39	10	55,10	42T14	64,65	10
Voile 10	2.75	78,30	27T20	84,82	10	55,10	42T14	64,65	10

Tableau 5.29 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage de RDC.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

Type	Longueur [m]	Armature verticale [cm ²]	Choix armature		Espacement	Armature horizontale [cm ²]	Choix armature		Espacement
Voile 1	4.20	119,59	42T20	131,95	10	39,68	35T14	53,88	10
Voile 2	2.90	82,57	29T20	91,11	10	39,68	35T14	53,88	10
Voile 3	2.55	72,61	25T20	78,54	10	39,68	35T14	53,88	10
Voile 4	3.10	88,27	31T20	97,39	10	39,68	35T14	53,88	10
Voile 5	1.80	51,25	18T20	56,55	10	39,68	35T14	53,88	10
Voile 6	1.10	39,86	14T20	43,98	10	39,68	35T14	53,88	10
Voile 7	1.40	39,86	14T20	43,98	10	39,68	35T14	53,88	10
Voile 8	2.60	74,03	26T20	81,68	10	39,68	35T14	53,88	10
Voile 9	3.14	89,41	31T20	97,39	10	39,68	35T14	53,88	10
Voile 10	2.75	78,30	27T20	84,82	10	39,68	35T14	53,88	10

Tableau 5.30 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage d'étage courant.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

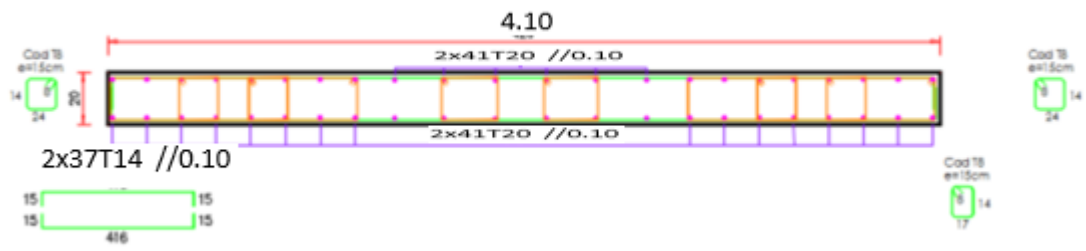


Figure 5.65 : Schéma de Ferrailage de voile.

5.5 Voile périphérique :

5.5.1 Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- ❖ Q : Surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- ❖ γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 19.4 \text{ KN/m}^3$
- ❖ φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 22.17^\circ$
- ❖ K_a : Coefficient de poussée des terres

$$K_a = \tan\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right)^2 = 0.452$$

5.5.2 Le Dimensionnement :

D'après le R.P.A.99 ; l'épaisseur être supérieure ou égale à 15cm.

Dans notre structure on a : $e = 20 \text{ cm}$

5.5.3 Calcul des charges :

$$P_1 = K_a \times \gamma \times \frac{h^2}{2}$$

Avec :

P_1 : Poussé des terres

γ : Poids spécifique des terres

h : Hauteur du voile

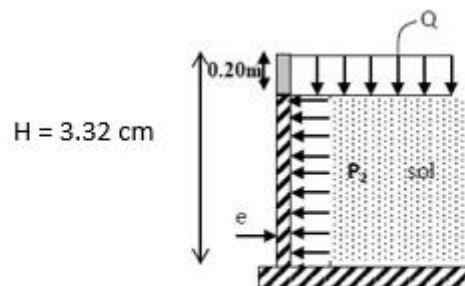


Figure 5.21 : Schéma statique d'une voile périphérique.

5.5.4 Combinaison fondamentale :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 \times \gamma \times h_e \times K_a \times 1\text{m} = 1.35 \times 19.4 \times 3.74 \times 0.452 \times 1 = \mathbf{44.274 \text{ KN.m}}$$

$$\text{ELS} : q_s = \gamma \times h_e \times K_a \times 1\text{m} = 19.4 \times 3.74 \times 0.452 \times 1 = \mathbf{32.795 \text{ KN.m}}$$

5.5.5 5.4.2.2. Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3.74 \text{ m}$$

$$L_y = 5.15 \text{ m}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.74}{5.15} = 0.71 \quad \text{Si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle portent en deux sens.}$$

D'après le tableau :

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.0708 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.4780 \\ \mu_y = 0.6188 \end{cases}$$

5.5.6 La réduction des moments :

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0646 \times 44.274 \times 3.68^2 = \mathbf{40.006 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.0708 \times 40.006 = \mathbf{19.123 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.4780 \times 32.795 \times 3.68^2 = \mathbf{32.478 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.6188 \times 32.478 = \mathbf{19.123 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 40.006 = \mathbf{34.005 \text{ KN.m}} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 19.123 = \mathbf{916.254 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a = 0.5 \times M_x = 0.3 \times 40.006 = \mathbf{20.003 \text{ KN.m}} \\ M_a = 0.5 \times M_y = 0.3 \times 19.123 = \mathbf{9.561 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 32.478 = \mathbf{27.606 \text{ KN.m}} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 20.097 = \mathbf{17.083 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

$$\begin{cases} M_a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 32.478 = 16.239 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 20.097 = 10.049 \text{ KN.m} \end{cases}$$

5.5.7 Ferraillage longitudinal :

5.5.7.1 Sens xx :

5.5.7.1.1 En travée :

5.5.7.1.1.1 Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{34.005 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 18^2} = 0.074 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.074}) = 0.096$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.096 = 0.961$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{34.005 \times 10^3}{0.961 \times 435 \times 18} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Soit : 7T10 = 5.50 cm² avec un espacement St = 15 cm/ml

5.5.7.1.1.2 Vérification à l'ELU :

5.5.7.1.1.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{500} = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.74 \text{ cm}^2 < A_s = 5.50 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

5.5.7.1.1.2.2 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

5.5.7.1.1.3 Vérification à l'ELS :

5.5.7.1.1.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 82.50 \times y_l - 1485$$

$$y_l = 4.69 \text{ cm}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

5.5.7.1.1.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 4.69^3}{3} + 15 \times (5.50 \times (18 - 4.69)^2)$$

$$I = \mathbf{18054.10 \text{ cm}^4}$$

5.5.7.1.1.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_l = \frac{22.606 \times 10^3}{18054.10} \times 4.69 = \mathbf{7.167 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{12.964 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

5.5.7.1.1.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = \mathbf{250 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 22.606 \times 10^3}{18054.10} \times (18 - 4.69) = \mathbf{30.535 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{30.535 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{250 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

5.5.7.1.2 En appuis :

5.5.7.1.2.1 Calcul des ferrailages :

ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{20.003 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 18^2} = \mathbf{0.033} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033}) = \mathbf{0.042}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.042 = \mathbf{0.983}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{20.003 \times 10^3}{0.983 \times 435 \times 18} = \mathbf{2.26 \text{ cm}^2}$$

