



وزارة البحث العلمي والتعليم العالي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



N° d'ordre : M2. /GC/2022

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES
DE MASTER ACADIMIQUE**

Filière : Génie-civil

Option : Structure

Thème

**Etude technique et technico-commercial d'un bâtiment en
« r+16étages +3 sous-sols et un étage mezzanine » à usage
mixte avec un système constructif « murs porteurs »**

Présenté par :

AYAD Mohamed Cherif

Soutenu le 30/06/2022 devant le jury composé de :

Encadrent :	Dr. BAHAR Sadek	MCB	Université de Mostaganem
Président :	Dr. REZIGUA Ahmed	MCB	Université de Mostaganem
Examineur :	Dr. ZALMAT Yassine	MCB	Université de Mostaganem
Invité :	Mr.BELGUASMIA Khalil	MCB	Université de Mostaganem

Année Universitaire 2021/2022

بسم

الله

الرحمن

الرحيم

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 Sadek Bahar**, 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 nos compétences.

Nous sommes profondément reconnaissants.

Dédicace

Tout d'abord je remercie Allah qui m'a donné le courage pour arriver à réaliser ce projet

Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers aux mondes, **ma mère, mon père, mes sœurs** car à leurs soutiens que J'ai pu arriver à ce stade sans oublier, **mes oncles et mes tantes** et a tous l'ensemble de la faculté de Abdelhamid ibn badis.

Mon chère grand-père **Cherif** et ma grand-mère **Akila**

Je rends hommage a mon grand-père **Mohamed** et ma grand-mère **aicha**

A ma très chère directrice **Ghلامallah fatma baida**

A mon grand-père **Galouz Abdelhamid**

A mes chère sœurs **Abir et Ritaje**

Mon chère coussin **Mohamed.B**

Ma deuxième famille **Ould Menouer**

A mes amis **Maraf.Y et Belkheir.S et Belhani.M et Belalem.K et Nedder.D et Boudarbal.M et Zaouc.M et Benmenaouer.B et Housna et Hanaa**

Je rends hommage mon ami **Abou Mohamed**

Résumé

L'objectif de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé à usage multiple (habitation, commercial, et parking) constitué 3 sous-sols et d'un rez-de-chaussée ; mezzanine plus 16 étages , implanté à la wilaya d'Oran. 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 2019 ;*
- *L'étude des éléments structuraux ;*
- *L'étude de fondation, type du radier, radier générale ;*
- *La dernière partie études commerciale.*

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 technico-commercial

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة هيكل خرساني مقوى متعدد الاستخدامات (سكني وتجاري وموقف سيارات), ويتكون من 3 سراديب "القبو", و 16 طابق للسكن. البناية تقع في ولاية وهران. تم تصنيف هذه المنطقة على انها منطقة متوسطية 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
- الجزء الأخير دراسات العمال.

القواعد الجزئية المضادة للزلازل و قانون 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 3 basement and a ground floor; mezzanine plus 16 floors, located at the wilaya of Oran. 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 ANALYSIS version 2019
- the study of structural elements
- foundation study, type of write-off, general write-off
- the last part commercial studies

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

REMERCIEMENTS	d
Dédicace	e
Résumé	f
ملخص.....	g
Abstract	h
Sommaire	i
La liste des figures.....	z
La liste des tableaux	cc
LISTE DES NOTATIONS :	dd
Introduction générale.....	1
Chapitre 01 : présentation du projet	3
1.1 Introduction :	3
1.2. Présentation de l'ouvrage :	3
1.3. Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :	4
1.4. Donnée sismique de la structure :	4
1.5. Les éléments de l'ouvrage :	4
1.5.1. Planchers :	4
1.5.2. Ossature :	4
1.5.3. La bande noyée (poutre noyée) :	5
1.5.4. Les voiles :	5
1.5.5. Les escaliers :	5
1.5.6. La terrasse :	5
1.5.7. L'acrotère :	5
1.5.8. Maçonnerie :	5
1.5.9. La cage d'ascenseur :	5
1.5.10. Le revêtement :	5
1.5.11. Les fondations :	6
1.5.12. Système de coffrage :	6
1.5.13. Isolation :	6
1.6. Règlementation et normes utilisés :	6
1.7. Définition des états limites et les hypothèses de calcul :	6
1.7.1. Etats limites ultimes (ELU) :	7
1.7.2. Hypothèse de calcul à L'ELU :	7
1.7.3. Etats limites de service (ELS) :	8
1.7.4. Hypothèse de calcul à L'ELS :	8
1.8. Caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul :	9
1.8.1. Béton :	9
1.8.1.1. Dosage du béton :	9
1.8.1.2. Résistance du béton à la compression :	9
1.8.1.3. Résistance du béton à la traction :	10
1.8.1.4. Module de déformation longitudinale :	10
1.8.1.4.1. Module de déformation instantanée :	10
1.8.1.4.2. Module de déformation différée :	10
1.8.1.5. Module de déformation transversale :	10
1.8.1.6. Modèles de calcul :	11

1.8.1.6.1. A l'ELU :	11
1.8.1.8.2. A l'ELS :	12
1.8.1.9. Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :	12
1.8.1.9.1. Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :	12
1.8.1.9.2. Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :	12
1.8.1.10. Poids volumique de béton :	12
1.8.2. Acier :	13
1.8.2.1. Caractéristiques mécaniques :	13
1.8.2.2. Diagramme déformations contraintes :	13
1.8.2.2.1. L'ELU :	14
1.8.2.2.2. L'ELS :	14
1.9. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :	14
1.9.1. Etat limite ultime :	14
1.9.2. Etat limite de service :	14
1.9.3. Etat limite accidentelle :	14
1.10. Plan d'architecture :	16
1.10.1. Plan étage :	17
1.10.2. Plan de Buanderie :	18
1.10.3. Plan de toiture :	20
1.10. Conclusion :	21
Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges	23
2.1. Pré dimensionnement :	23
2.1.1. Introduction :	23
2.1.2. Plancher (dalle pleine) :	23
2.1.2.1. Condition de la flèche :	24
2.1.3. Les Voiles :	24
2.1.4. Poutres :	24
2.1.4.1. Selon les Règles de BAEL93 :	24
2.1.4.2. Conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :	25
2.1.4.3. Critères de flèche :	25
2.1.4.4. Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :	25
2.1.5. La bande noyée (Poutre Noyée) :	26
2.2. Descente Des Charges :	27
2.2.1. Introduction :	27
2.2.2. Plancher Terrasse Accessible :	27
2.2.3. Plancher Etage Courant :	28
2.2.4. Plancher RDC :	28
2.2.5. Plancher sous-sol :	29
2.2.6. Balcon :	29
2.2.7. Mur Extérieure :	30
2.2.8. Mure Intérieur :	30
2.2.9. Escalier :	31
2.2.9.1. Volée (la paillasse) :	31
2.2.9.2. Palier :	31
2.3. Conclusion :	31
Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux	33
3.1. Introduction :	33
3.2. Etude d'acrotère :	33

3.2.1. Définition :	33
3.2.2. L'acrotère :	33
3.2.3. Calcul des sollicitations :	33
3.2.3.1. Charge permanente :	33
3.2.3.2. Charge d'exploitation :	34
3.2.3.3. La force horizontale : Fp [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)] :	34
3.2.4. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :	35
3.2.4.1. ELU :	35
3.2.4.2. ELS ;	35
3.2.5. Calcul de ferrailage :	35
3.2.5.1. ELU : Détermination de l'excentricité : eu	35
3.2.6. Calcul en flexion simple :	36
3.2.6.1. Moment fictif :	36
3.2.6.2. Moment réduit :	36
3.2.6.3. Armatures fictives :	36
3.2.6.4. Condition de non fragilité :	36
3.2.6.5. Les armatures des répartitions :	37
3.2.7. Vérifications à l'ELU :	37
3.2.7.1. Condition de non fragilité :	37
3.2.7.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)	37
3.2.7.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL99/ Art A 6.1,3)	37
3.2.7.4. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)	38
3.2.7.5. Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99).	38
3.2.8. Vérification à l'ELS :	38
3.2.8.1. Position de l'axe neutre :	38
3.2.8.2. Moment d'inertie :	38
3.2.8.3. Vérification des contraintes dans le béton :	38
3.2.8.4. Vérification des contraintes dans les aciers :	39
3.2.8.5. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :	39
3.3. Etude des balcons :	42
3.3.1. Epaisseur de balcon :	42
3.3.2. Détermination des charges :	42
3.3.2.1. Charge permanente :	42
3.3.2.2. Charges d'exploitations :	42
3.3.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :	42
3.3.3.1. Combinaison de charge :	42
3.3.3.2. Calcul des efforts internes :	43
3.3.4. Calcul à l'ELU :	44
3.3.4.1. Armatures principales :	44
3.3.4.2. Armatures de répartition :	44
3.3.5. Vérifications à l'ELU :	45
3.3.5.1. Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).	45
3.3.5.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211).	45
3.3.5.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)	45
3.3.5.4. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)	45
3.3.5.4.1. Armatures longitudinales :	45
3.3.5.4.2. Armatures transversales :	46

3.3.5.5. Espacement des barres :	46
3.3.5.5.1. Armatures longitudinales :	46
3.3.5.5.2. Armature transversale :	46
3.3.6. Calcul à l'ELS :	46
3.3.6.1. Combinaison de charge :	46
3.3.6.2. Calcul des efforts internes :	47
3.3.6.2.1. Position de l'axe neutre :	48
3.3.6.2.2. Moment d'inertie :	48
3.3.6.3. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)	48
3.3.6.4. État limite d'ouvertures des fissures :	48
3.3.6.5. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)	49
3.4. Etude escalier :	50
3.4.1. Introduction :	50
3.4.2. Définition des éléments d'un escalier :	50
3.4.3. Dimensionnement :	51
3.4.3.1. Vérification de la loi de BLANDEL :	51
3.4.3.2. Nombre de contre marches :	51
3.4.3.3. Nombre de marches :	51
3.4.3.4. La ligne de foulée :	51
3.4.3.5. L'inclinaison :	51
3.4.3.6. La longueur de la paillasse (Lpaillasse) :	51
3.4.3.7. L'épaisseur de la paillasse et le palier :	52
3.4.4. Détermination des charges et surcharges :	52
3.4.4.1. Charges permanentes :	52
3.4.4.1.1. Palier :	52
3.4.4.1.2. Pailasse :	52
3.4.4.2. Charges d'exploitations :	53
3.4.4.3. Combinaison de charges :	53
3.4.4.3.1. Etat limite ultime (ELU) :	53
3.4.4.3.2. Etat limite service (ELS) :	53
3.4.5. Paillasse :	53
3.4.5.1. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :	53
3.4.5.2. Calcul des efforts internes :	54
3.4.5.3. Calcul à l'ELU :	54
3.4.5.3.1. Armatures principales :	55
3.4.5.3.2. Armatures de répartition :	55
3.4.5.4. Vérifications à l'ELU :	55
3.4.5.4.1. Condition de non fragilité : (BAEL99 /Art A.4.2.1).	55
3.4.5.4.2. Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)	55
3.4.5.4.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)	55
3.4.5.4.4. Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)	56
3.4.5.4.4.1. Armatures longitudinales :	56
3.4.5.4.4.2. Armatures transversales :	56
3.4.5.4.4.3. Espacement des barres :	57
3.4.5.4.4.3.1. Armatures longitudinales :	57
3.4.5.4.4.3.2. Armatures transversales :	57
3.4.5.5. Calcul à l'ELS :	57
3.4.5.5.1. Calcul des efforts internes :	58

3.4.5.5.1.1. Position de l'axe neutre :	58
3.4.5.5.1.2. Moment d'inertie :	58
3.4.5.5.2. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)	59
3.4.5.5.3. État limite d'ouvertures des fissures :	59
3.4.5.5.4. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)	59
3.4.6. Palier :	60
3.4.6.1. En travée :	60
3.4.6.1.1. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :	60
3.4.6.1.2. Calcul des efforts internes :	60
3.4.6.1.2. Calcul à l'ELU :	61
3.4.6.1.2.1. Armatures principales :	61
3.4.6.1.2.2. Armatures de répartition :	62
3.4.6.1.3. Vérifications à l'ELU :	62
3.4.6.1.3.1. Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1)	62
3.4.6.1.3.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)	62
3.4.6.1.3.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)	62
3.4.6.1.3.4. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)	63
3.4.6.1.3.4.1. Armatures longitudinales :	63
3.4.6.1.3.4.2. Armatures transversales :	63
3.4.6.1.3.4.3. Espacement des barres :	63
3.4.6.1.3.4.3.1. Armatures longitudinales :	63
3.4.6.1.3.4.3.2. Armatures transversales :	63
3.4.6.1.4. Calcul à l'ELS :	64
3.4.6.1.4.1. Calcul des efforts internes :	64
3.4.6.1.4.1.1. Position de l'axe neutre :	65
3.4.6.1.4.1.2. Moment d'inertie :	65
3.4.6.1.4.2. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)..	65
3.4.6.1.4.3. État limite d'ouvertures des fissures :	66
3.4.6.1.4.4. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)	66
3.4.6.2. En appuis :	67
3.4.6.2.1. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :	67
3.4.6.2.2. Calcul des efforts internes :	67
3.4.6.2.3. Calcul à l'ELU :	68
3.4.6.2.3.1. Armatures principales :	68
3.4.6.2.3.2. Armatures de répartition :	68
3.4.6.2.3. Vérifications à l'ELU :	68
3.4.6.2.3.1. Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1)	68
3.4.6.2.3.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)	69
3.4.6.2.3.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)	69
3.4.6.2.3.4. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)	69
3.4.6.2.3.4.1. Armatures longitudinales :	69
3.4.6.2.3.4.2. Armatures transversales :	70
3.4.6.2.3.4.3. Espacement des barres :	70
3.4.6.2.3.4.3.1. Armatures longitudinales :	70
3.4.6.2.3.4.3.2. Armatures transversales :	70
3.4.6.2.4. Calcul à l'ELS :	70
3.4.6.2.4.1. Calcul des efforts internes :	71
3.4.6.2.4.1.1. Position de l'axe neutre :	72

3.4.6.2.4.1.2. Moment d'inertie :	72
3.4.6.2.4.2. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91) ..	72
3.4.6.2.4.3. État limite d'ouvertures des fissures :	72
3.4.6.2.4.4. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)	72
3.5. Calcul de la salle machine :	75
3.5.1. Introduction :	75
3.5.2. Calcul de la dalle pleine de la salle machine à l'ELU :	75
3.5.2.1. Epaisseur de la dalle h_0 :	75
3.5.3. Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} du système du levage :	76
3.5.4. Calcul des moments du au poids propre de la dalle : (Méthode BAEL 91)	76
3.5.5. Les moments agissants sur la dalle :	77
3.5.6. Ferrailage de la dalle :	77
3.5.6.1. Dans le sens x-x :	77
3.5.6.1.1. En travée :	77
3.5.6.1.2. Aux appuis :	78
3.5.6.2. Dans le sens y-y :	78
3.5.6.2.1. En travée :	78
3.5.6.2.2. Aux appuis :	78
3.5.7. Vérification à l'ELU :	79
3.5.7.1. Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :	79
3.5.7.1.1. Dans le sens x-x :	79
3.5.7.1.2. Dans le sens y-y :	79
3.5.7.2. Ecartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL99) :	79
3.5.7.2.1. Sens principal :	79
3.5.7.2.2. Sens perpendiculaire :	79
3.5.7.3. Condition de non poinçonnement (Art A.5.2.42) :	80
3.5.7.4. Vérification des contraintes tangentielles :	80
3.5.7.5. Diamètre maximal des armatures (Art 8.2.42/BAEL99) :	80
3.5.8. Vérification à l'ELS :	80
3.5.8.1. Evaluation des moments (M_{x1} et M_{y1}) engendrant par le système du levage :	80
3.5.8.2. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle pleine :	81
3.5.8.3. Superposition des moments agissant au centre du panneau :	81
3.5.8.4. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers: (Art A.	81
3.5.8.4.1. Position de l'axe neutre :	81
3.5.8.4.2. Moment d'inertie :	81
3.5.8.5. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)	82
3.5.8.6. État limite d'ouvertures des fissures :	82
3.5.8.7. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)	82
Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.	85
4.1. Introduction :	85
4.2. Choix de la méthode de calcul :	85
4.2.1. Méthode statique équivalente :	85
4.2.1.1. Principe de la méthode :	85
4.2.1.2. Conditions d'application de la MSE :	85
4.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :	86
4.2.2.1. Principe de la méthode dynamique modale :	86
4.2.2.2. Les hypothèses :	86

4.3. Méthode d'analyse modale spectrale :	86
4.3.1. Principe :	86
4.3.2. Domaine d'application :	86
4.3.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse :	86
4.3.3.1. Coefficient d'accélération A :	86
4.3.3.2. Coefficient de comportement global de la structure R :	86
4.3.3.3. Facteur de qualité Q :	87
4.3.3.3.1. Régularité en plan :	87
4.3.3.3.2. Régularité en élévation :	87
4.3.3.3.3. Contrôle de la qualité des matériaux :	87
4.3.3.3.4. Contrôle de la qualité de l'exécution :	87
4.3.3.4. Facteur de correction d'amortissement " η " :	88
4.3.3.5. Période T1 et T2 du site considérée S2 :	88
4.3.3.6. Spectre de réponse de calcul :	88
4.3.3.7. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :	88
4.3.3.8. Estimation de la période fondamentale de la structure :	88
4.3.3.9. Facteur d'amplification dynamique moyen D :	89
4.4. Poids total de la structure :	89
4.5. Modélisation de la structure :	90
4.5.1. Position des voiles :	90
4.6. Calcul de la force sismique totale :	94
4.7. Résultats de calcul :	94
4.7.1. Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003	98
4.8. Evaluation des excentricités :	98
4.8.1. Excentricités théoriques :	98
4.9. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :	100
4.10. Vérification des déplacements inter étage :	100
4.11. Vérification de l'effet $P - \Delta$:	101
4.12. Calcul de la force sismique selon la hauteur :	103
4.13. Conclusion :	105
Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux	107
5.1. Introduction :	107
5.2. Les planchers :	107
5.2.1. Introduction :	107
5.2.2. Etude des planchers dalle plein :	108
5.2.3. Sous-sol :	108
5.2.3.1. Evaluation des charges :	108
5.2.3.2. Combinaison d'action :	109
5.2.3.3. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :	109
5.2.3.4. La réduction des moments :	109
5.2.3.5. Sens xx :	110
5.2.3.5.1. En travée :	110
5.2.3.5.1.1. Calcul des ferraillages :	110
5.2.3.5.1.2. Vérification à l'ELU :	110
5.2.3.5.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	110
5.2.3.5.1.2.2. Espacement des barres :	110
5.2.3.5.1.3. Vérification à l'ELS :	110