Soit : 7T10 = $\mathbf{5.50 \text{ cm}^2}$ avec un espacement St = $\mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

5.5.7.1.2.2 Vérification à l'ELU :

5.5.7.1.2.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{500} = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.74 \text{ cm}^2 < A_s = 5.50 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

5.5.7.1.2.2.2 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

5.5.7.1.2.3 Vérification à l'ELS :

5.5.7.1.2.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 82.50 \times y_l - 1485$$

$$y_l = 4.69 \text{ cm}$$

5.5.7.1.2.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 4.69^3}{3} + 15 \times (5.50 \times (18 - 4.69)^2)$$

$$I = 18054.10 \text{ cm}^4$$

5.5.7.1.2.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

5.5.7.1.2.3.4 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_l = \frac{16.239 \times 10^3}{18054.10} \times 4.69 = 4.216 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.216 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

5.5.7.1.2.3.5 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 16.239 \times 10^3}{18054.10} \times (18 - 4.69) = 17.962 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 17.962 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

5.5.7.2 Sens YY :

5.5.7.2.1 En travée :

5.5.7.2.1.1 Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{16.254 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 17^2} = 0.040 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.040}) = 0.051$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.051 = 0.980$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{16.254 \times 10^3}{0.980 \times 435 \times 17} = 2.24 \text{ cm}^2$$

Soit : 7T10 = 5.50 cm² avec un espacement St = 15 cm/ml

5.5.7.2.1.2 Vérification à l'ELU :

5.5.7.2.1.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{500} = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.64 \text{ cm}^2 < A_s = 5.50 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

5.5.7.2.1.2.2 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

5.5.7.2.1.3 Vérification à l'ELS :

5.5.7.2.1.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 82.50 \times y_l - 1402.50$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

$$y_l = 4.54 \text{ cm}$$

5.5.7.2.1.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 4.54^3}{3} + 15 \times (5.50 \times (18 - 4.54)^2)$$

$$I = 15927.47 \text{ cm}^4$$

5.5.7.2.1.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_l = \frac{17.083 \times 10^3}{15927.47} \times 4.54 = 4.864 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.864 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

5.5.7.2.1.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 17.083 \times 10^3}{15927.47} \times (17 - 4.54) = 21.662 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 21.662 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

5.5.7.2.2 En appuis :

5.5.7.2.2.1 Calcul des ferrailages :

ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{9.561 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 17^2} = 0.018 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.018}) = 0.023$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.023 = 0.991$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{9.561 \times 10^3}{0.991 \times 435 \times 17} = 1.14 \text{ cm}^2$$

Soit : 7T10 = 5.50 cm² avec un espacement St = 15 cm/ml

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

5.5.7.2.2.2 Vérification à l'ELU :

5.5.7.2.2.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{500} = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.64 \text{ cm}^2 < A_s = 5.50 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

5.5.7.2.2.2.2 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

5.5.7.2.2.3 Vérification à l'ELS :

5.5.7.2.2.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 82.50 \times yl - 1402.50$$

$$yl = 4.54 \text{ cm}$$

5.5.7.2.2.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 4.54^3}{3} + 15 \times (5.50 \times (18 - 4.54)^2)$$

$$I = 15927.47 \text{ cm}^4$$

5.5.7.2.2.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times yl = \frac{10.049 \times 10^3}{15927.47} \times 4.54 = 2.861 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.861 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

5.5.7.2.2.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = 250 \text{ MPa}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 10.049 \times 10^3}{15927.47} \times (17 - 4.54) = 12.743 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 12.743 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

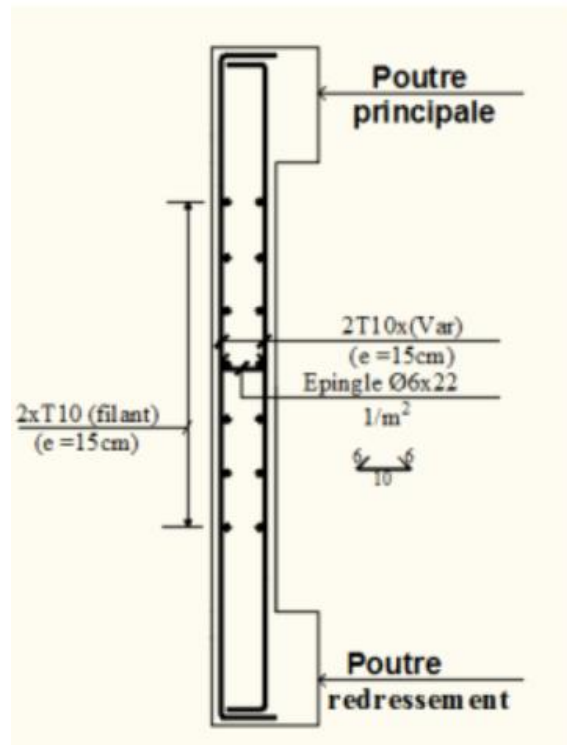


Figure 5.66 : Schéma de ferrailage voile périphérique.

Chapitre 06 : Etude de fondation

6 Chapitre 06 : Etude de fondation

6.1 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.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

6.1.1 Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

Les semelles continuent sous mur.

Les semelles continuent sous poteaux.

Les semelles isolées.

Les radiers.

6.1.2 Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

Les pieux.

Les puits.

6.2 Choix du type de fondation :

6.2.1 Calcul radier général :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 2.5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de $S = 565.73 \text{ m}^2$, ainsi que le poids de la structure = **107409.19KN**, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

Semelle filante.

Radier évider.

Radier général.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : $\frac{S_S}{S_B} < 50 \%$.

Avec :

S_S : Est la surface de la semelle.

S_B : Est la surface d'impact du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad S_S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec : $N_{ser} = G + Q$

N_{ser} : Effort normal dû aux charges verticales.

On a : $N = 103018.68 + 12900.59 = \mathbf{115919.270 \text{ KN}}$

$$S_S = \frac{115919.270}{350} = \mathbf{331.20 \text{ m}^2}$$

Vérification :

$$\frac{S_S}{S_B} \leq 0.5 \quad \frac{331.20}{565.73} = 0.59 \leq 0.5$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation. Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure. La réduction des tassements différentiels.

Néglige l'hétérogénéité du sol.

La facilité de son exécution.

6.3 Etude de radier :

6.4 Pré dimensionnement radier général :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

Condition de rigidité.

Condition forfaitaire.

Condition de non cisaillement.

Condition de non poinçonnement.

6.4.1 Condition de rigidité :

$$\text{Radier } L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \text{ et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

L_e : Est la longueur élastique.