5.2.3.5.1.3.1. Position de l'axe neutre :	110
5.2.3.5.1.3.2. Moment d'inertie :	111
5.2.3.5.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	111
5.2.3.5.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	111
5.2.3.5.2. En appuis :	111
5.2.3.5.2.1. Calcule des ferraillages :	111
5.2.3.5.2.2. Vérification à l'ELU :	112
5.2.3.5.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	112
5.2.3.5.2.2.2. Espacement des barres :	112
5.2.3.5.2.3. Vérification à l'ELS :	112
5.2.3.5.2.3.1. Position de l'axe neutre :	112
5.2.3.5.2.3.2. Moment d'inertie :	112
5.2.3.5.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	112
5.2.3.5.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	112
5.2.3.6. Sens yy :	113
5.2.3.6.1. En travée :	113
5.2.3.6.1.1. Calcule des ferraillages :	113
5.2.3.6.1.2. Vérification à l'ELU :	113
5.2.3.6.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	113
5.2.3.6.1.2.2. Espacement des barres :	113
5.2.3.6.1.3. Vérification à l'ELS :	114
5.2.3.6.1.3.1. Position de l'axe neutre :	114
5.2.3.6.1.3.2. Moment d'inertie :	114
5.2.3.6.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	114
5.2.3.6.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	114
5.2.3.6.2. En appuis :	114
5.2.3.6.2.1. Calcule des ferraillages :	114
5.2.3.6.2.2. Vérification à l'ELU :	115
5.2.3.6.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	115
5.2.3.6.2.2.2. Espacement des barres :	115
5.2.3.6.2.3. Vérification à l'ELS :	115
5.2.3.6.2.3.1. Position de l'axe neutre :	115
5.2.3.6.2.3.2. Moment d'inertie :	115
5.2.3.6.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	115
5.2.3.6.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	116
5.2.4. Les moments totaux appliqués sur Les dalles des différents étages :	116
5.2.5. RDC :	116
5.2.5.1. Sens xx :	116
5.2.5.1.1. En travée :	116
5.2.5.1.1.1. Calcule des ferraillages :	116
5.2.5.1.1.2. Vérification à l'ELU :	117
5.2.5.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	117
5.2.5.1.1.2.2. Espacement des barres :	117
5.2.5.1.2. En appuis :	117
5.2.5.1.2.1. Calcule des ferraillages :	117
5.2.5.1.2.2. Vérification à l'ELU :	118
5.2.5.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	118

5.2.5.1.2.2.2. Espacement des barres :	118
5.2.5.2. Sens yy :	118
5.2.5.2.1. En travée :	118
5.2.5.2.1.1. Calcule des ferraillages :	118
5.2.5.2.1.2. Vérification à l'ELU :	118
5.2.5.2.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	118
5.2.5.2.1.2.2. Espacement des barres :	118
5.2.5.2.2. En appuis :	119
5.2.5.2.2.1. Calcule des ferraillages :	119
5.2.5.2.2.2. Vérification à l'ELU :	119
5.2.5.2.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	119
5.2.5.2.2.2.2. Espacement des barres :	119
5.2.6. Etage courant :	119
5.2.6.1. Sens xx :	119
5.2.6.1.1. En travée :	119
5.2.6.1.1.1. Calcule des ferraillages :	119
5.2.6.1.1.2. Vérification à l'ELU :	120
5.2.6.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	120
5.2.6.1.1.2.2. Espacement des barres :	120
5.2.6.1.2. En appuis :	120
5.2.6.1.2.1. Calcule des ferraillages :	120
5.2.6.1.2.2. Vérification à l'ELU :	121
5.2.6.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	121
5.2.6.1.2.2.2. Espacement des barres :	121
5.2.6.2. Sens yy :	121
5.2.6.2.1. En travée :	121
5.2.6.2.1.1. Calcule des ferraillages :	121
5.2.6.2.1.2. Vérification à l'ELU :	121
5.2.6.2.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	121
5.2.6.2.1.2.2. Espacement des barres :	121
5.2.6.2.2. En appuis :	122
5.2.6.2.2.1. Calcule des ferraillages :	122
5.2.6.2.2.2. Vérification à l'ELU :	122
5.2.6.2.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	122
5.2.6.2.2.2.2. Espacement des barres :	122
5.2.7. Terrasse :	122
5.2.7.1. Sens xx :	122
5.2.7.1.1. En travée :	122
5.2.7.1.1.1. Calcule des ferraillages :	122
5.2.7.1.1.2. Vérification à l'ELU :	123
5.2.7.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	123
5.2.7.1.1.2.2. Espacement des barres :	123
5.2.7.1.2. En appuis :	123
5.2.7.1.2.1. Calcule des ferraillages :	123
5.2.7.1.2.2. Vérification à l'ELU :	123
5.2.7.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	123
5.2.7.1.2.2.2. Espacement des barres :	124
5.2.7.2. Sens yy :	124

5.2.7.2.1. En travée :	124
5.2.7.2.1.1. Calcul des ferraillages :	124
5.2.7.2.1.2. Vérification à l'ELU :	124
5.2.7.2.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	124
5.2.7.2.1.2.2. Espacement des barres :	124
5.2.7.2.2. En appuis :	125
5.2.7.2.2.1. Calcul des ferraillages :	125
5.2.7.2.2.2. Vérification à l'ELU :	125
5.2.7.2.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	125
5.2.7.2.2.2.2. Espacement des barres :	125
5.2.8. Vérification des contraintes :	126
5.3. Etude des voiles :	129
5.3.1. Introduction :	129
5.3.2. Les avantages remarquables des voiles de contreventement :	129
5.3.3. Ferraillage des voiles :	129
5.3.4. Prescriptions imposées par RPA99/V2003 :	130
5.3.4.1. Aciers verticaux :	130
5.3.4.2. Aciers horizontaux :	130
5.3.4.3. Règles générales :	130
5.3.5. Sollicitations sur les voiles :	130
5.3.6. Calcul du ferraillage des voiles :	132
5.3.6.1. Le voile V1 :	132
5.3.6.1.1. Combinaison :	132
5.3.6.1.2. Diamètre :	133
5.3.6.1.3. Calcul de l'espacement :	135
5.3.6.1.3.1. Selon BAEL91 :	135
5.3.6.1.3.1. Selon RPA99/V2003 :	135
5.3.6.1.4. D'après le RPA99/V2003 :	135
5.3.6.1.5. Armatures finales :	135
5.3.6.1.6. Espacement :	135
5.3.6.1.7. Armatures appliquées :	136
5.3.6.1.7.1. Armatures verticales :	136
5.3.6.1.7.2. Armatures horizontales :	136
5.3.6.1.7.2.1. D'après le BAEL 91 :	136
5.3.6.1.7.2.2. D'après le RPA 99V2003 :	136
5.3.6.1.7.3. Armatures transversales :	136
5.3.6.1.8. Les vérifications :	138
5.3.6.1.8.1. Vérification de contrainte de cisaillement :	138
5.3.6.1.8.1.1. Selon le RPA :	138
5.3.6.1.8.1.2. Selon le BAEL :	138
5.4. Voile périphérique :	141
5.4.1. Introduction :	141
5.4.2. Le Dimensionnement :	141
5.4.2.1. Calcul des charges :	141
5.4.2.1.1. Poussée des terres :	141
5.4.2.1.2. Combinaison fondamentale :	142
5.4.2.2. Calcul du ferraillage :	142
5.4.2.3. La réduction des moments :	142

5.4.2.4. Sens xx :	143
5.4.2.4.1. En travée :	143
5.4.2.4.1.1. Calcule des ferraillages :	143
5.4.2.4.1.2. Vérification à l'ELU :	143
5.4.2.4.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	143
5.4.2.4.1.2.2. Espacement des barres :	143
5.4.2.4.1.3. Vérification à l'ELS :	143
5.4.2.4.1.3.1. Position de l'axe neutre :	143
5.4.2.4.1.3.2. Moment d'inertie :	144
5.4.2.4.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	144
5.4.2.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	144
5.4.2.4.2. En appuis :	144
5.4.2.4.2.1. Calcule des ferraillages :	144
5.4.2.4.2.2. Vérification à l'ELU :	145
5.4.2.4.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	145
5.4.2.4.2.2.2. Espacement des barres :	145
5.4.2.4.2.3. Vérification à l'ELS :	145
5.4.2.4.2.3.1. Position de l'axe neutre :	145
5.4.2.4.2.3.2. Moment d'inertie :	145
5.4.2.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	145
5.4.2.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	146
5.4.2.5. Sens yy :	146
5.4.2.5.1. En travée :	146
5.4.2.5.1.1. Calcule des ferraillages :	146
5.4.2.5.1.2. Vérification à l'ELU :	146
5.4.2.5.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	146
5.4.2.5.1.2.2. Espacement des barres :	146
5.4.2.5.1.3. Vérification à l'ELS :	147
5.4.2.5.1.3.1. Position de l'axe neutre :	147
5.4.2.5.1.3.2. Moment d'inertie :	147
5.4.2.5.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	147
5.4.2.5.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	147
5.4.2.5.2. En appuis :	148
5.4.2.5.2.1. Calcule des ferraillages :	148
5.4.2.5.2.2. Vérification à l'ELU :	148
5.4.2.5.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	148
5.4.2.5.2.2.2. Espacement des barres :	148
5.4.2.5.2.3. Vérification à l'ELS :	148
5.4.2.5.2.3.1. Position de l'axe neutre :	148
5.4.2.5.2.3.2. Moment d'inertie :	148
5.4.2.5.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	149
5.4.2.5.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	149
5.5. Poutre :	150
5.5.1. Introduction :	150
5.5.2. Les moments de la poutre :	150
5.5.3. Combinaisons d'actions :	150
5.5.3.1. Selon B.A.E.L 91 :	150

5.5.3.2. Selon R.P.A 99/V2003 :	151
5.5.4. Tableau des sollicitations :	151
5.5.5. Poutre Noyée chainages sous-sol (23*60) :	152
5.5.5.1. Ferrailage longitudinal :	152
5.5.5.1.1. En travée :	152
5.5.5.1.1.1. Calcule des ferrailages :	152
5.5.5.1.1.2. Vérification à l'ELU :	152
5.5.5.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	152
5.5.5.1.1.2.2. RPA :	152
5.5.5.1.1.3. Vérification à l'ELS :	152
5.5.5.1.1.3.1. Position de l'axe neutre :	152
5.5.5.1.1.3.2. Moment d'inertie :	153
5.5.5.1.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	153
5.5.5.1.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	153
5.5.5.1.2. En appuis :	153
5.5.5.1.2.1. Calcule des ferrailages :	153
5.5.5.1.2.2. Vérification à l'ELU :	154
5.5.5.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	154
5.5.5.1.2.2.2. RPA :	154
5.5.5.1.2.3. Vérification à l'ELS :	154
5.5.5.1.2.3.1. Position de l'axe neutre :	154
5.5.5.1.2.3.2. Moment d'inertie :	154
5.5.5.1.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	154
5.5.5.1.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	154
5.5.5.2. Ferrailage longitudinal :	155
5.5.5.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211) :	155
5.5.5.2.2. Calcul du diamètre :	155
5.5.5.2.3. Calcul de l'espacement :	155
5.5.5.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :	155
5.5.5.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :	156
5.5.6. Poutre Noyée chainages RDC (23*60) :	156
5.5.6.1. Ferrailage longitudinal :	156
5.5.6.1.1. En travée :	156
5.5.6.1.1.1. Calcule des ferrailages :	156
5.5.6.1.1.2. Vérification à l'ELU :	156
5.5.6.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	156
5.5.6.1.1.2.2. RPA :	156
5.5.6.1.2. En appuis :	157
5.5.6.1.2.1. Calcule des ferrailages :	157
5.5.6.1.2.2. Vérification à l'ELU :	157
5.5.6.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	157
5.5.6.1.2.2.2. RPA :	157
5.5.6.2. Ferrailage longitudinal :	157
5.5.6.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211) :	157
5.5.6.2.2. Calcul du diamètre :	158
5.5.6.2.3. Calcul de l'espacement :	158
5.5.6.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :	158
5.5.6.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :	158

5.5.7. Poutre Noyée chainages étages courants (23*60) :	158
5.5.7.1. Ferrailage longitudinal :	158
5.5.7.1.1. En travée :	158
5.5.7.1.1.1. Calcule des ferrailages :	158
5.5.7.1.1.2. Vérification à l'ELU :	159
5.5.7.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	159
5.5.7.1.1.2.2. RPA :	159
5.5.7.1.2. En appuis :	159
5.5.7.1.2.1. Calcule des ferrailages :	159
5.5.7.1.2.2. Vérification à l'ELU :	159
5.5.7.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	159
5.5.7.1.2.2.2. RPA :	160
5.5.7.2. Ferrailage longitudinal :	160
5.5.7.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211) :	160
5.5.7.2.2. Calcul du diamètre :	160
5.5.7.2.3. Calcul de l'espacement :	160
5.5.7.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :	160
5.5.7.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :	161
5.5.6. Poutre Noyée chainages Terrasse (23*60) :	161
5.5.8.1. Ferrailage longitudinal :	161
5.5.8.1.1. En travée :	161
5.5.8.1.1.1. Calcule des ferrailages :	161
5.5.8.1.1.2. Vérification à l'ELU :	161
5.5.8.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	161
5.5.8.1.1.2.2. RPA :	161
5.5.8.1.2. En appuis :	162
5.5.8.1.2.1. Calcule des ferrailages :	162
5.5.8.1.2.2. Vérification à l'ELU :	162
5.5.8.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	162
5.5.8.1.2.2.2. RPA :	162
5.5.8.2. Ferrailage longitudinal :	162
5.5.8.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211) :	162
5.5.8.2.2. Calcul du diamètre :	163
5.5.8.2.3. Calcul de l'espacement :	163
5.5.8.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :	163
5.5.8.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :	163
5.5.9. Poutre Sous-sol :	163
5.5.9.1. Ferrailage longitudinal :	163
5.5.9.1.1. En travée :	163
5.5.9.1.1.1. Calcule des ferrailages :	163
5.5.9.1.1.2. Vérification à l'ELU :	164
5.5.9.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	164
5.5.9.1.1.2.2. RPA :	164
5.5.9.1.2. En appuis :	164
5.5.9.1.2.1. Calcule des ferrailages :	164
5.5.9.1.2.2. Vérification à l'ELU :	164
5.5.9.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	164
5.5.9.1.2.2.2. RPA :	164

5.5.9.2. Ferrailage longitudinal :	165
5.5.9.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)	165
5.5.9.2.2. Calcul du diamètre :	165
5.5.9.2.3. Calcul de l'espacement :	165
5.5.9.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :	165
5.5.9.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :	165
5.5.10. Poutre RDC (30*75) :	166
5.5.10.1. Ferrailage longitudinal :	166
5.5.10.1.1. En travée :	166
5.5.10.1.1.1. Calcule des ferrailages :	166
5.5.10.1.1.2. Vérification à l'ELU :	166
5.5.10.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	166
5.5.10.1.1.2.2. RPA :	166
5.5.10.1.2. En appuis :	166
5.5.10.1.2.1. Calcule des ferrailages :	166
5.5.10.1.2.2. Vérification à l'ELU :	167
5.5.10.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	167
5.5.10.1.2.2.2. RPA :	167
5.5.10.2. Ferrailage longitudinal :	167
5.5.10.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)	167
5.5.10.2.2. Calcul du diamètre :	167
5.5.10.2.3. Calcul de l'espacement :	168
5.5.10.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :	168
5.5.10.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :	168
5.5.11. Poutre étages courants (30*75) :	168
5.5.11.1. Ferrailage longitudinal :	168
5.5.11.1.1. En travée :	168
5.5.11.1.1.1. Calcule des ferrailages :	168
5.5.11.1.1.2. Vérification à l'ELU :	169
5.5.11.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	169
5.5.11.1.1.2.2. RPA :	169
5.5.11.1.2. En appuis :	169
5.5.11.1.2.1. Calcule des ferrailages :	169
5.5.11.1.2.2. Vérification à l'ELU :	169
5.5.11.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	169
5.5.11.1.2.2.2. RPA :	169
5.5.11.2. Ferrailage longitudinal :	170
5.5.11.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)	170
5.5.11.2.2. Calcul du diamètre :	170
5.5.11.2.3. Calcul de l'espacement :	170
5.5.11.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :	170
5.5.11.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :	170
5.5.12. Poutre Terrasse (30*75) :	171
5.5.12.1. Ferrailage longitudinal :	171
5.5.12.1.1. En travée :	171
5.5.12.1.1.1. Calcule des ferrailages :	171
5.5.12.1.1.2. Vérification à l'ELU :	171
5.5.12.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	171

5.5.12.1.1.2.2. RPA :	171
5.5.12.1.2. En appuis :	172
5.5.12.1.2.1. Calcule des ferrailages :	172
5.5.12.1.2.2. Vérification à l'ELU :	172
5.5.12.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	172
5.5.12.1.2.2.2. RPA :	172
5.5.12.2. Ferrailage longitudinal :	172
5.5.12.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211) :	172
5.5.12.2.2. Calcul du diamètre :	173
5.5.12.2.3. Calcul de l'espacement :	173
5.5.12.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :	173
5.5.12.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :	173
Chapitre 06 : Etude de fondation.....	182
6.1. Introduction :	182
6.1.1. Fondations superficielles :	182
6.1.2. Fondations profondes :	182
6.2. Choix du type de fondation :	182
6.3. Etude de radier :	183
6.3.1. Pré dimensionnement du radier :	183
6.3.1.1. Condition de rigidité :	184
6.3.1.2. Condition forfaitaire :	184
6.3.1.3. Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :	184
6.3.1.4. Condition de non poinçonnement :	185
6.4. Déterminations des sollicitations :	186
6.5. Combinaison d'action :	187
6.5.1. Vérification des contraintes sous radier :	187
6.5.1.1. A L'ELU :	187
6.5.1.2. A L'ELS :	188
6.6. Vérification de l'effet de sous pression :	189
6.7. Ferrailage du radier.....	189
6.7.1. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :	189
6.7.2. La réduction des moments :	190
6.7.3. Sens xx :	190
6.7.3.1. En travée :	190
6.7.3.1.1. Calcule des ferrailages :	190
6.7.3.1.2. Vérification à l'ELU :	190
6.7.3.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	190
6.7.3.1.2.2. Espacement des barres :	191
6.7.3.1.3. Vérification à l'ELS :	191
6.7.3.1.3.1. Position de l'axe neutre :	191
6.7.3.1.3.2. Moment d'inertie :	191
6.7.3.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	191
6.7.3.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	191
6.7.3.2. En appuis :	192
6.7.3.2.1. Calcule des ferrailages :	192
6.7.3.2.2. Vérification à l'ELU :	192
6.7.3.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	192
6.7.3.2.2.2. Espacement des barres :	192