L_{\max} : La plus grande distance entre deux voiles = 7.85 m.

b : Largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

E : Module de déformation 3.2×10^7 MPa

I : Inertie d'une bande de 1m du radier $I = \frac{bh_r^3}{12}$.

h_r : Hauteur du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen. $K = 40$ MN/m³.

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$
$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 7.85^4}{3,2 \times 10^7 \times \pi^4}} = 1.33 \text{ m}$$

$$h_r \geq 1.40 \text{ m}$$

6.4.2 Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{7.85}{8} \leq h_r \leq \frac{7.85}{5}$$

$$0.98 \leq h_r \leq 1.57$$

$$h_r = 1.40 \text{ m}$$

6.4.3 Condition de non cisaillement :

D'après le BAEL 91 :

Pour le panneau le plus défavorable :

$$\text{Avec : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{T_{\max}}{b \times 0.9 \times d}$$

La fissuration est préjudiciable :

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

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Pour le panneau le plus défavorable :

On a :

$$\begin{cases} L_x = 7.85 \text{ m} \\ L_y = 7.85 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{785}{785} = 1 \quad \text{Si } 0.4 < \rho < 1 \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Donc :

$$\begin{cases} T_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ T_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{cases}$$

q : Charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{115919.270}{605.15} = 188.472 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} T_u^x = \frac{188.472 \times 7.85}{2} \times \frac{7.85^4}{7.85^4 + 7.85^4} = 369.876 \text{ KN} \\ T_u^y = \frac{188.472 \times 7.85}{2} \times \frac{7.85^4}{7.85^4 + 7.85^4} = 369.876 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T_{\max} = (T_x ; T_y) = 369.876 \text{ KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{369.876}{0.9 \times 1 \times 3 \times 10^3} = 0.16 \text{ m}$$

6.4.4 Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1)$$

$$\begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 2(a + h + b + h) = 2 \times 0.4 + 2 \times 2.90 + 4 \times 200 = 14.6$$

N_u : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculé à l'ELU.

Pour notre structure $N_u = 26.28 \text{ KN}$ appliquée sur une voile de section $(40 \times 290) \text{ cm}^2$

$$N_u \leq 0.045 \times 14.6 \times 200 \times \frac{30}{1.5}$$

$$305667,14 \leq$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à $h_r = 1.40$ m. Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

6.4.5 Hauteur et épaisseur de la nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{785}{10} = 78.5 \text{ cm}$$

On prend $h_n = 140$ cm

Je prends l'épaisseur de la nervure $b = 30$ cm comme l'épaisseur du voile

6.4.6 Epaisseur de la dalle du radier :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{785}{20} = 0.60 \text{ cm}$$

On prend $h_n = 70$ cm

6.4.7 Déterminations des sollicitations :

Caractéristiques du radier :

$h_r = 140$ cm Et surface du radier : $S = 615.05 \text{ cm}^2$

6.4.8 Combinaison d'action :

6.4.8.1 Vérification des contraintes sous radier :

A L'ELU :

Remarque : D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 1.5, donc : $\sigma_{\text{sol}} = 7.5$ MPa par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 4.78 + 1.96}{4} = 4.143 \text{ MPa}$$

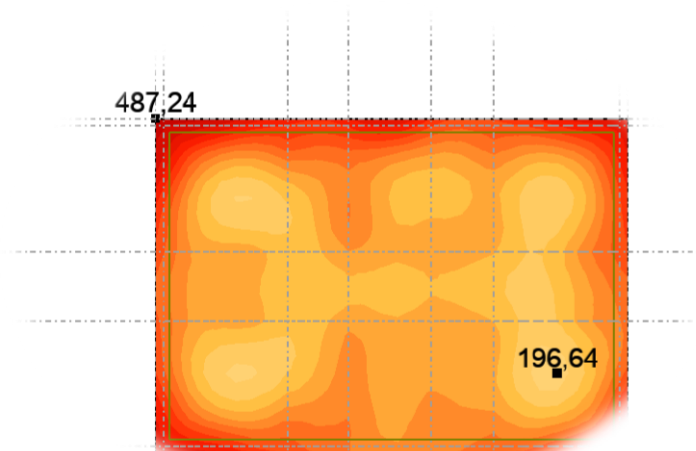


Figure 6.67 : catoraphies A L'ELU.

A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 3.570 + 1.440}{4} = 3.038 \text{ MPa}$$

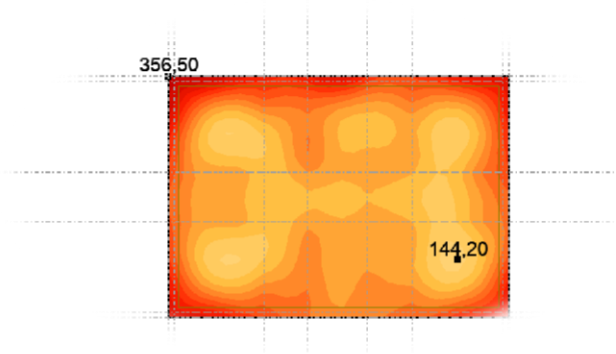


Figure 6.68 : catoraphies A L'ELS.

6.4.9 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 ($\gamma = 10 \text{ KN}/\text{m}^3$)

$$107409.330 \text{ KN} > 1.5 \times 615.05 \times 10 \times 4.46$$

$$107409.330 \text{ KN} > 37032.040 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

6.5 Ferraillage du radier :

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

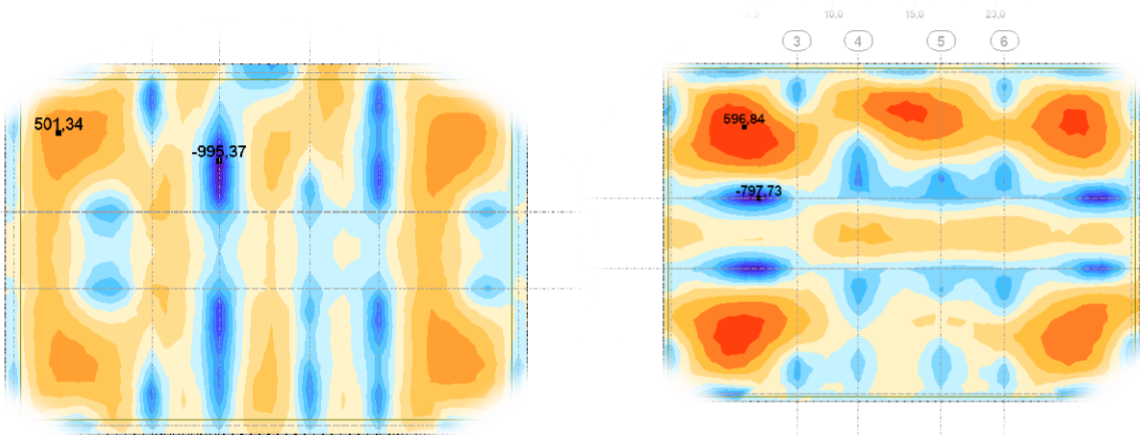
On a obtenu les moments par logiciel robot. ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x \text{ appuis} = 995.370 \text{ KN.m} \\ M_x \text{ traveé} = 501.340 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_y \text{ appuis} = 797.730 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ traveé} = 596.840 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_y \text{ appuis} = 797.730 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ traveé} = 596.840 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

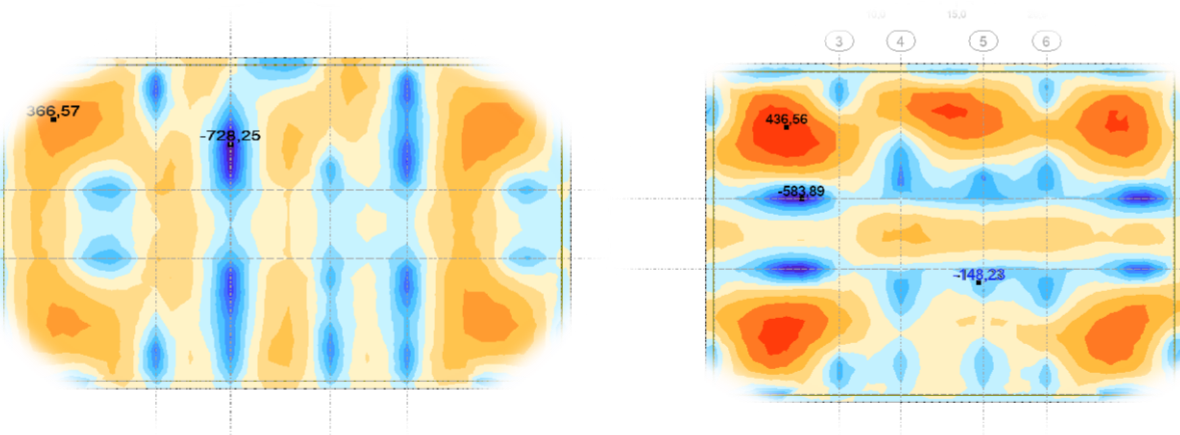
$$\left\{ \begin{array}{l} M_y \text{ appuis} = 797.730 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ traveé} = 596.840 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



On a obtenu les moments par logiciel robot. **ELS** :

$$\begin{cases} M_x \text{ appuis} = 728.250 \text{ KN.m} \\ M_x \text{ travée} = 366.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_y \text{ appuis} = 583.890 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ travée} = 436.560 \text{ KN.m} \end{cases}$$



6.5.2 Ferraillage longitudinal :

6.5.2.1 Sens xx :

6.5.2.1.1 En travée :

6.5.2.1.1.1 Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{501.340 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 65^2} = \mathbf{0.084} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.084}) = \mathbf{0.109}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.10.9 = \mathbf{0.956}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{501.340 \times 10^3}{0.956 \times 435 \times 65} = 18.55 \text{ cm}^2$$

Soit : 7T20 = 21.99 cm² avec un espacement St = 15 cm/ml

6.5.2.1.1.2 Vérification à l'ELU :

6.5.2.1.1.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 65 \times \frac{2.1}{500} = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 6.28 \text{ cm}^2 < A_s = 21.99 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

6.5.2.1.1.2.2 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

6.5.2.1.1.3 Vérification à l'ELS :

6.5.2.1.1.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 329.85 \times yl - 21440.25$$

$$yl = 17.67 \text{ cm}$$

6.5.2.1.1.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 17.67^3}{3} + 15 \times (21.99 \times (65 - 17.67)^2)$$

$$I = 922809.34 \text{ cm}^4$$

6.5.2.1.1.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{366.570 \times 10^3}{922809.34} \times 17.67 = 7.019 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.019 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

6.5.2.1.1.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = \mathbf{250 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 366.570 \times 10^3}{922809.34} \times (65 - 17.67) = \mathbf{28.201 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{28.201 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{250 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.5.2.1.2 En appuis :

6.5.2.1.2.1 Calcul des ferrailages :

ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{995.370 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 65^2} = \mathbf{0.0127} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0127}) = \mathbf{0.171}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.171 = \mathbf{0.932}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{995.370 \times 10^3}{0.932 \times 435 \times 65} = \mathbf{32.88 \text{ cm}^2}$$

Soit : 14T20 = **43.98 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

6.5.2.1.2.2 Vérification à l'ELU :

6.5.2.1.2.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 65 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{6.28 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{6.28 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{21.99 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.5.2.1.2.2.2 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.5.2.1.2.3 Vérification à l'ELS :

6.5.2.1.2.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 659.70 \times yl - 42880.50$$

$$yl = \mathbf{23.42 \text{ cm}}$$

6.5.2.1.2.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y l^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y l)^2) = \frac{100 \times 23.42^3}{3} + 15 \times (43.98 \times (65 - 23.42)^2)$$

$$I = 1568745.80 \text{ cm}^4$$

6.5.2.1.2.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

6.5.2.1.2.3.4 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y l = \frac{728.250 \times 10^3}{1568745.80} \times 23.42 = 10.873 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.873 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

vérifiée.

Condition

6.5.2.1.2.3.5 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y l) = \frac{15 \times 728.250 \times 10^3}{1568745.80} \times (65 - 23.42) = 28.952 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 28.952 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

6.5.2.2 Sens YY :

6.5.2.2.1 En travée :

6.5.2.2.1.1 Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{596.840 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 63^2} = 0.106 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.106}) = 0.141$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.141 = 0.944$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{596.840 \times 10^3}{0.944 \times 435 \times 63} = 23.09 \text{ cm}^2$$

Soit : 7T20 = 21.99 cm² avec un espacement St = 15 cm/ml

6.5.2.2.1.2 Vérification à l'ELU :

6.5.2.2.1.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 63 \times \frac{2.1}{500} = 6.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 6.09 \text{ cm}^2 < A_s = 21.99 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.5.2.2.1.2 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.5.2.2.1.3 Vérification à l'ELS :

6.5.2.2.1.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 329.85 \times yl - 20780.55$$

$$yl = \mathbf{17.35 \text{ cm}}$$

6.5.2.2.1.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 17.35^3}{3} + 15 \times (21.99 \times (63 - 17.35)^2)$$

$$I = \mathbf{861473.16 \text{ cm}^4}$$

6.5.2.2.1.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{436.560 \times 10^3}{861473.16} \times 17.35 = \mathbf{8.794 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{8.794 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.5.2.2.1.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = \mathbf{250 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 436.560 \times 10^3}{861473.16} \times (63 - 17.35) = \mathbf{36.218 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{36.218 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{250 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.5.2.2.2 En appuis :

6.5.2.2.2.1 Calcul des ferrillages :

ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{797.730 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 63^2} = \mathbf{0.109} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.109}) = \mathbf{0.144}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.144 = \mathbf{0.942}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{797.730 \times 10^3}{0.942 \times 435 \times 63} = \mathbf{26.88 \text{ cm}^2}$$

Soit : 14T20 = **43.98 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

6.5.2.2.2.2 Vérification à l'ELU :

6.5.2.2.2.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 63 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{6.09 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{6.09 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{21.99 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

6.5.2.2.2.2.2 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.