6.7.3.2.3. Vérification à l'ELS :	192
6.7.3.2.3.1. Position de l'axe neutre :	192
6.7.3.2.3.2. Moment d'inertie :	192
6.7.3.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	193
6.7.3.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	193
6.7.4. Sens yy :	193
6.7.4.1. En travée :	193
6.7.4.1.1. Calcul des ferraillages :	193
6.7.4.1.2. Vérification à l'ELU :	193
6.7.4.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	193
6.7.4.1.2.2. Espacement des barres :	194
6.7.4.1.3. Vérification à l'ELS :	194
6.7.4.1.3.1. Position de l'axe neutre :	194
6.7.4.1.3.2. Moment d'inertie :	194
6.7.4.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	194
6.7.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	194
6.7.4.2. En appuis :	195
6.7.4.2.1. Calcul des ferraillages :	195
6.7.4.2.2. Vérification à l'ELU :	195
6.7.4.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	195
6.7.4.2.2.2. Espacement des barres :	195
6.7.4.2.3. Vérification à l'ELS :	195
6.7.4.2.3.1. Position de l'axe neutre :	195
6.7.4.2.3.2. Moment d'inertie :	195
6.7.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	196
6.7.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	196
Chapitre 07 : Etude technico-commercial	199
7.1. Introduction :	199
7.2. Métré :	199
7.2.1. Définition du métré :	199
7.2.2. Définition de l'avant métré :	199
7.2.3. Feuille de métré	200
7.2.4. Métré de Béton	200
7.2.4.1. Radier :	200
7.2.4.2. Dalle plein :	200
7.2.4.3. Voile :	200
7.2.4.4. Poutre :	200
7.2.4.5. Escaliers :	200
7.2.4.6. Acrotère :	200
7.2.5. Métré de Ferraillages :	200
7.3. Le coffrage :	201
7.3.1. Le coffrage en bâtiment	201
7.3.2. Le coffrage en construction	201
7.3.3. Le coffrage en décoration	201
7.3.4. Métré de coffrage :	202
7.3.4.1. Radier :	202
7.3.4.2. Dalle plein :	202
7.3.4.3. Voile :	202

7.3.4.4. Poutre :	202
7.2.4.5. Acrotère :.....	203
7.4. Résumé de métré forma tableau :	203
7.5. Planning :.....	205
7.6. Devis :.....	210
7.6.1. Le devis descriptif :.....	210
7.6.2. Le devis estimatif :.....	211
7.7. Prix unitaire :	211
7.7.1. Etape 1 :	211
7.7.2. Etape 2	221
7.7.3. BETON DE PROPRETE	221
7.7.4. Radier :.....	222
7.7.5. Poutre :.....	225
7.7.6. Dalle plein :.....	228
7.8. Etude de coût direct :	232
7.9. Etude de coût indirect avec la marge bénéficiaire :	235
7.10. Conclusions :	236
Conclusion générale	237
Bibliographie	238
Annexe	240

La liste des figures

Figure 1.1 : Vue sur la situation de site étudiée.	3
Figure 1.2 : Diagramme déformations limites de la section.	8
Figure 1.3 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.	11
Figure 1.4 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.	12
Figure 1.5 : Diagramme contrainte déformation.	14
Figure 1.6 : Plan étage.	17
Figure 1.7 : Plan de Buanderie.	18
Figure 1.8 : Plan de toiture.	20
Figure 2.1 : Plancher dalle pleine.	23
Figure 2.2 : Dalle pleine.	24
Figure 2.3 : Coupe de voile.	24
Figure 2.4 : Dimensions de poutres.	25
Figure 2.5 : Poutres.	25
Figure 2.6 : Poutre noyée.	26
Figure 2.7 : Poutre noyée.	26
Figure 2.8 : Plancher terrasse accessible.	27
Figure 2.9 : Section transversale d'un plancher.	28
Figure 2.10 : Section transversale d'un plancher.	28
Figure 2.11 : Plancher balcon.	29
Figure 2.12 : coupe vertical de mur extérieure.	30
Figure 3.1 : Coupe transversal de l'acrotère.	34
Figure 3.2 : Schéma statique de l'acrotère.	34
Figure 3.3 : Ferrailage d'acrotère.	41
Figure 3.4 : Schéma statique de calcul à l'ELU.	43
Figure 3.5 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.	44
Figure 3.6 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	44
Figure 3.7 : Schéma statique de calcul à l'ELS.	47
Figure 3.8 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	47
Figure 3.9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	47
Figure 3.10 : plan de ferrailage des balcons.	49
Figure 3.11 : Différents éléments d'un escalier.	51
Figure 3.12 : Schéma statique de calcul à l'ELU.	54
Figure 3.13 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.	54
Figure 3.14 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	54
Figure 3.15 : Schéma statique de calcul à l'ELS.	57
Figure 3.16 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	58
Figure 3.17 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	58
Figure 3.18 : plan de ferrailage des volées.	60
Figure 3.19 : Schéma statique de calcul à l'ELU.	60
Figure 3.20 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.	61
Figure 3.21 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	61
Figure 3.22 : Schéma statique de calcul à l'ELS.	64
Figure 3.23 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	64
Figure 3.24 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	65
Figure 3.25 : Schéma statique de calcul à l'ELU.	67

Figure 3.26 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.	67
Figure 3.27 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	68
Figure 3.28 : Schéma statique de calcul à l'ELS.	71
Figure 3.29 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	71
Figure 3.30 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	72
Figure 3.31 : plan de ferrailage des paliers.	73
Figure 3.32 : Schémas d'un ascenseur dans un bâtiment.	75
Figure 3.33 : Plan de ferrailage de la dalle triangulaire.	83
Figure 4.1 : disposition des voiles.	90
Figure 4.2 : Vue de la structure modélisée.	92
Figure 4.3 : Vue de la structure modélisée.	93
Figure 4.4 : Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x).	95
Figure 4.5 : Le 2ème est une translation suivant l'axe (y-y)	96
Figure 4.6 : : le 3ème mode de torsions.	98
Figure 5.1 : moment d'encastrement des dalles rectangulaires.	108
Figure 5.2 : numérotation des panneaux de notre dalles.	108
Figure 5.3 : Schéma de ferrailage pour la dalle sou-sol.	127
Figure 5.4 : Schéma de ferrailage pour la dalle RDS.	127
Figure 5.5 : Schéma de ferrailage pour la dalle etage courant.	128
Figure 5.6 : Schéma de ferrailage pour la dalle Terrasse.	128
Figure 5.7 : Disposition verticale des armatures dans les voiles.	131
Figure 5.8 : Schéma de ferrailage pour voile sous-sol 3.	140
Figure 5.9 : Schéma statique d'une voile périphérique.	141
Figure 5.10 : Ferraillages d' une voile périphérique.	150
Figure 5.11 : Ferraillages Poutre Noyée Sous-sol 60*23 cm.	175
Figure 5.12 : Ferraillages Poutre Noyée RDC 23*60 cm.	176
Figure 5.13 : Ferraillages Poutre Noyée étages courants 23*60 cm.	176
Figure 5.14 : Ferraillages Poutre Noyée Terrasse 23*60 cm.	176
Figure 5.15 : Ferraillages Poutre Sous-sol 73*30 cm.	177
Figure 5.16 : Ferraillages Poutre RDC 75*30 cm.	178
Figure 5.117 : Ferraillages Poutre étages courants 75*30 cm.	178
Figure 5.18 : Ferraillages Poutre Terrasse 75*30 cm.	179
Figure 6.1 : Cartographies A L'ELU.	187
Figure 6.2 : Cartographies A L'ELS.	188
Figure 6.3 : Ferrailage de radier.	197
Figure 7.1 : Métré de ferraillages.	201
Figure 7.2 : Métré de coffrage.	202
Figure 7.3 : Lancement du logiciel.	212
Figure 7.4 : Création d'une nouvelle base de données.	213
Figure 7.5 : Générateur de prix.	213
Figure 7.6 : Type du projet.	213
Figure 7.7 : Décimales.	214
Figure 7.8 : Pourcentages.	214
Figure 7.9 : Mode d'édition.	215
Figure 7.10 : Unités d'ouvrage sans décomposition.	215
Figure 7.11 : Données avant signature.	216
Figure 7.12 : La sélection de l'emplacement du projet.	217

Figure 7.13 : Générateur de prix .	219
Figure 7.14 : Données supplémentaires.	220
Figure 7.15 : : Caractéristiques du béton de propreté.	221
Figure 7.16 : Béton.	222
Figure 7.17 : Acier	222
Figure 7.18 : Séparateurs.	223
Figure 7.19 : Compléments.	224
Figure 7.20 : Finition.	225
Figure 7.21 : Poutre.	225
Figure 7.22 : Béton.	226
Figure 7.23 : Acier.	226
Figure 7.24 : Séparateurs.	227
Figure 7.25 : Coffrage.	228
Figure 7.26 : Dalle.	228
Figure 7.27 : Béton.	229
Figure 7.28 : Acier.	229
Figure 7.29 : Coffrage.	230
Figure 7.30 : Séchage.	231

La liste des tableaux

Tableau 1.1 : Dimensios de plan.	4
Tableau 1.2 : Différents types d'acier.	13
Tableau 2.1: Plancher Terrasse accessible.	27
Tableau 2.2 : Plancher étage courant.....	28
Tableau 2.3 : Plancher RDC.....	28
Tableau 2.4 : Plancher SOUD-SOL	29
Tableau 2.5 : Balcon.....	29
Tableau 2.6 : Mur extérieurs (double parois).	30
Tableau 2.7 : Murs intérieur.	30
Tableau 2.8 : Les charges de la paillasse.....	31
Tableau 2.9 : Les charges de palier.	31
Tableau 3.1 : Les charges de Palier.	52
Tableau 3.2 : Les charges de la paillasse.....	53
Tableau 4.1 : Pénalités du facteur de qualité.....	87
Tableau 4.2 : Taux de participation modale.	95
Tableau 4.3 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.	99
Tableau 4.4 : les forces sismiques des deux directions.	100
Tableau 4.5 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.....	100
Tableau 4.6 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens X-X et sens Y-Y.	102
Tableau 4.7 : disposition de la force sismique	104
Tableau 5.1 : Les valeurs des moments de chaque niveau.	116
Table1au 5.2 : Calcul et vérification des contraintes (ELS).....	126
Tableau 5.3 : Sollicitations obtenues par ROBOT.	132
Tableau 5. 4 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage vertical dans les zones tendues.	134
Tableau 5.5 : Ferrailage verticales et Ferrailage horizontales de chaque voile.	137
Tableu 5.6 : Vérification des contraintes de cisaillement	139
Tableau 5.7 : Les valeurs des moments de chaque niveau.	151
Tableau 5.8 : Dimensions des poutres.....	151
Tableau 5.9 : Calcul et vérification des contraintes (ELS).....	174
Tableau 7.1 : Résumé de métré.	205
Tableau 7.2 : Planning.....	209
Tableau 7.3 : Coût direct.	235
Tableau 7.4 : Devis.....	235

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.

At : 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 aux armatures tendus : 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 direction X et Y.

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

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

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

Mr : moment de renversement.

M_s : moment stabilisant.

M_f : moment fictive.

a : épaisseur du de voile.

d : hauteur utile

C : centre de pression.

h_e : hauteur libre d'étage.

V_u : effort tranchant.

W_p : poids propre de l'acrotère.

C_p : facteur de force horizontale.

F_p : l'action de la force sismique appliquée sur l'acrotère.

N_{ser} : effort normal pondéré l'état limite service.

N_u : effort normal pondéré à l'état limite ultime.

P : force concentrée.

L_v : longueur de la volée.

f : flèche.

$\bar{f}$: flèche admissible.

Q_u : charge calculée à l'état limite ultime.

Q_{ser} : 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.

p_q : pénalité.

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids du aux charges d'exploitation.

V : effort sismique

F_i : force concentrée au sommet de la structure.

R_x, R_y : coordonnées du centre de masse selon X et Y;

G_x, G_y : coordonnées du centre de rigidité selon X et Y.

I_{xi}, I_{yi} : moment d'inertie par rapport aux axes OX et OY.

e_{x0}, e_{y0} : l'excentricité théorique dans les directions X et Y.

e_{x1}, e_{y1} : l'excentricité accidentelle dans les directions X et Y.

L_r : 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 16 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 recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BEAL91/99 ET CBA93° ET LES DOCUMENTS TECHNIQUES Y AFFÉRANT (D.T.R.BC2.2))

Notre travail se subdivisera 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 ferraillages des différents éléments secondaires (acrotère, escalier...etc.).

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillages 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, poteaux et voiles.

La troisième, nous aborderons l'étude des fondations.

La dernière partie étude commerciale

Chapitre 01 : Présentation du projet

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. Pour tout construction le plancher est une structure horizontale qui supportera les surcharges d'exploitation (mobilière, véhicules, personnes.....) et les charges permanentes (cloisons, revêtements). Celle-ci retransmettra aux poutres, aux murs porteurs. Au final toutes ces charges se reportent aux fondations.

1.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous étudions se compose de trois parties principales, un sous-sol pour parking au rez-de-chaussée à usage commercial et seize étages à usage habitation.

Notre projet se situe dans la ville d'Oran, le quartier du Méridien, qui est une zone sismique à activité sismique moyenne (zone IIA) selon les règles sismiques algériennes (RPA 99 version 2003).



Figure 1.1 : Vue sur la situation de site étudié.

Chapitre 01 : présentation du projet

1.3. Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :

Longueur totale du bâtiment	31.70 m
Largeur totale du bâtiment	21.70 m
Hauteur totale du bâtiment	65.11 m
Hauteur du R.D.C	3.06 m
Hauteur de mezzanine	3.23 m
Hauteur des étages courants	2.88 m
Hauteur de sous-sol	3.23m

Tableau 1.1 : Dimensions de plan.

1.4. Donnée sismique de la structure :

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

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

1.5. Les éléments de l'ouvrage :

1.5.1. Planchers :

Ce sont des aires planes séparant les différents niveaux d'un bâtiment. Les planchers remplissent deux fonctions principales :

- ❖ **Fonction de résistance mécanique :** les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- ❖ **Fonction d'isolation :** ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre cas, pour les planchers des étages courants ainsi que la terrasse on a adopté des planchers en dalle pleines.

Pour les balcons et les paliers des escaliers on a opté des planchers en dalle pleines, constitué de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation.

1.5.2. Ossature :

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

Chapitre 01 : présentation du projet

1.5.3.La bande noyée (poutre noyée) :

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

1.5.4.Les voiles :

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

1.5.5.Les escaliers :

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

1.5.6.La terrasse :

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

1.5.7.L'acrotère :

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

Dans notre cas au niveau de terrasse, notre bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 100 cm d'hauteur.

1.5.8.Maçonnerie :

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

1.5.9.La cage d'ascenseur :

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

1.5.10. Le revêtement :

Les revêtements sont comme suit :

- ❖ Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
- ❖ Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.

Chapitre 01 : présentation du projet

- ❖ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ❖ Céramique pour salle d'eau et cuisine.

1.5.11.Les fondations :

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

1.5.12.Système de coffrage :

Le bâtiment sera réalisé au moyen d'un coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage traditionnel (bois et métal) pour les planchers.

1.5.13. Isolation :

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

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

1.6. Règlementation et normes utilisés :

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

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

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

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

Chapitre 01 : présentation du projet

1.7.1. Etats limites ultimes (ELU) :

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

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

1.7.2. Hypothèse de calcul à L'ELU :

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

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

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

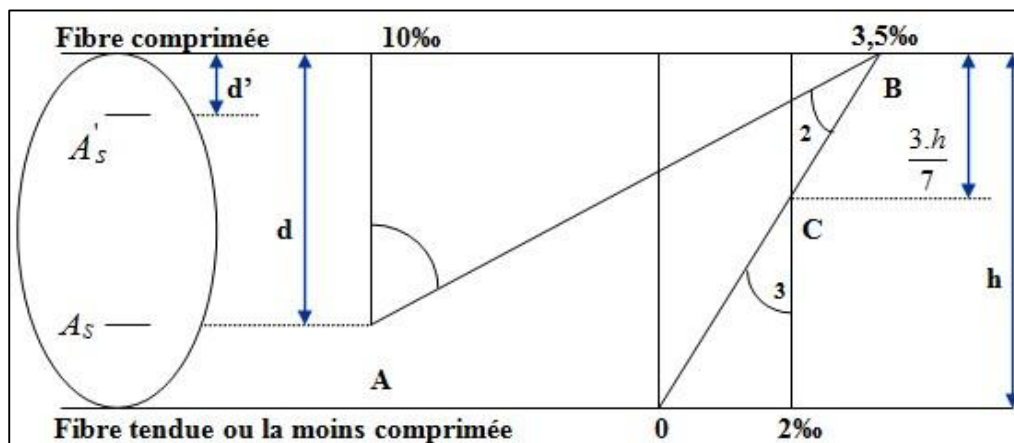


Figure 1.2 : Diagramme déformations limites de la section.

1.7.3. Etats limites de service (ELS) :

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

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

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

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

1.7.4. Hypothèse de calcul à L'ELS :

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

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

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

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

1.8.Caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul :

1.8.1.Béton :

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

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

1.8.1.1. Dosage du béton :

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

Notre composition courante de 1m³ de béton est :

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

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

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

1.8.1.2. Résistance du béton à la compression :

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

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

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

Avec : $j \leq 28$ jours

Chapitre 01 : présentation du projet

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

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

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

1.8.1.3. Résistance du béton à la traction :

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

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

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

1.8.1.4. Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

1.8.1.4.1. Module de déformation instantanée :

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

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179.558 \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

1.8.1.4.2. Module de déformation différée :

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

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{30} = 11496.760 \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

1.8.1.5. Module de déformation transversale :

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

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

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

- Le coefficient de poisson ν : (BAEL 91, art A.2.1,3). C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :
 - A. $\nu = 0$ (À l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
 - B. $\nu = 0.2$ (À l'ELS) pour le calcul des déformations.