6.5.2.2.2.3 Vérification à l'ELS :

6.5.2.2.2.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 659.70 \times yl - 41561.10$$

$$yl = \mathbf{22.98 \text{ cm}}$$

6.5.2.2.2.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 7.10^3}{3} + 15 \times (43.98 \times (63 - 22.98)^2)$$

$$I = \mathbf{1461085.37 \text{ cm}^4}$$

6.5.2.2.2.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{583.890 \times 10^3}{1461085.37} \times 22.98 = 9.183 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.183 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

vérifiée.

Condition

6.5.2.2.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 583.890 \times 10^3}{1461085.37} \times (63 - 22.98) = 25.189 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 25.189 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

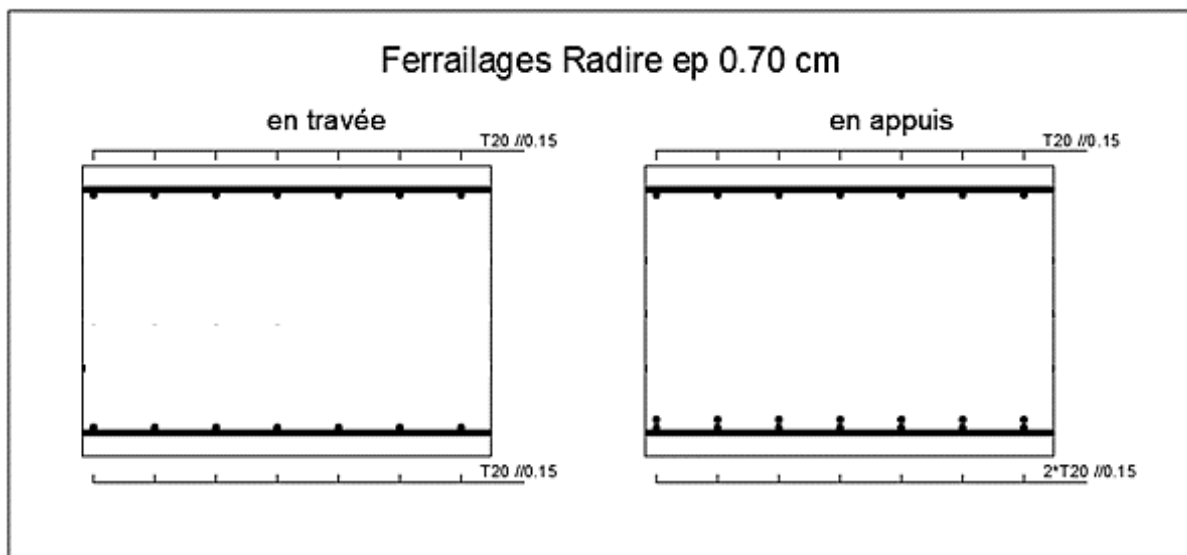


Figure 6.69 : Schémas de ferrailage de radire

6.6 Ferrailage de nervure :

6.6.1.1 Ferrailage longitudinal :

6.6.1.1.1 En travée :

6.6.1.1.1.1 Calcul des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1337.760 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 135^2} = 0.173 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.173}) = 0.239$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.239 = 0.905$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1337.60 \times 10^3}{0.905 \times 435 \times 1335} = 31.50 \text{ cm}^2$$

Soit : 11T20 = **34.56 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

6.6.1.1.1.2 Vérification à l'ELU :

6.6.1.1.1.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 135 \times \frac{2.1}{500} = 4.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 4.89 \text{ cm}^2 < A_s = 31.50 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

6.6.1.1.1.2.2 RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 135 = 20.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 20.25 \text{ cm}^2 < A_s = 31.50 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

6.6.1.1.1.3 Vérification à l'ELS :

6.6.1.1.1.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 15 \times yl^2 + 518.40 \times yl - 69984$$

$$yl = 53.18$$

6.6.1.1.1.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{30 \times 53.18^3}{3} + 15 \times (34.56 \times (135 - 53.18)^2)$$

$$I = 4974425.38 \text{ cm}^4$$

6.6.1.1.1.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{978.790 \times 10^3}{4974425.38} \times 53.18 = 10.463 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.463 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Condition

6.6.1.1.1.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 978.790 \times 10^3}{4974425.38} \times (135 - 53.18) = 24.150 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 24.150 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

6.6.1.1.2 En appuis :

6.6.1.1.2.1 Calcul des ferrillages :

ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1062.520 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 135^2} = \mathbf{0.137} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.137}) = \mathbf{0.185}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.185 = \mathbf{0.926}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1062.520 \times 10^3}{0.926 \times 435 \times 135} = \mathbf{24.44 \text{ cm}^2}$$

Soit : 8T20 = **25.13 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

6.6.1.1.2.2 Vérification à l'ELU :

6.6.1.1.2.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 135 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{4.89 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{4.89 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{25.13 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

6.6.1.1.2.2.2 RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 135 = \mathbf{20.25 \text{ cm}^2}$$

$$A_{RPA} = \mathbf{20.25 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{25.13 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

6.6.1.1.2.2.3 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 15 \times yl^2 + 376.95 \times yl - 50888.25$$

$$yl = \mathbf{47.02 \text{ cm}}$$

6.6.1.1.2.2.4 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{30 \times 9.60^3}{3} + 15 \times (25.13 \times (135 - 47.02)^2)$$

$$I = \mathbf{3957330.05 \text{ cm}^4}$$

6.6.1.1.2.2.5 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{776.280 \times 10^3}{3957330.05} \times 47.02 = \mathbf{9.224 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{9.224 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

Condition

6.6.1.1.2.2.6 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 250) = \mathbf{250 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 776.280 \times 10^3}{3957330.05} \times (135 - 47.02) = \mathbf{25.887 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{25.887 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{250 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Figure 6.70 : Schémas de ferrailage de nervure.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances Acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments. Ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de dessin assisté par (AUTOCAD), et de calcul (ROBOT) pour l'analyse statique de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorable et ensuite le ferrailage des éléments résistants. Il est à mentionner que le travail présenté contient plusieurs diversités et complexité vue ayant une forme irrégulière, de grandes portées ; aussi l'importance des murs voiles et leur exigence. L'ingénieur en génie civile n'est pas un calculateur seulement mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière général une conception justifiée doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécutions

Bibliographie

- **Règlements :**

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé [C.B.A93, D.T. R-B.C2-41.]