Chapitre 01 : présentation du projet

1.8.1.6. Modèles de calcul :

1.8.1.6.1. A l'ELU :

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

$0 \leq \varepsilon \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée.

$2\text{‰} \leq \varepsilon \leq 3.5\text{‰}$: compression avec flexion.

Avec ε : Raccourcissement du béton.

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

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

Avec γ_b : Coefficient de sécurité.

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

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

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

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

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

A 28 jours on a $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$

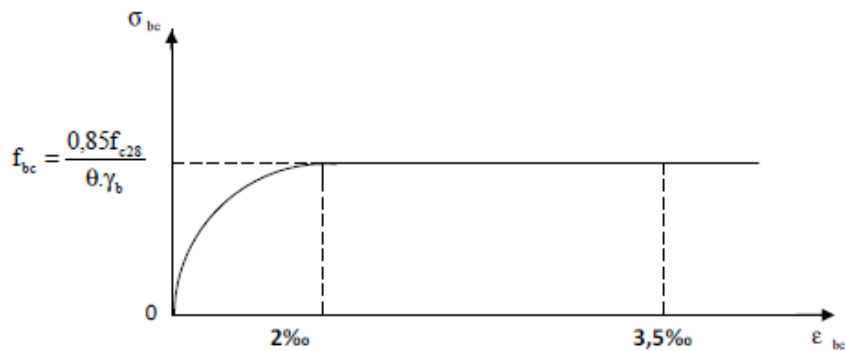


Figure 1.3 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

Chapitre 01 : présentation du projet

1.8.1.8.2. A l'ELS :

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

$$\sigma_{bc} = 0.56 \times f_{t28} \text{ (BAEL 91, art A.4.5)}$$

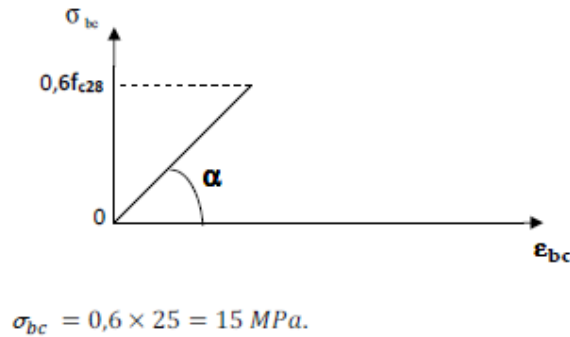


Figure 1.4: Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

1.8.1.9. Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :

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

1.8.1.9.1. Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :

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

1.8.1.9.2. Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3 \text{ MPa}$$

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

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

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

b_0 : Largeur de la section cisailée.

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

1.8.1.10. Poids volumique de béton :

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

Chapitre 01 : présentation du projet

2300 à 2400 daN/mS'il n'est pas armé.

2500 daN/mS'il est armé.

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.

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235, pour les armatures transversales.
- Haute adhérences (HA) : FeE500, pour les armatures longitudinales.

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

Type	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barre HA	FeE500	500

1.8.2.1. Caractéristiques mécaniques :

bleau 1.2 : Différents types d'acier.

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

1.8.2.2. Diagramme déformations contraintes :

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

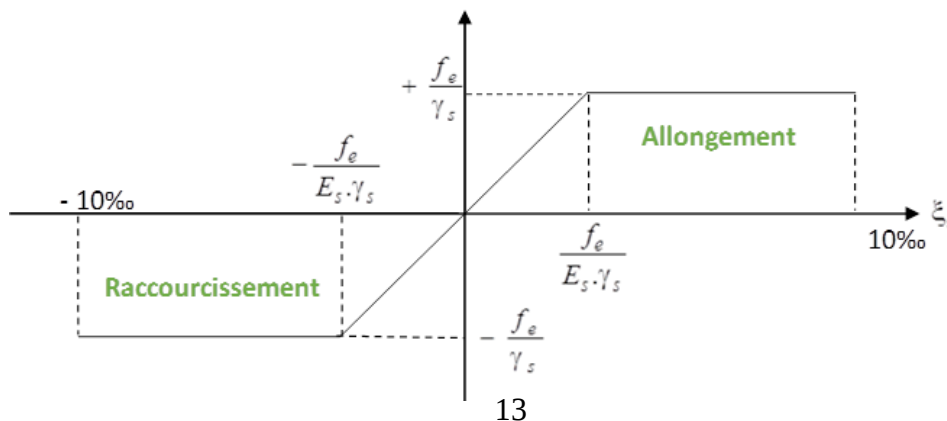


Figure 1.5 : Diagramme contrainte déformation.

1.8.2.2.1. L'ELU :

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

f_e : Résistance élastique d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

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

1.8.2.2.2. L'ELS :

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

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

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

Avec :

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

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

$$G+Q \pm E$$

Chapitre 01 : présentation du projet

$0,8G \pm E$

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 $d = h-e$

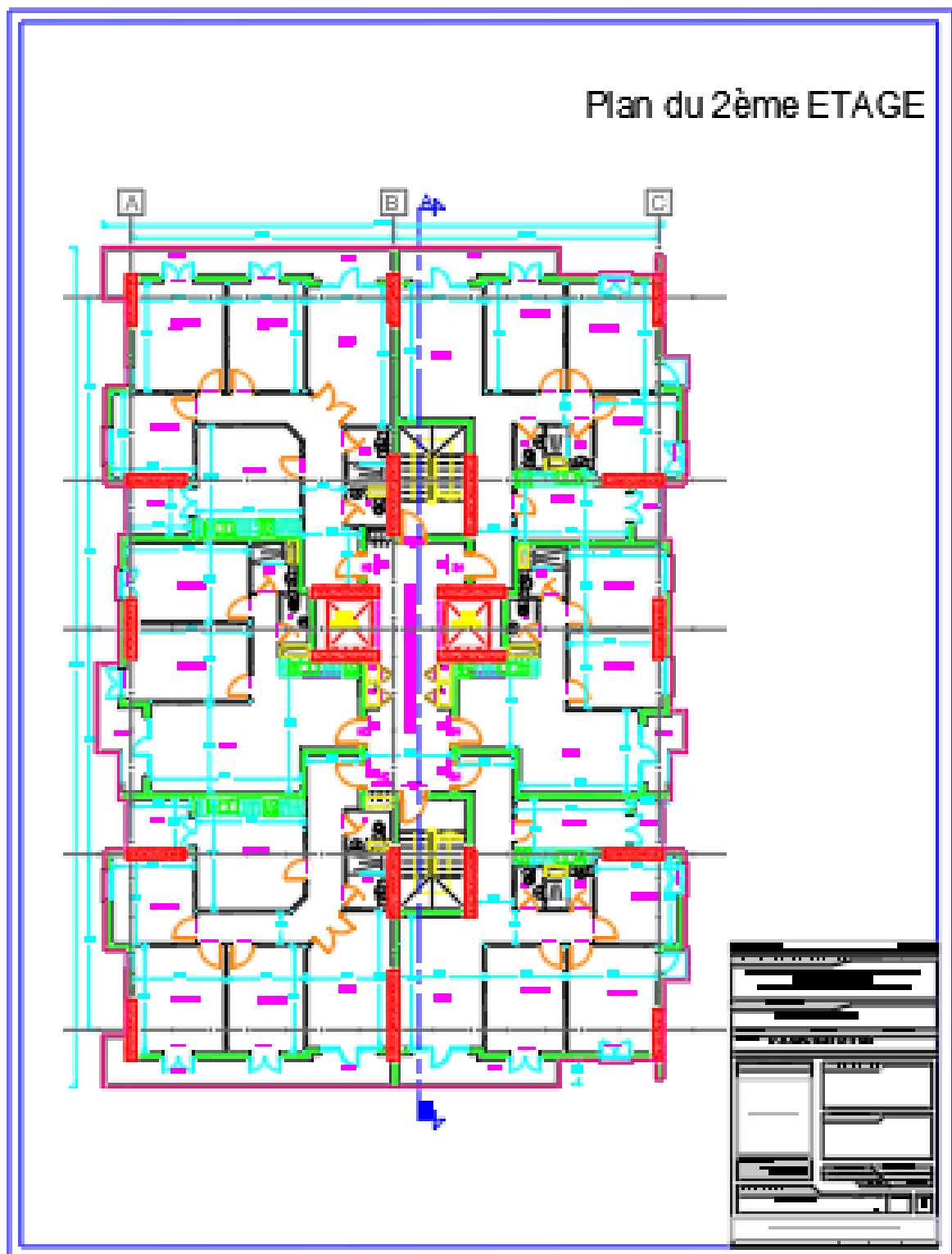
- **Les hypothèses de calcul :**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

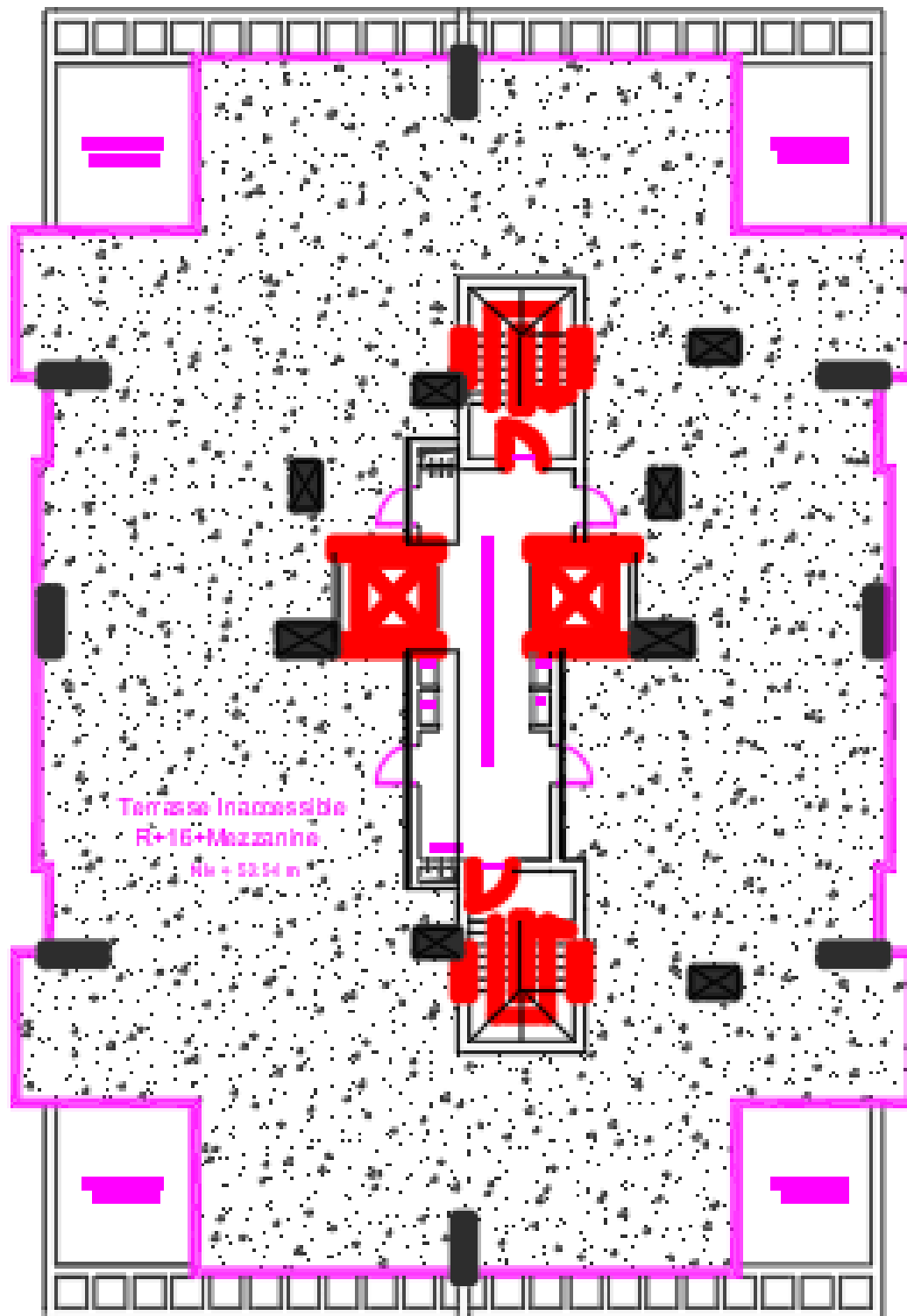
- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : **$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$**
- La résistance du béton à la traction est : **$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$**
- Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le : **H.A. $f_e = 500 \text{ MPa}$**

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

1.10. Plan d'architecture :



1.10.1. Plan étage :



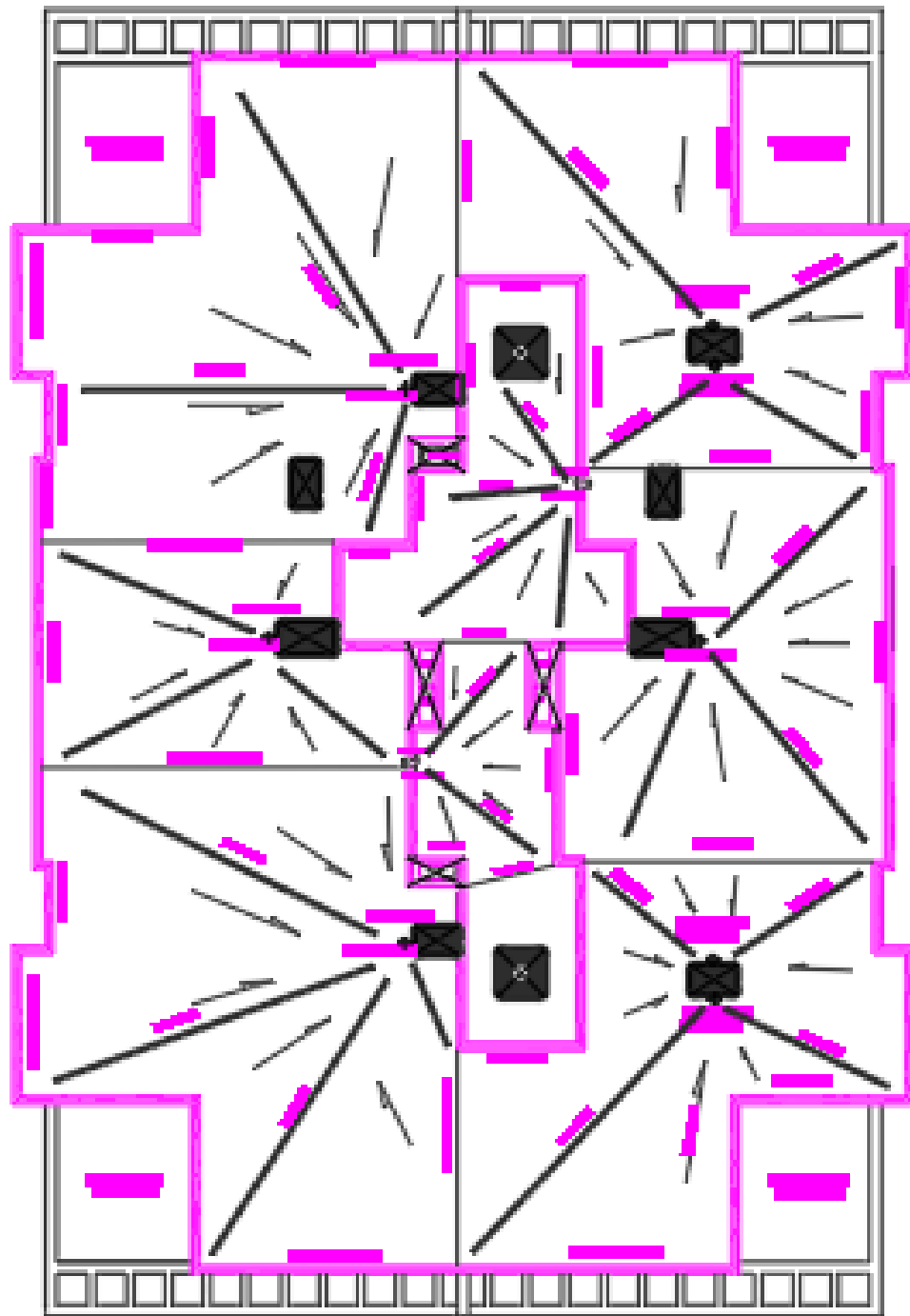
plan de Buanderie

1.10.2. Plan de

Buanderie :

Figure 1.7 : Plan de Buanderie.

Chapitre 01 : présentation du projet



plan de Toiture

1.10.3. Plan de toiture :

Figure 1.8 : Plan de toiture.

1.10. 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

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

2.1. Pré dimensionnement :

2.1.1. Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré dimensionnements et cela en se basant sur des lois des règlements **BAEL91** et **RPA99 version 2003**, ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux.

Le prédimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

2.1.2. 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.
 - 1/40 à 1/50 pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis.
- ❖ D'isolation acoustique : ≥ 16 cm.
- ❖ De rigidité ou limitation de la flèche $\leq 1/500$.
- ❖ De sécurité vis-à-vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.

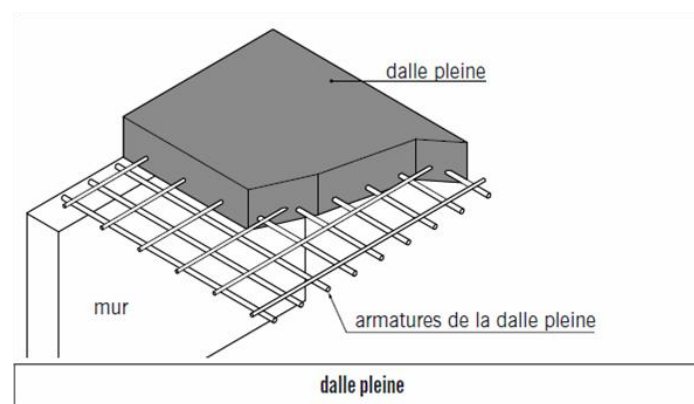


Figure 02.1 : Plancher dalle pleine.

$$\begin{cases} L_x = 1070 \\ L_y = 1070 \end{cases}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1070}{1060} = 1 \dots\dots\dots 0.4 \leq p \leq 1, \text{ Dalle porteur dans les deux sens}$$

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

2.1.2.1. Condition de la flèche :

$$\begin{cases} L_x = 1070 \\ L_y = 1070 \end{cases}$$

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

$$\frac{1070}{50} = 21.4 \leq e \leq \frac{1070}{40} = 26.75$$

Donc on prend **e = 23 cm**

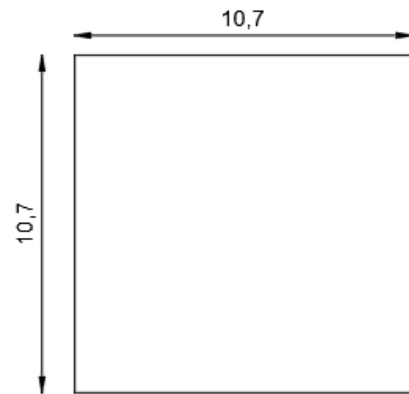


Figure 2.2 : Dalle pleine.