Charges permanentes et charges d'exploitation [D.T.R-B.C22.]

Règles parasismiques algérienne RPA99 version 2003 [RPA99/V2003]

Jean-Pierre Mouglin, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième édition Eyrolles 2000. [BAEL91]

- **Mémoires :**

Carvalho Alex Luis Augusto & Fulano Valdemar Alberto (2020/2021). Eude d'un bâtiment R+10 avec. Mémoire de fin d'étude master, université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem. Encadré par : M. Bahar Sadek.

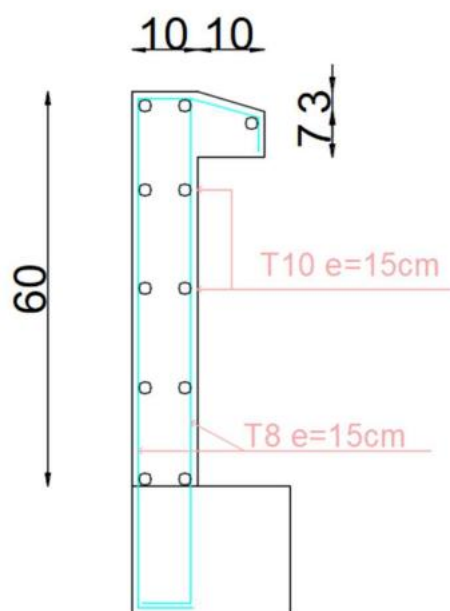
Ham mou fatma, Hartaninadjet., (2021). Etude d'un bâtiment sous-sol +RDC+12étage a usage d'habitation et commercial. Encadré par : M. Bahar Sadek.

- **Cours :**

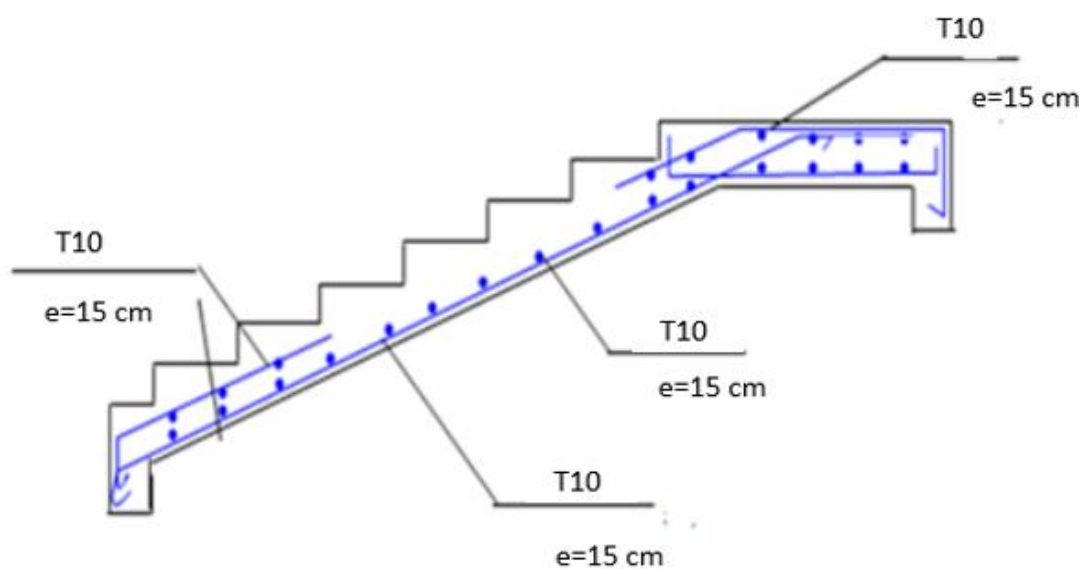
1^{er} année master : béton armé, dynamique et mécanique des structures.

Annexe

Schémas ferrailage de l'acrotère.



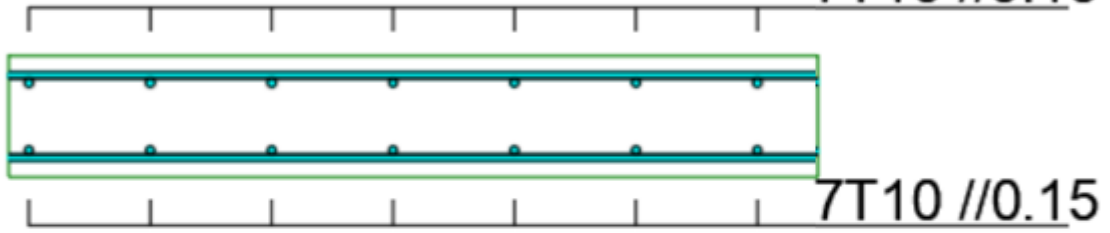
Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse



Ferrailages Dalle Triangulaire

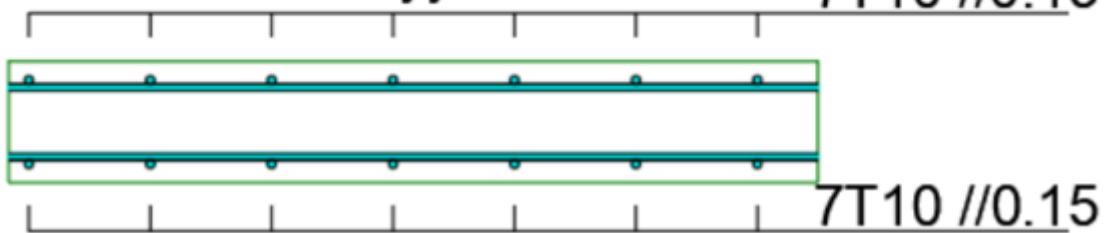
sens xx

7T10 //0.15



sens yy

7T10 //0.15

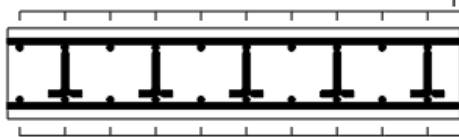


Ferrailages Dalle plein RDC

sens x-x

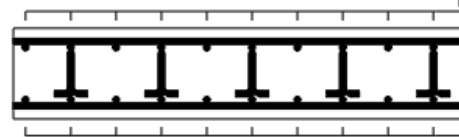
en travée

T14 //0.10



en appuis

T14 //0.10



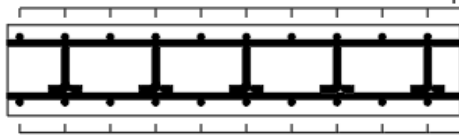
T14 //0.10

T14 //0.10

sens y-y

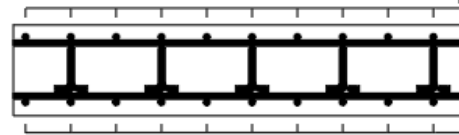
en travée

T14 //0.10



en appuis

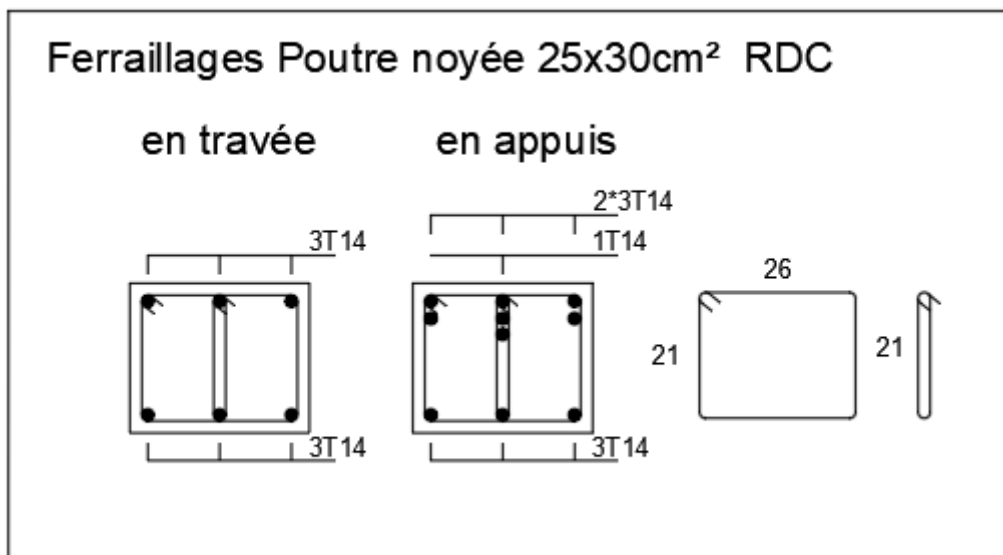
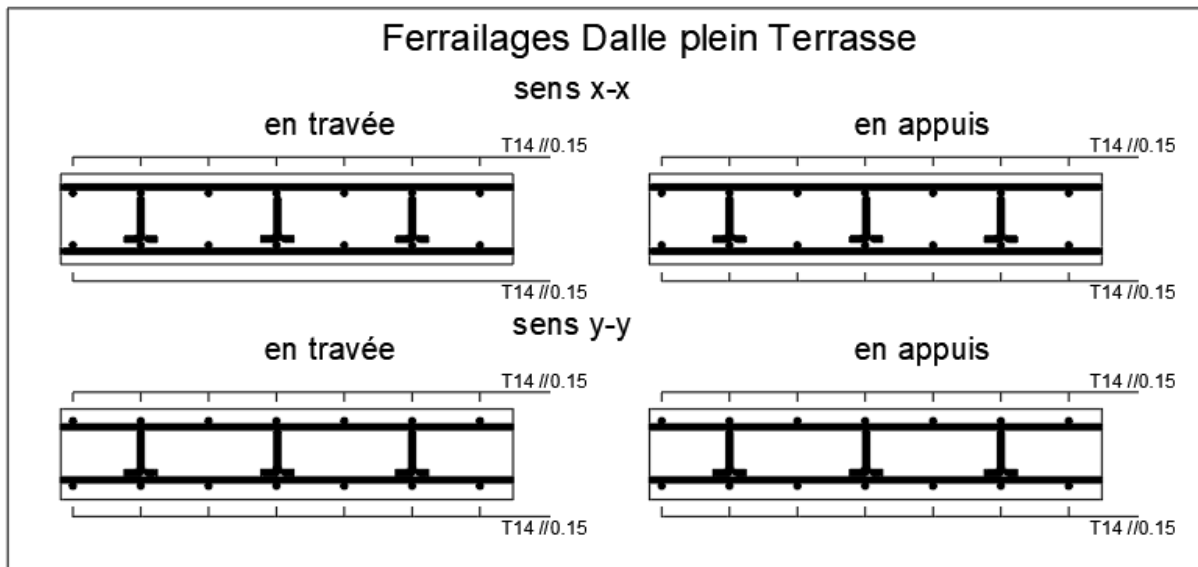
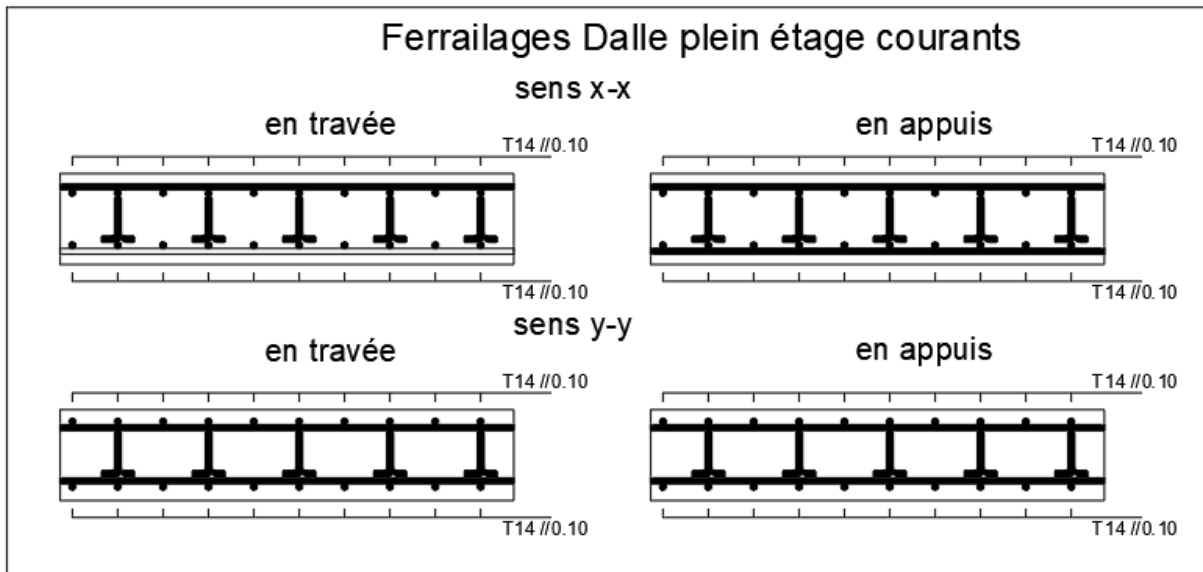
T14 //0.10



T14 //0.10

T14 //0.10

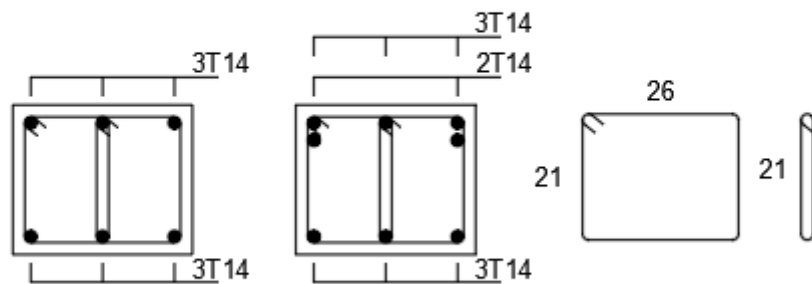
Schéma de ferrailage balcon.