2.1.3. 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 (7.7.1.RPA99 modifié 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

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

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

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

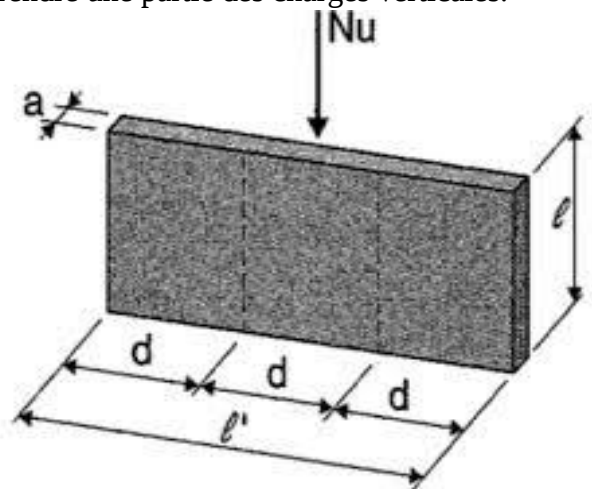


Figure 2.3 : Coupe de voile.

$$a \geq \frac{300}{20} = 15 \text{ cm}$$

On prend **a = 40 cm**

$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 * 30 = 120 \text{ cm}$$

On prend **L = 120 cm**

2.1.4. Poutres :

2.1.4.1. Selon les Règles de BAEL93 :

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

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

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

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

Avec :

$\begin{cases} L : \text{la portée de la poutre} \\ h : \text{la hauteur de la poutre} \\ b : \text{la largeur de la poutre} \end{cases}$

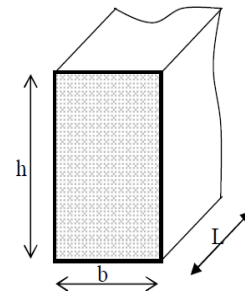


Figure 2.4: Dimensions de poutres.

2.1.4.2. Conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

- ❖ $b \geq 20 \text{ cm}$
- ❖ $h \geq 30 \text{ cm}$
- ❖ $\frac{h}{b} < 4$

2.1.4.3. Critères de flèche :

$$L = 10.60 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{1060}{15} \leq h \leq \frac{1060}{10} \Rightarrow 71 \text{ cm} \leq h \leq 106 \text{ cm}$$

Pour le choix de b :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$22.5 \leq b \leq 52.5$$

On prendra : **h = 75 cm** et **b = 30 cm**

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

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 80 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 2 < 4 \end{cases} \Rightarrow \text{les conditions sont vérifiées}$$

Donc la section de la poutre principale est de dimension $(30 \times 75) \text{ cm}^2$

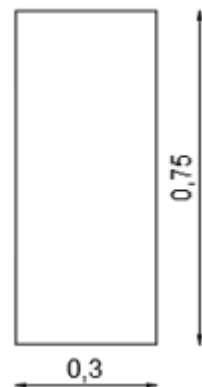


Figure 2.5 : Poutres.

2.1.5. La bande noyée (Poutre Noyée) :

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

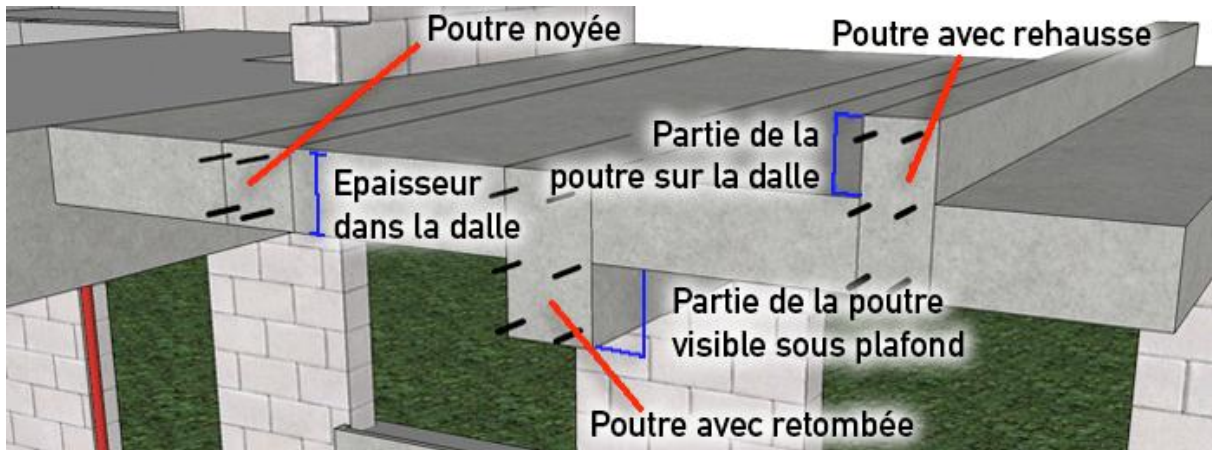


Figure 2.6: Poutre noyée.

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

On prend $h = 23 \text{ cm}$

$$0.3 * 23 \leq b \leq 0.7 * 23$$

On prend $b = 60 \text{ cm}$

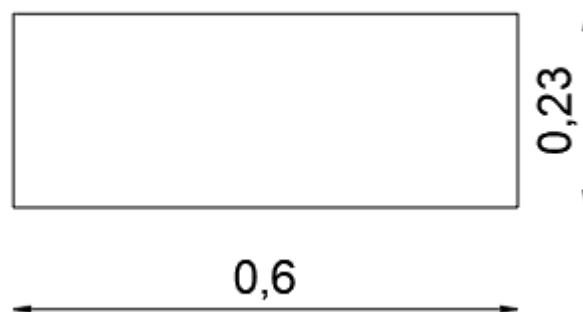


Figure 2.7: Poutre noyée.

2.2. Descente Des Charges :

2.2.1. 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.

2.2.2. Plancher Terrasse Accessible :

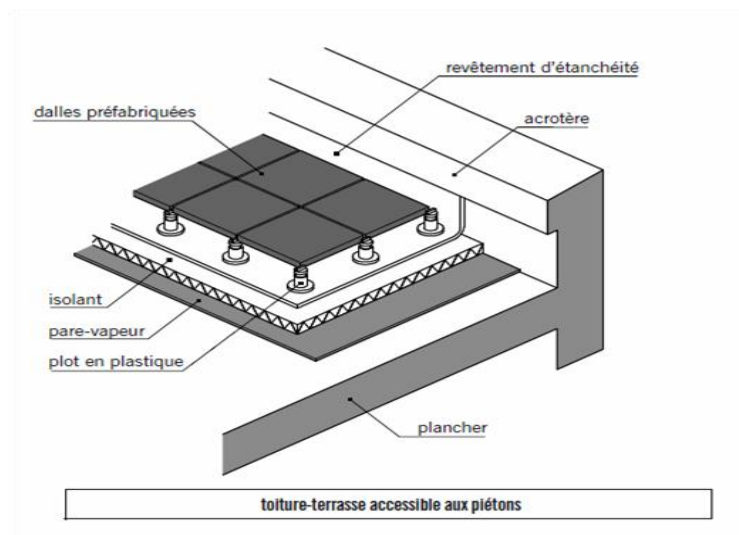


Figure 2.8: Plancher terrasse accessible.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Protection gravillon	0,05	20	1
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Forme de pente	0,1	22	2,2
Isolation thermique	0,04	4	0,16
Dalle BA	0,23	25	5,75
Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
Charges permanentes :			9,43
Surcharge d'exploitation :			1,5

Tableau 2.1: Plancher Terrasse accessible.

2.2.3. Plancher Etage Courant :

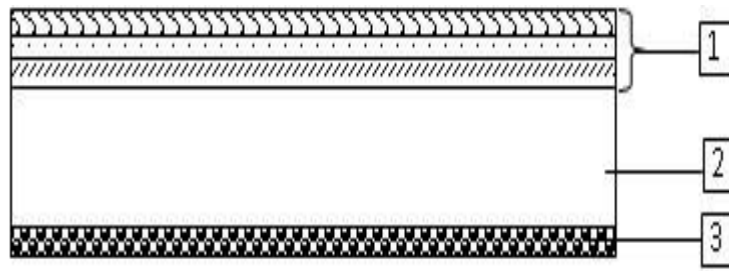


Figure 2.9 : Section transversale d'un plancher.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	0,01	12	0,12
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Dalle en BA	0,23	25	5,75
Cloisons intérieur	0,1	10	1
Charges permanentes :			7,07
Surcharge d'exploitation :			1,5

Tableau 2.2 : Plancher étage courant.

2.2.4. Plancher RDC :

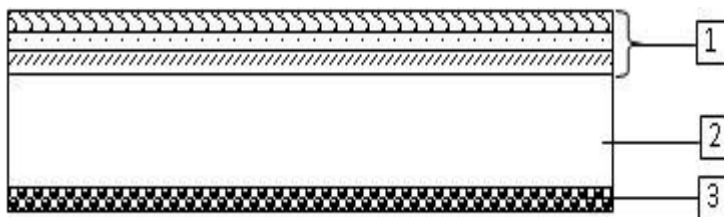


Figure 2.10: Section transversale d'un plancher.

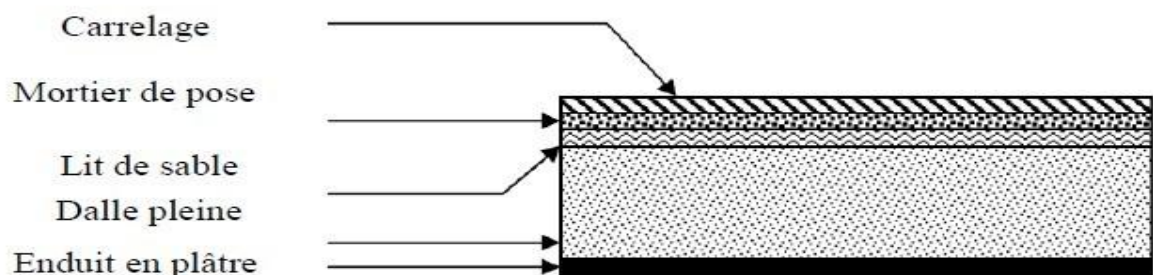
Matériaux	EP (cm)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	0,01	12	0,12
Dalle pleine	0,23	25	5,75
Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
Cloisons intérieures	0,1	10	1
Charges permanentes :			7,07
Surcharge d'exploitation :			5

Tableau 2.3 : Plancher RDC.

2.2.5. Plancher sous-sol :

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Charpie en béton	0,04	20	0,8
Dalle BA	0,23	25	5,75
Enduit en ciment	0,02	20	0,4
Charges permanentes :			6,95
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 2.4: Plancher SOUD-SOL



2.2.6. Balcon :

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	0,01	12	0,12
Dalle en BA	0,15	22	3,3
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2

Figure 2.11: Plancher balcon.

Charges permanentes :	3,62
Surcharge d'exploitation :	3,5

Tableau 2.5: Balcon.

2.2.7. Mur Extérieure :

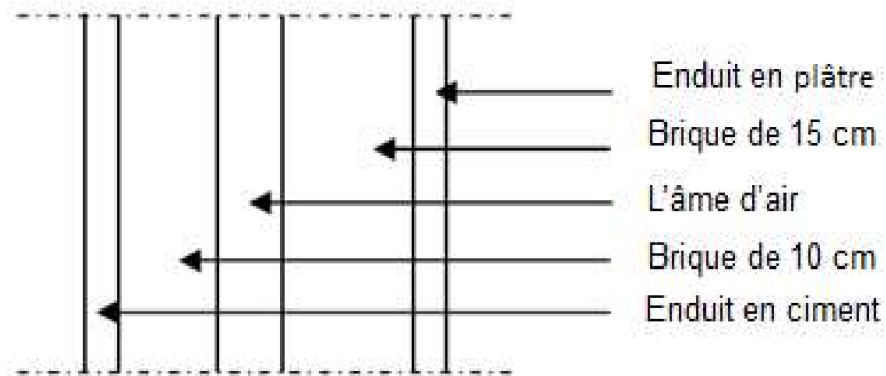


Figure 2.12 : coupe vertical de mur extérieure.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,2	10	2
Parois en brique creuse	0,15	9	1,35
Lame d'air	0,5	0	0
Parois en brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit en plâtre	0,1	2	0,2
Charges permanentes :			4,45

Tableau 2.6: Mur extérieurs (double parois).

2.2.8. Mure Intérieur :

Matériaux	EP (cm)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,2	20	4
Parois en brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit en plâtre	0,1	0,02	0,002
Charges permanentes :			4,902

Tableau 2.7 : Murs intérieur.

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

2.2.9. Escalier :

2.2.9.1. Volée (la paillasse) :

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

Tableau 2.8: Les charges de la paillasse.

2.2.9.2. Palier :

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

Tableau 2.9: Les charges de palier.

2.3. Conclusion :

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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
- ❖ Balcon
- ❖ Escalier
- ❖ Ascenseur

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 encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande 1 mètre de largeur ; Le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

3.2.3. Calcul des sollicitations :

3.2.3.1. Charge permanente :

$$G = \gamma_b \times S$$

Avec γ_b : poids volumique de béton

S : surface de l'acrotère

$$S_1 = 1 \times 0.15 = \mathbf{0.15 \text{ m}^2}$$

$$S_2 = 0.06 \times 0.1 = \mathbf{0.006 \text{ m}^2}$$

$$S_3 = 0.14 \times 0.2 = \mathbf{0.028 \text{ m}^2}$$

$$S_4 = \frac{0.06 \times 0.1}{2} = \mathbf{0.003 \text{ m}^2}$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

$$S = 0.15 + 0.006 + 0.028 + 0.003 = \mathbf{0.187 \text{ m}^2/\text{l}}$$

$$G = 0.187 \times 25 = \mathbf{4.68 \text{ kg/ml}}$$

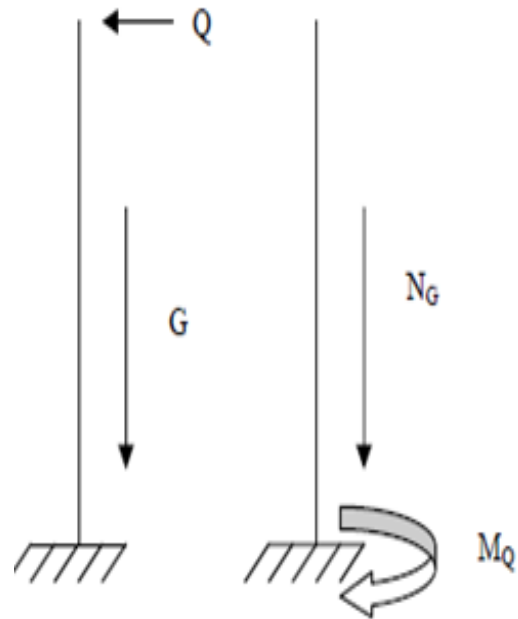
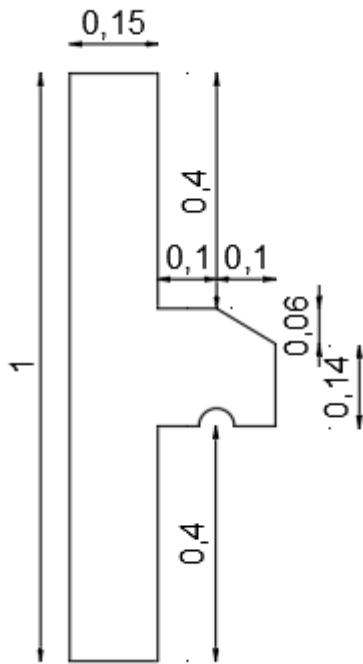


Figure 3.1 : Coupe transversal de l'acrotère.

Figure 3.2 : Schéma statique de l'acrotère.

3.2.3.2. Charge d'exploitation :

$$Q = \mathbf{1.00 \text{ kg/ml}}$$

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

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

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

$W_p = \mathbf{4.68 \text{ kg/ml}}$ Poids de l'acrotère.

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

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.68 = \mathbf{2.24 \text{ kg/ml}}$$

$$P = \max(2.24 \text{ KN} ; 1 \text{ KN}) P = \mathbf{2.24 \text{ KN}}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

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

3.2.4.1. ELU :

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 4.68 = \mathbf{6.31 \text{ KN}}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 2.24 \times 1 = \mathbf{3.37 \text{ KN.m}}$$

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

3.2.4.2. ELS :

$$N_s = G = \mathbf{4.68 \text{ KN}}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 2.24 = \mathbf{2.24 \text{ KN.m}}$$

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

3.2.5. Calcul de ferrailage :

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

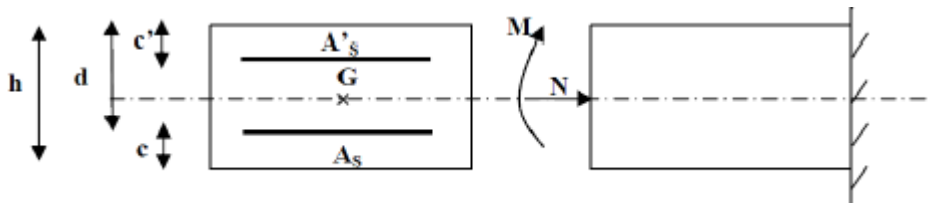


Figure 3.3: Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

3.2.5.1. ELU : Détermination de l'excentricité : eu

$$e_u = \frac{M}{N} = \frac{3.37}{6.31} = \mathbf{0.53 \text{ m}}$$

$$e_u = \mathbf{0.53 \text{ m}} > \frac{h}{2} - c = \mathbf{0.045 \text{ m}}$$

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.