Ferraillages Poutre noyée 25x30cm² étage courant

en travée

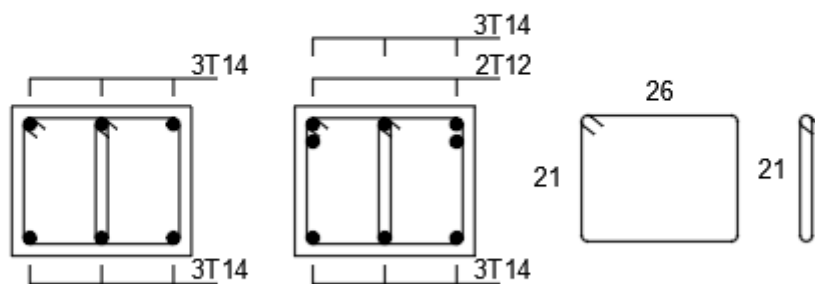
en appuis



Ferraillages Poutre noyée 25x30cm² Terrasse

en travée

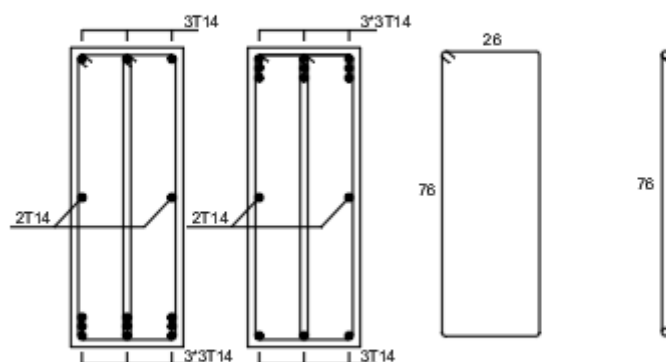
en appuis



Ferraillages Poutre 80x30cm² RDC

en travée

en appuis



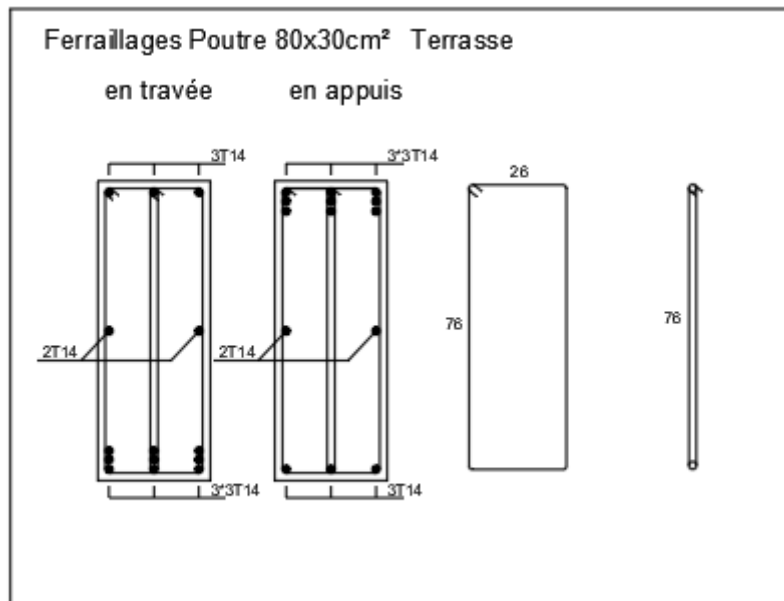
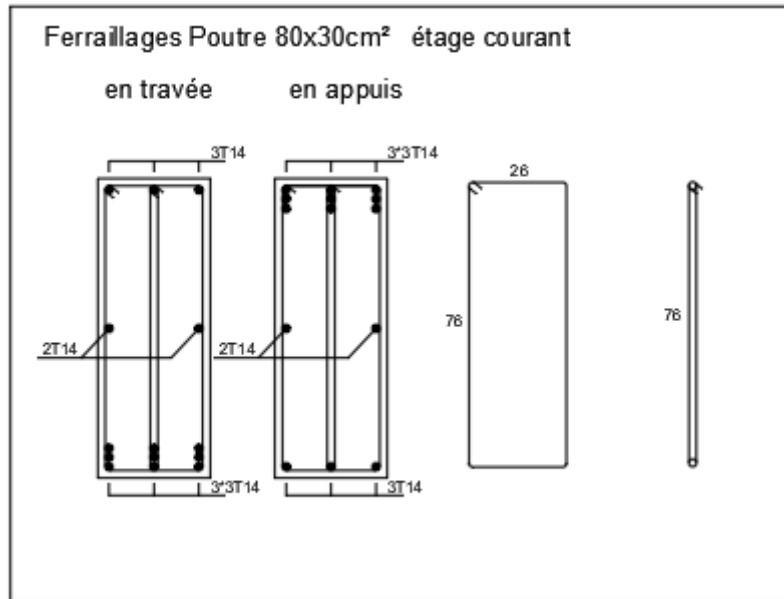


Schéma de Ferraillage de voile.

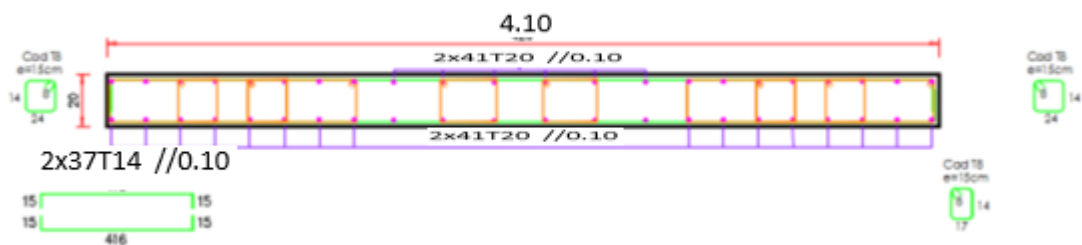


Schéma de ferrailage voile périphérique.