3.2.6. Calcul en flexion simple :

3.2.6.1. Moment fictif :

$$M_1 = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right) = 3.37 + 6.31 \times \left(\frac{0.15}{2} - 0.03 \right) = \mathbf{3.65 \text{ KN.m}}$$

3.2.6.2. Moment réduit :

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{17 \text{ MPa}}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{3.65 \times 10^3}{100 \times 17 \times 13^2} = \mathbf{0.0149}$$

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

3.2.6.3. Armatures fictives :

$$\mu = \mathbf{0.0149}$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{435 \text{ Mpa}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0149)}) = \mathbf{0.019}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.019 = \mathbf{0.992}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1879}{0.992 \times 435 \times 13} = \mathbf{0.705 \text{ cm}^2}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_{cal} = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.705 - \frac{6.31}{348} = \mathbf{0.69 \text{ cm}^2}$$

3.2.6.4. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{30}{500} = \mathbf{1.33 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend : $A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(0.33 ; 1.33) = \mathbf{1.33 \text{ cm}^2}$

Soit : 4T10 = $\mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

3.2.6.5. Les armatures des répartitions :

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

Soit : 4T8 = **2.01 cm²** avec un espacement St = **15 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)

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{es - 0.445 \times d}{es - 0.185 \times d} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{24 - 0.445 \times 7}{24 - 0.185 \times 7} \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{1.11 \text{ cm}^2}$$

$A_{min} = \mathbf{1.11 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

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 :

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

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{3 \text{ MPa}} \right. \\ \left. \mathbf{4 \text{ MPa}} \right. \quad \overline{\tau_u} = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 12} = \mathbf{0.013 \text{ MPa}} < \overline{\tau_u} = \mathbf{3 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

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

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

ψ : Barres de haute adhérence.

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \times 1.5 \times 2.4 = 2.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sz} = 1.244 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 2.16 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

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

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

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

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

$$l_s = \frac{0.8 \times 500}{4 \times 3.24} = 30.86 \text{ cm}$$

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

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 0.8 \times 35 = 28 \text{ cm}$$

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

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

3.2.8. Vérification à l'ELS :

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

$$N_s = 4.68 \text{ KN}$$

$$M_s = 2.24 \text{ KN.m}$$

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

3.2.8.1. Position de l'axe neutre :

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

$$y_1 = 3.13$$

3.2.8.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{100 \times 3.13^3}{12} + 12 \times (3.14 \times (13.5 - 3.06)) = 6087.13 \text{ cm}^4$$

3.2.8.3. Vérification des contraintes dans le béton :

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{1000}{6087.13} \times 3.13 = \mathbf{0.51 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{0.51 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

3.2.8.4. Vérification des contraintes dans les aciers :

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

σ_s : Contrainte dans le aciers tendu.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite dans le aciers tendu.

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = \frac{15 \times 1000}{6087.13} \times (13.5 - 3.13) = \mathbf{25.55 \text{ MPa}}$$

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

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

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

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

A : Coefficient d'accélération de la zone IIa.

C_p : Facteur de fore horizontale variant entre 0.3 et 0.8

$C_p = 0.8$ (élément en console)

W_p : Poids de l'acrotère.

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

$$\text{Alors : } F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.68 = 2.24 \text{ KN/ml}$$

$F_p = \mathbf{2.24 \text{ KN/ml}} < Q = \mathbf{2.244 \text{ KN/ml}}$ 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.

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

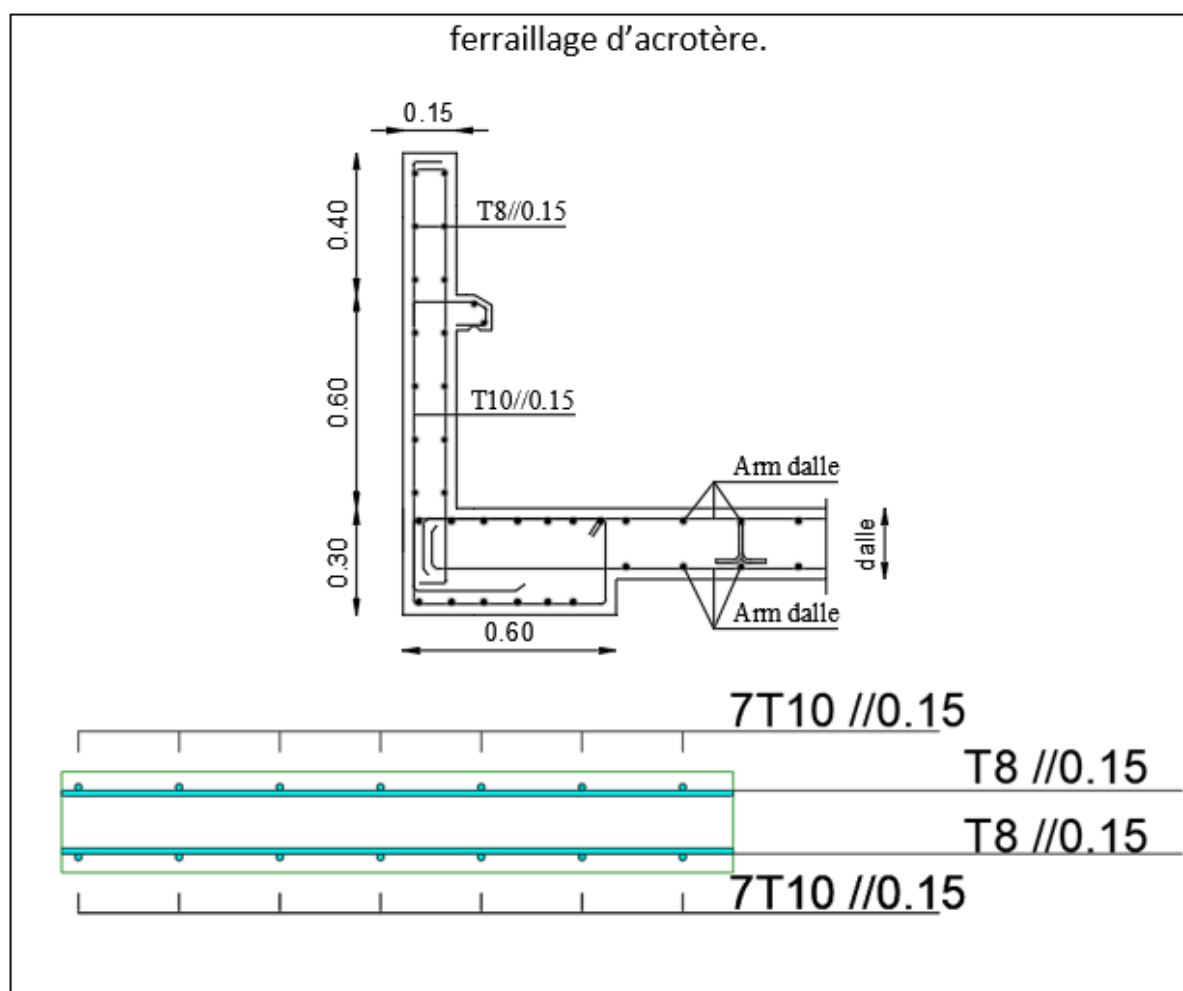


Figure 3.3 : Ferrailage d'acrotère.

3.3. Etude des balcons :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive.

Le calcul se fera pour une bande de 1.1 m.

3.3.1. Epaisseur de balcon :

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

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{110}{10} = \mathbf{11 \text{ cm}}$$

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

3.3.2. Détermination des charges :

3.3.2.1. Charge permanente :

Poids propre de la dalle pleine : $G = 5.38 \times 1.1 = \mathbf{5.92 \text{ KN/ml}}$

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

$$g = ((0.9 + (2 \times 0.2)) \times 1.1 \times 1.2 = \mathbf{1.72 \text{ KN}}$$

3.3.2.2. Charges d'exploitations :

Surcharge : $Q = 3.5 \times 1.1 = \mathbf{3.85 \text{ KN/m}}$

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

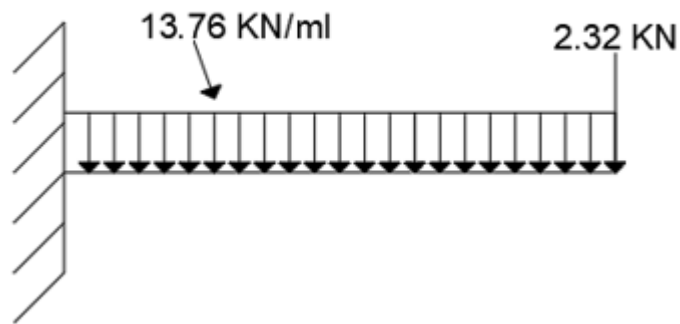
Le balcon sera calculé en flexion simple.

3.3.3.1. Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35 \times 5.92 + 1.5 \times 3.85 = \mathbf{13.76 \text{ KN/ml}}$$

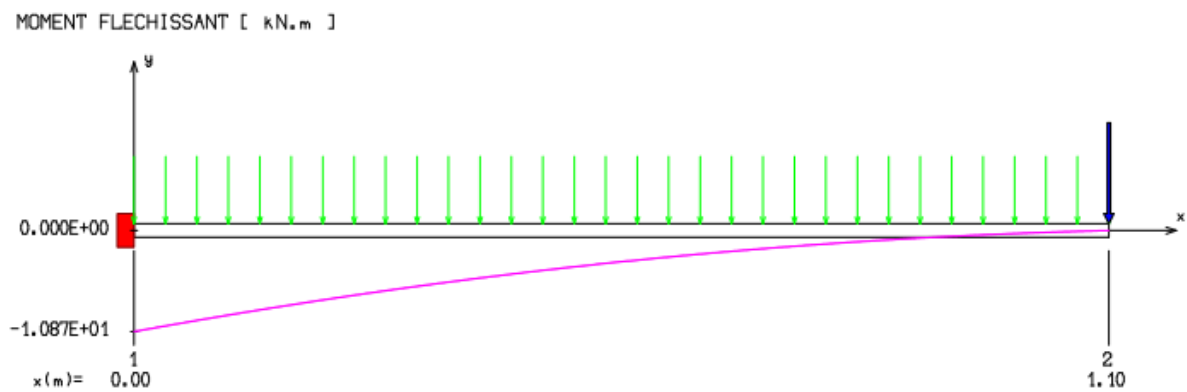
$$P_u = 1.35 \times 1.72 = \mathbf{2.32 \text{ KN}}$$

Figure 3.4 : Schéma statique de calcul à l'ELU.



3.3.3.2. Calcul des efforts internes :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \frac{13.76 \times 1.1^2}{2} + 2.32 \times 1.1 = \mathbf{10.88 \text{ kN.m}}$$



$$T_u = -q_u \times l - p_u = -13.76 \times 1.1 - 2.24 = \mathbf{-17.46 \text{ kN}}$$

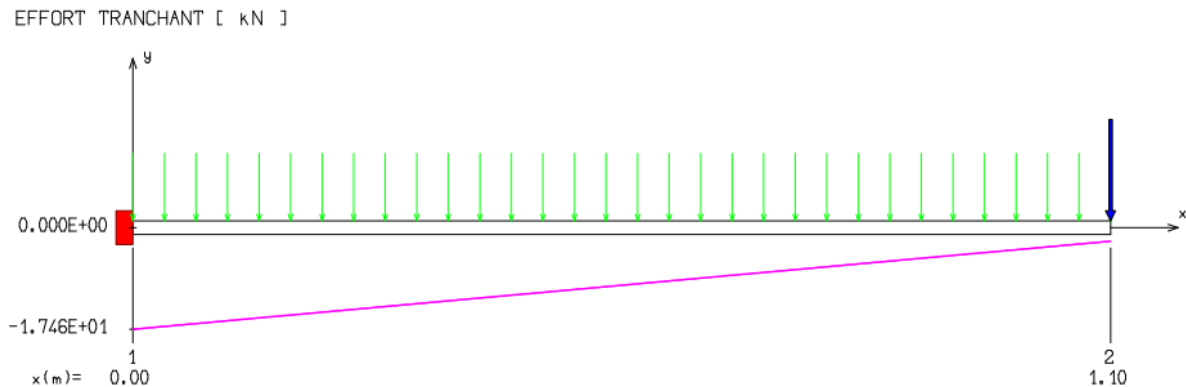


Figure 3.6 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

3.3.4. Calcul à l'ELU :

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

3.3.4.1. Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10.76 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 17} = \mathbf{0.038}$$

$\mu < \mu_1 0.038 < 0.392$ (Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.038}) = \mathbf{0.048}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.048 = \mathbf{0.981}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.76 \times 10^3}{0.981 \times 13 \times 435} = \mathbf{1.96 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T12 = **4.52 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

3.3.4.2. Armatures de répartition :

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

Soit : 4T10 = **3.14 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

3.3.5. Vérifications à l'ELU :

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

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{1.40 \text{ cm}^2}$$

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

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

$$T_u = \mathbf{17.46 \text{ KN}}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{17.46 \times 10^3}{1000 \times 130} = \mathbf{0.134 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.50 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.3.5.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)

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

$\psi = 1.5$: Barres de haute adhérence.

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

$$\sum u = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.6 = \mathbf{7.54 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.46 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 7.54} = \mathbf{0.989 \text{ MPa}}$$

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

$$\tau_{se} = \mathbf{0.989 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{17.28 \text{ MPa}}$$

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

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

3.3.5.4.1. Armatures longitudinales :

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

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

$$l_s = \frac{1.2 \times 235}{4 \times 3.24} = 21.76 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

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

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

3.3.5.4.2. Armatures transversales :

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

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

$$l_s = \frac{1.2 \times 235}{4 \times 3.24} = 21.76 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

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

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

3.3.5.5. Espacement des barres :

3.3.5.5.1. Armatures longitudinales :

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

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

3.3.5.5.2. 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.

3.3.6. Calcul à l'ELS :

3.3.6.1. Combinaison de charge :

$$q_{ser} = (G + Q) \times l = (5.38 + 3.85) \times 1.1 = 9.768 \text{ KN/ml}$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

$$g_{ser} = g \times l = 1.72 \times 1.1 = \mathbf{1.89 \text{ KN}}$$

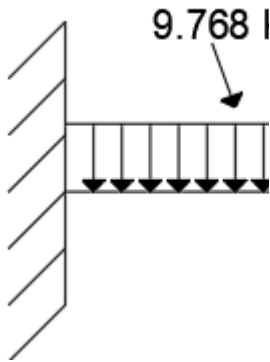
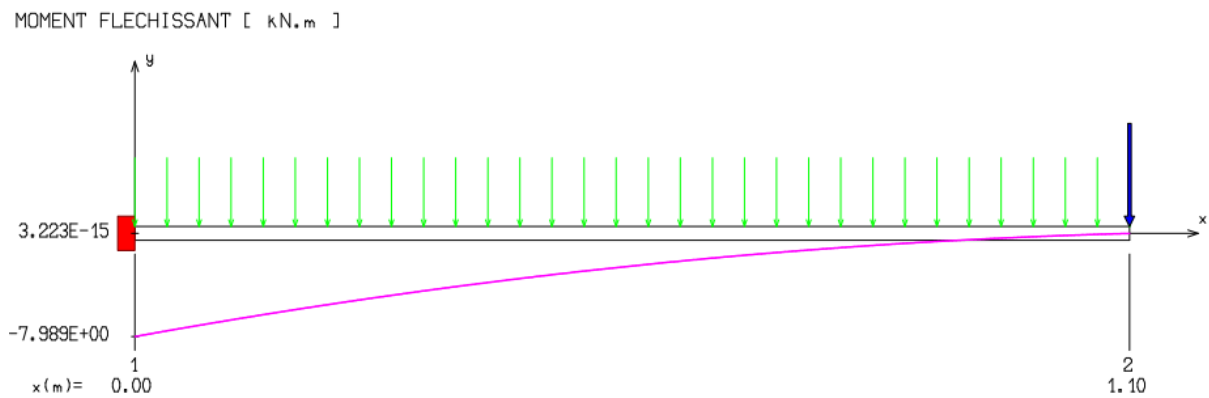


Figure 3.7 : Schéma statique de calcul à l'ELS.

3.3.6.2. Calcul des efforts internes :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} + p_{ser} \times l = \frac{9.768 \times 1.1^2}{2} + 1.89 \times 1.1 = \mathbf{7.99 \text{ KN.m}}$$



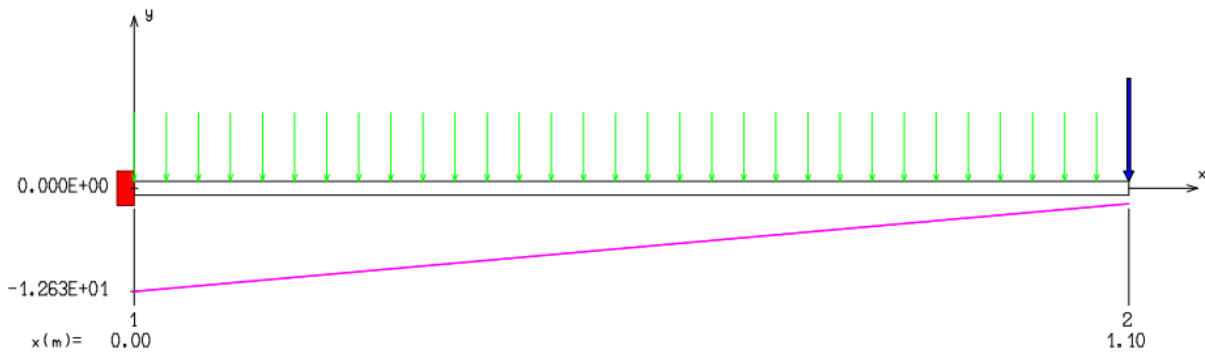
$$T_u = -q_{ser} \times l - p_{ser} = 9.768 \times 1.1 - 1.89 = \mathbf{-12.63 \text{ KN}}$$

Figure 3.8 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

Figure 3.9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

EFFORT TRANCHANT [kN]



3.3.6.2.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_{coh} \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 67.8 \times y_l - 881.4$$

$$y_l = 3.57 \text{ cm}$$

3.3.6.2.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 3.06^2}{3} + 15 \times (3.14 \times (13 - 3.57)^2)$$

$$I = 7545.74 \text{ cm}^4$$

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{7.99}{7545.74} \times 3.57 = 3.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.78 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

3.3.6.4. État limite d'ouvertures des fissures :

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

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 7.99}{7545.74} \times (13 - 3.57) = 149.62 \text{ MPa}$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

$$\sigma_s = 149.62 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

3.3.6.5. 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 :

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

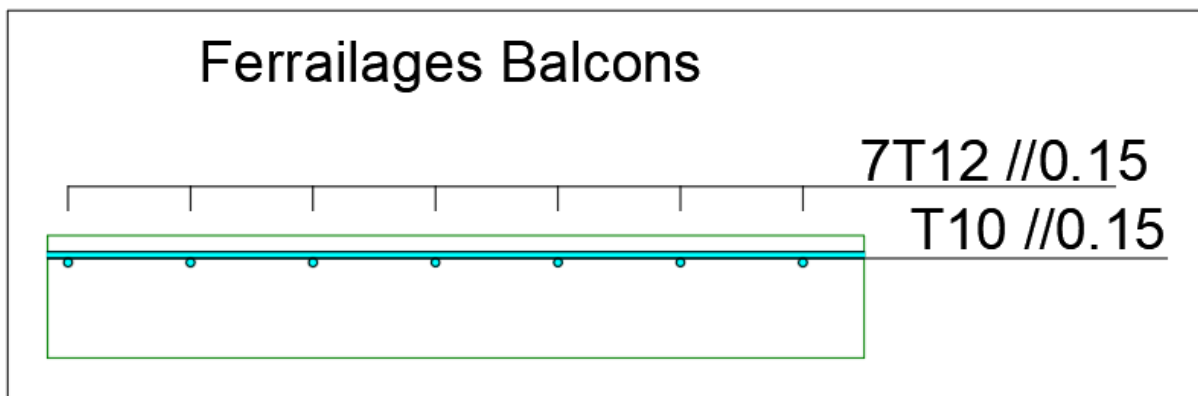
$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_{ser}}$$

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.1} = 14 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{cases} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.1} = 14 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{7.99}{10 \times 7.99} = 0.1 \end{cases} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\begin{cases} \frac{A}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.00242 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{500} = 0.0084 \end{cases} \text{ Condition vérifiée.}$$



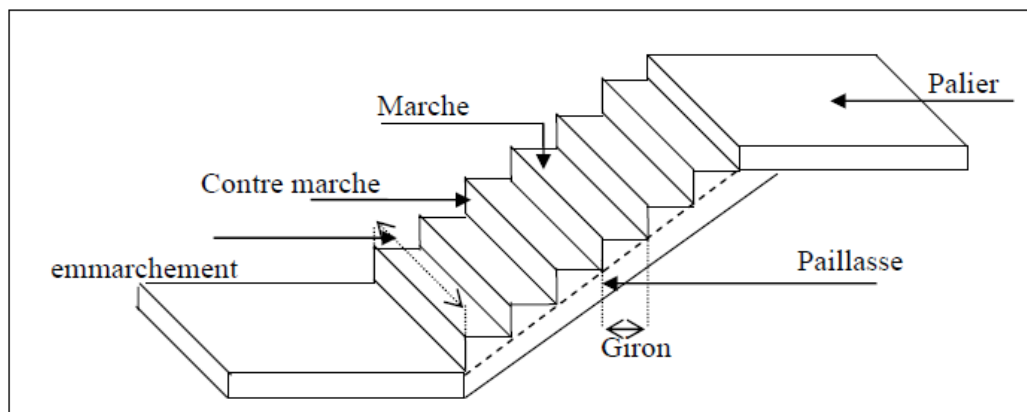
3.4. Etude escalier :

3.4.1. Introduction :

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

3.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

- ❖ **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- ❖ **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- ❖ **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives (h).
- ❖ **La contremarche** : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- ❖ **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- ❖ **Le giron** : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- ❖ **Une volée** : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- ❖ **Un palier** : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- ❖ **L'emmarchement** : est la longueur d'une marche.
- ❖ **La ligne de jour** : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- ❖ **La ligne de foulée** : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- ❖ **L'échappée** : est la distance verticale entre les nez de marches.
- ❖ **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier (avec L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse).



Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

Figure 03.11 : Différents éléments d'un escalier.

3.4.3. Dimensionnement :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \text{ cm} < m < 65 \text{ cm}$

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

3.4.3.1. Vérification de la loi de BLANDEL :

On prend :

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

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

3.4.3.2. Nombre de contre marches :

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

On aura 18 contre marche entre chaque étage

On aura 9 contre marche entre chaque paillasse

3.4.3.3. Nombre de marches :

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

3.4.3.4. La ligne de foulée :

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

3.4.3.5. L'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567$$

$$\alpha = 29.54^\circ$$

3.4.3.6. La longueur de la paillasse ($L_{\text{paillasse}}$) :

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

3.4.3.7. L'épaisseur de la paillasse et le palier :

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

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

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

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

3.4.4. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1 m d'emmarchement.

3.4.4.1. Charges permanentes :

3.4.4.1.1. Palier :

Désignation	EP (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	0,15	25	3,75
Revêtement en marbre	0,02	12	0,24
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Enduit en ciment	0,02	20	0,4
Charges permanentes :			4,79
Surcharge d'exploitation :			2.5

Tableau 3.1 : Les charges de Palier.

3.4.4.1.2. Paillasse :

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	0,01	20	0,2
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
Revêtement en marbre vertical	/	21	0,25
Poids propre de la paillasse	0,15	25	3,75
Poids propre des marches	/	22	1,87
Garde-corps	/	/	0,1

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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

Tableau 3.2 : Les charges de la paillasse.

3.4.4.2. Charges d'exploitations :

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

Charge de mur extérieur :

Avec :

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

3.4.4.3. Combinaison de charges :

3.4.4.3.1. Etat limite ultime (ELU) :

Palier : $q1_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 4.79 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.22 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $q2_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 6.77 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.89 \text{ KN/ml}$

3.4.4.3.2. Etat limite service (ELS) :

Palier : $q1_s = G + Q = 4.79 + 2.5 = 7.29 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $q2_s = G + Q = 6.77 + 2.5 = 9.27 \text{ KN/ml}$

3.4.5. Paillasse :

La volée sera calculée en flexion simple.

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

$$q1_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1.3 = (1.35 \times 6.77 + 1.5 \times 2.5) \times 1.3 = 16.76 \text{ KN/ml}$$

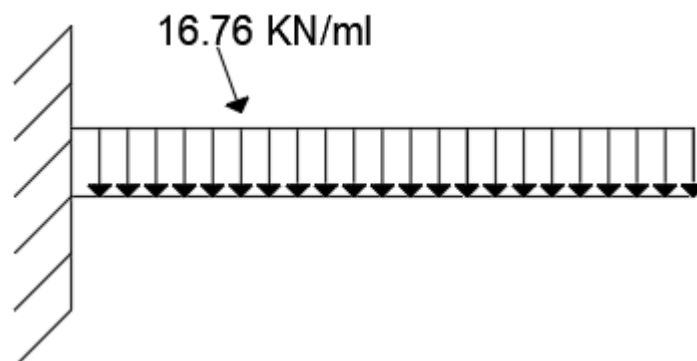
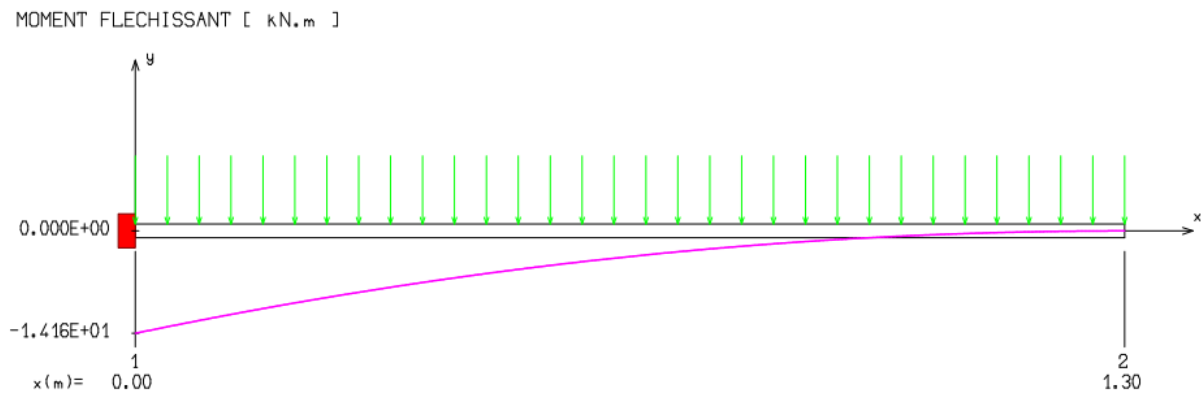


Figure 3.12: Schéma statique de calcul à l'ELU.

3.4.5.2. Calcul des efforts internes :

$$M_u = \frac{q1_u \times l^2}{2} = \frac{16.76 \times 1.3^2}{2} = 14.16 \text{ KN.m}$$



$$T_u = -q1_u \times l = -16.76 \times 1.3 = -21.78 \text{ KN}$$

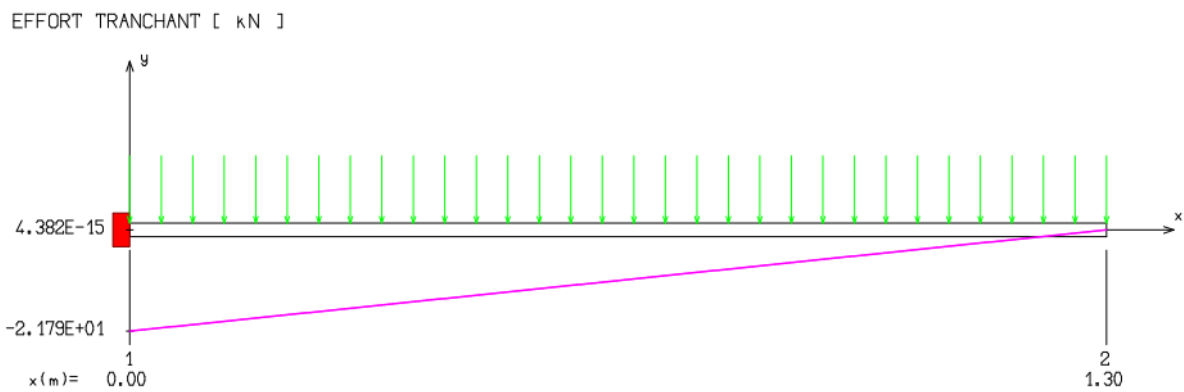


Figure 3.14 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

3.4.5.3. Calcul à l'ELU :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13.5 \text{ cm} \\ c = 1.5 \text{ cm} \end{cases}$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

3.4.5.3.1. Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14.16 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 17} = \mathbf{0.046}$$

$\mu < \mu_l 0.046 < 0.392$ (Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.046}) = \mathbf{0.058}$$

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

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.76 \times 10^3}{0.983 \times 13.5 \times 435} = \mathbf{2.47 \text{ cm}^2}$$

Soit 4T12 = 4.52 cm², avec un espacement de St = **15 cm/ml**.

3.4.5.3.2. Armatures de répartition :

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

Soit 4T14 = **3.14 cm²**, avec un espacement de St = **15 cm/ml**.

3.4.5.4. Vérifications à l'ELU :

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

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{1.49 \text{ cm}^2}$$

3.4.5.4.2. 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 :

$$T_u = \mathbf{21.78 \text{ KN}}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{3 \text{ MPa}} \right. \\ \left. \mathbf{4 \text{ MPa}} \right. \quad \overline{\tau_u} = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{21.78 \times 10^3}{1000 \times 135} = \mathbf{0.161 \text{ MPa}} < \overline{\tau_u} = \mathbf{2.50 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.4.5.4.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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

ψ : Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3.14 \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.78 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 7.54} = \mathbf{1.188 \text{ MPa}}$$

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

$\tau_{sz} = \mathbf{1.188 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{se}} = \mathbf{17.28 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

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

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

3.4.5.4.4.1. Armatures longitudinales :

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

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

$$l_s = \frac{1.2 \times 500}{4 \times 3.24} = \mathbf{46.30 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{50 \text{ cm}}$

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).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 50 = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

3.4.5.4.4.2. Armatures transversales :

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

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

$$l_s = \frac{1 \times 500}{4 \times 3.24} = \mathbf{38.58 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{40 \text{ cm}}$

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).

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

3.4.5.4.4.3. Espacement des barres :

3.4.5.4.4.3.1. Armatures longitudinales :

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(92 ; 50 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

3.4.5.4.4.3.2. Armatures transversales :

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

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

3.4.5.5. Calcul à l'ELS :

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

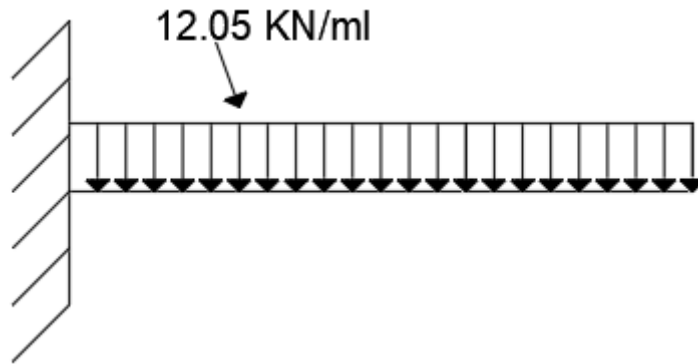


Figure 3.15 : Schéma statique de calcul à l'ELS.

3.4.5.5.1. Calcul des efforts internes :

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{1\text{ser}} \times l^2}{2} = \frac{12.05 \times 1.3^2}{2} = 10.18 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -q_{1\text{ser}} \times l = 12.05 \times 1.3 = -15.67 \text{ KN}$$

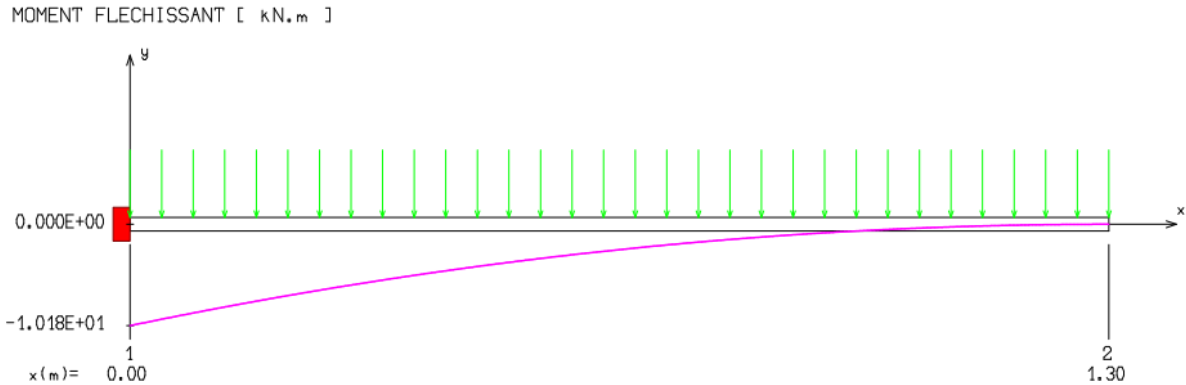


Figure 3.16 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

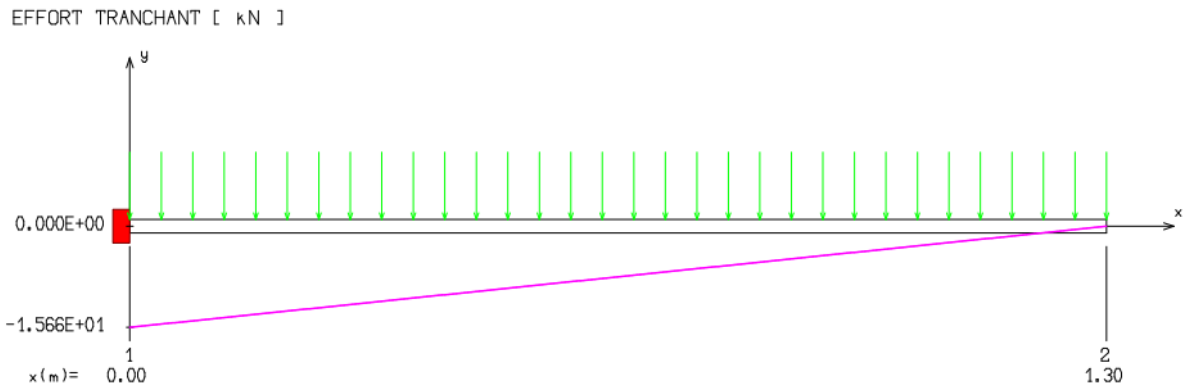


Figure 3.17 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

3.4.5.5.1.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_{\text{coh}} \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 67.8 \times yl - 915.3$$

$$yl = 3.65 \text{ cm}$$

3.4.5.5.1.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 3.13^2}{3} + 15 \times (4.52 \times (20.7 - 3.65)^2)$$

$$I = 8199.02 \text{ cm}^4$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{10.18}{8199.02} \times 3.65 = \mathbf{4.54 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{4.54 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

3.4.5.5.3. État limite d'ouvertures des fissures :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta} \right) = \min(266.67 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 10.18}{8199.02} \times (13.5 - 3.65) = \mathbf{183.43 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{183.43 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

3.4.5.5.4. 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:

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

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

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.3} = 12 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{cases} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.3} = 12 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{10.18}{10 \times 10.18} = 0.1 \end{cases} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\begin{cases} \frac{A}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.00233 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{500} = 0.0084 \end{cases} \text{ Condition vérifiée.}$$

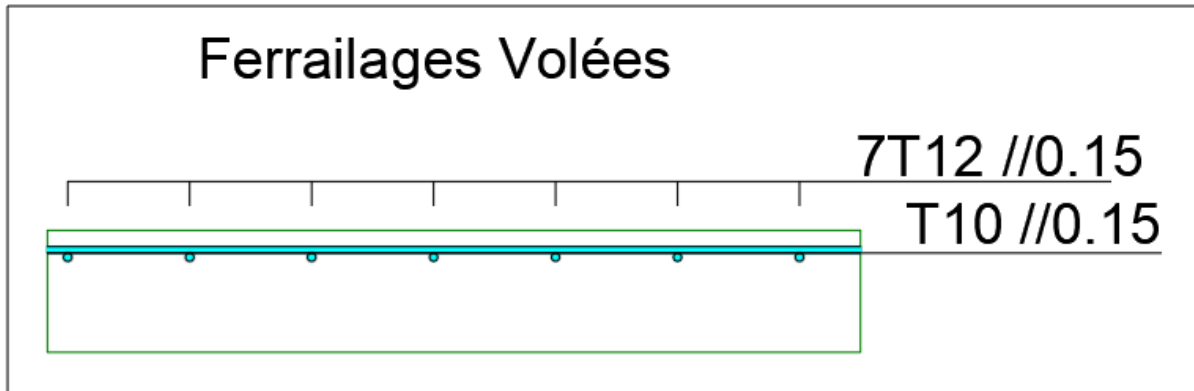


Figure 3.18 : plan de ferrailage des volées.

3.4.6. Palier :

La volée sera calculée en flexion simple.

3.4.6.1. En travée :

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

$$q_{1u} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1.3 = (1.35 \times 4.79 + 1.5 \times 2.5) \times 2.7 = 27.58 \text{ KN/ml}$$

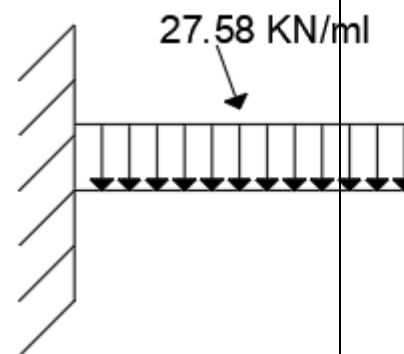


Figure 03.19 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

3.4.6.1.2. Calcul des efforts internes :

$$M_u = \frac{q_{1u} \times l^2}{2} = \frac{27.58 \times 1.3^2}{2} = 8.37 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 0 \text{ KN}$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

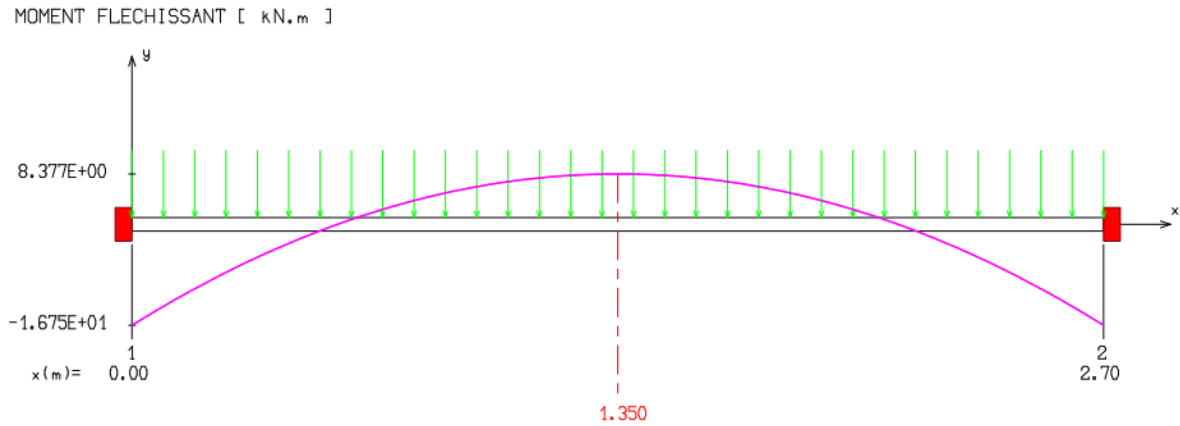
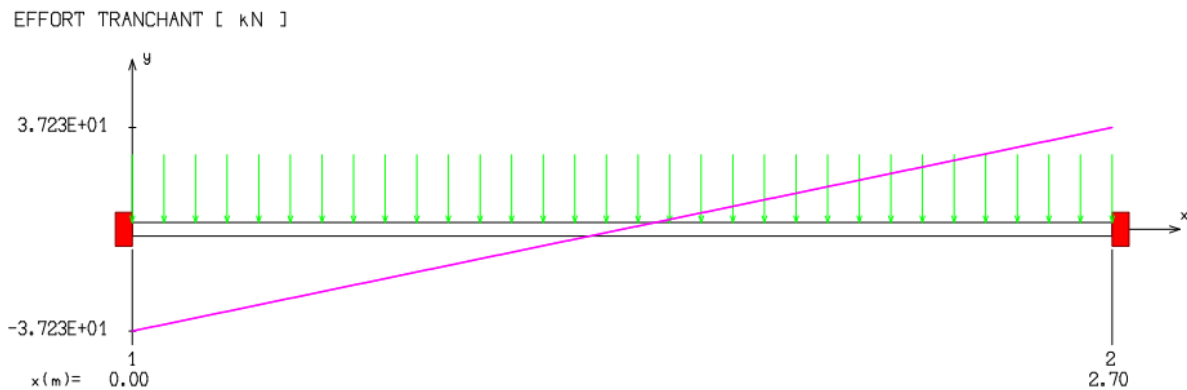


Figure 3.20 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.



3.4.6.1.2. Calcul à l'ELU :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13.5 \text{ cm} \\ c = 1.5 \text{ cm} \end{cases}$$

3.4.6.1.2.1. Armatures principales :

Figure 3.21 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8.37 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 17} = \mathbf{0.027}$$

$\mu < \mu_l 0.027 < 0.392$ (Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027} \right) = \mathbf{0.034}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.034 = \mathbf{0.986}$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.37 \times 10^3}{0.983 \times 13.5 \times 435} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Soit 4T10 = **3.14 cm²**, avec un espacement de St = **15 cm/ml**.

3.4.6.1.2.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit 4T10 = **3.14 cm²**, avec un espacement de St = **15 cm/ml**.

3.4.6.1.3. Vérifications à l'ELU :

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

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

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

3.4.6.1.3.2. 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 :

$$T_u = 0 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = 3 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right. \quad \overline{\tau_u} = 3 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.50 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.4.6.1.3.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)

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

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

ψ : Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 0 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{sz} = 0 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 17.28 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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

3.4.6.1.3.4.1. Armatures longitudinales :

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

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

$$l_s = \frac{1.2 \times 500}{4 \times 3.24} = \mathbf{46.30 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{50 \text{ cm}}$

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).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 50 = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

3.4.6.1.3.4.2. Armatures transversales :

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

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

$$l_s = \frac{1 \times 500}{4 \times 3.24} = \mathbf{38.58 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{40 \text{ cm}}$

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).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 40 = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

3.4.6.1.3.4.3. Espacement des barres :

3.4.6.1.3.4.3.1. Armatures longitudinales :

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

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

3.4.6.1.3.4.3.2. Armatures transversales :

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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

3.4.6.1.4. Calcul à l'ELS :

$$q_{1s} = (G + Q) \times 1.3 = (4.79 + 2.5) \times 2.7 = 19.68 \text{ KN/ml}$$

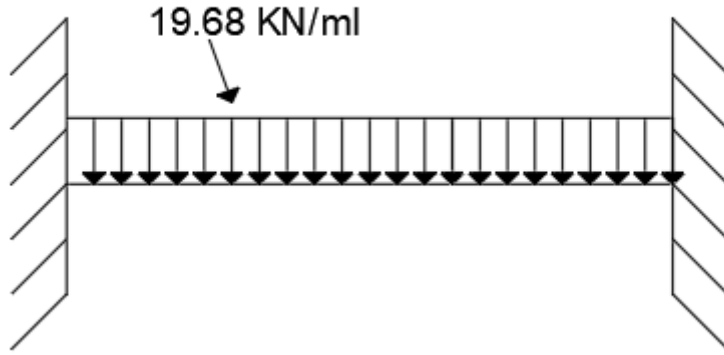


Figure 3.22 : Schéma statique de calcul à l'ELS.

3.4.6.1.4.1. Calcul des efforts internes :

$$M_{\text{ser}} = 5.98 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 0 \text{ KN}$$

Figure 3.23 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

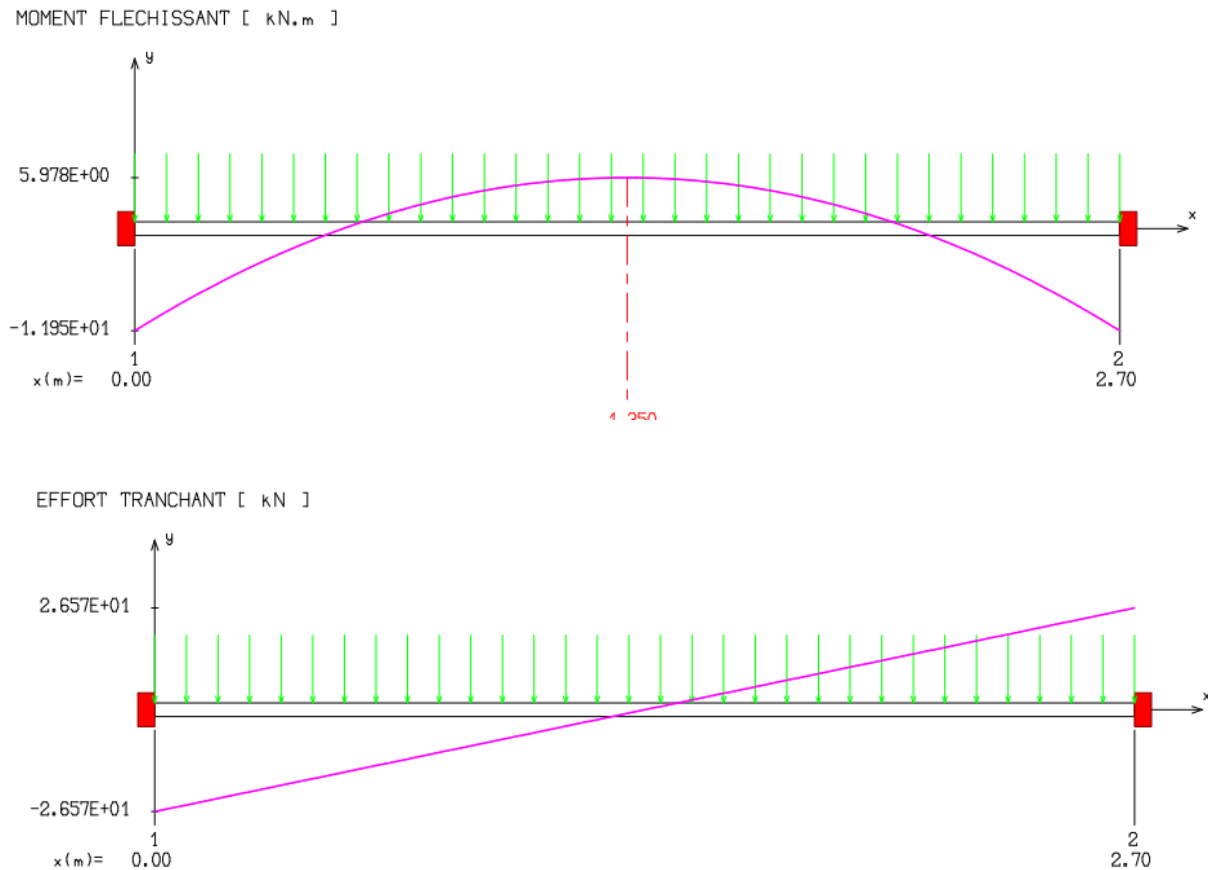


Figure 3.24 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

3.4.6.1.4.1.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_{coh} \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 47.1 \times y_l - 635.85$$

$$y_l = 3.13 \text{ cm}$$

3.4.6.1.4.1.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 4.16^2}{3} + 15 \times (6.16 \times (13.5 - 3.13)^2)$$

$$I = 6087.13 \text{ cm}^4$$

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

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{5.98}{6087.13} \times 3.13 = \mathbf{3.07 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{3.07 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{17 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

3.4.6.1.4.3. État limite d'ouvertures des fissures :

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

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 5.98}{6087.13} \times (13.5 - 3.13) = \mathbf{152.87 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{152.87 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

3.4.6.1.4.4. 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:

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{2.7} = 0.05 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right. \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{2.7} = 0.05 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{10.18}{10 \times 10.18} = 0.1 \end{array} \right. \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.0233 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{500} = 0.0084 \end{array} \right. \text{ Condition vérifiée.}$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

3.4.6.2. En appuis :

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

$$q_{1u} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1.3 = (1.35 \times 4.79 + 1.5 \times 2.5) \times 2.7 = 27.58 \text{ KN/ml}$$

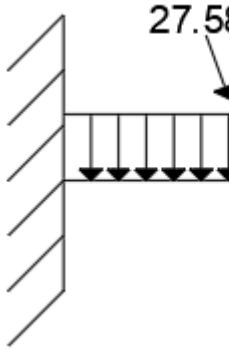


Figure 3.25 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

3.4.6.2.2. Calcul des efforts internes :

$$M_u = 16.75 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 37.23 \text{ KN}$$

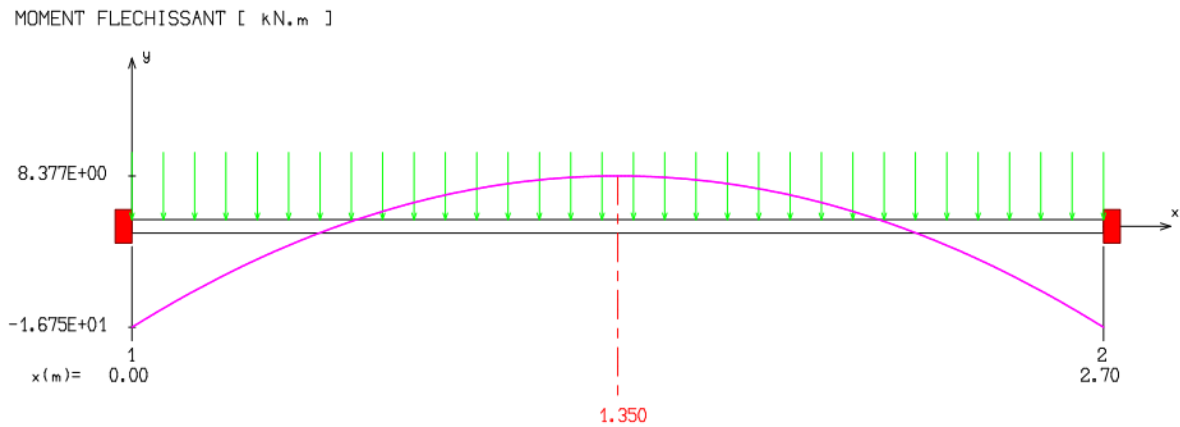


Figure 3.26 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

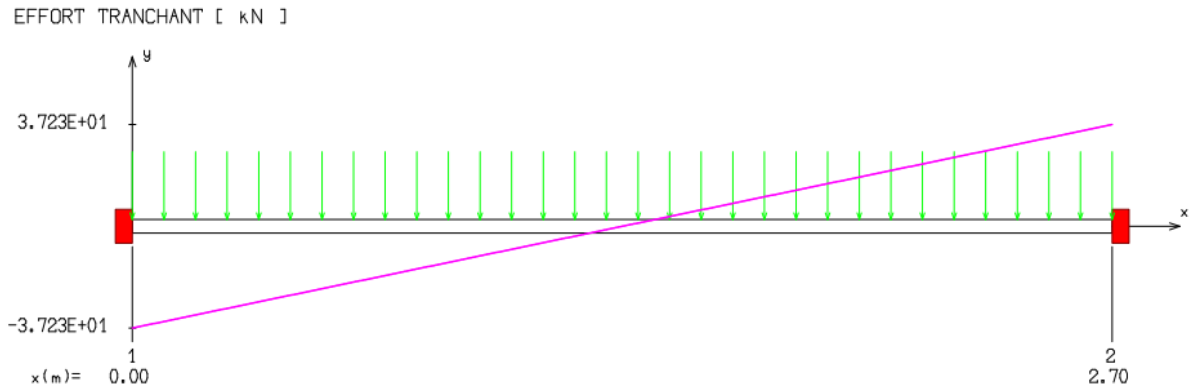


Figure 3.27 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

3.4.6.2.3. Calcul à l'ELU :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13.5 \text{ cm} \\ c = 1.5 \text{ cm} \end{cases}$$

3.4.6.2.3.1. Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{16.75 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 17} = \mathbf{0.054}$$

$\mu < \mu_l 0.054 < 0.392$ (Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054} \right) = \mathbf{0.070}$$

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

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16.75 \times 10^3}{0.983 \times 13.5 \times 435} = \mathbf{2.94 \text{ cm}^2}$$

Soit 4T14 = **6.16 cm²**, avec un espacement de St = **15 cm/ml**.

3.4.6.2.3.2. Armatures de répartition :

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

Soit 4T10 = **3.14 cm²**, avec un espacement de St = **15 cm/ml**.

3.4.6.2.3. Vérifications à l'ELU :

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

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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

3.4.6.2.3.2. 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 :

$$T_u = \mathbf{37.23 \text{ KN}}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{37.23 \times 10^3}{1000 \times 135} = \mathbf{0.276 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.4.6.2.3.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)

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

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

$\psi = 1.5$: Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37.23 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 7.54} = \mathbf{2.031 \text{ MPa}}$$

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

$$\tau_{sz} = \mathbf{2.031 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{17.28 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

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

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

3.4.6.2.3.4.1. Armatures longitudinales :

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

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

$$l_s = \frac{1.2 \times 500}{4 \times 3.24} = \mathbf{46.3 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{50 \text{ cm}}$

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).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 50 = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

3.4.6.2.3.4.2. Armatures transversales :

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

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

$$l_s = \frac{1 \times 500}{4 \times 3.24} = \mathbf{38.58 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{40 \text{ cm}}$

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).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 40 = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

3.4.6.2.3.4.3. Espacement des barres :

3.4.6.2.3.4.3.1. Armatures longitudinales :

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

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 50 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

3.4.6.2.3.4.3.2. Armatures transversales :

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

$S_t = 55 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

3.4.6.2.4. Calcul à l'ELS :

$$q_{1s} = (G + Q) \times 1.3 = (4.79 + 2.5) \times 2.7 = 19.68 \text{ KN/ml}$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

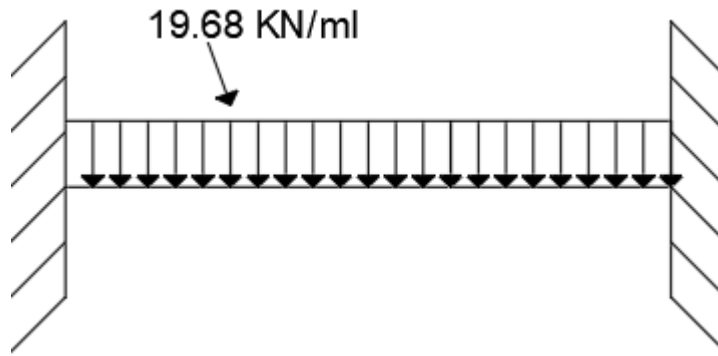


Figure 3.28 : Schéma statique de calcul à l'ELS.

3.4.6.2.4.1. Calcul des efforts internes :

$$M_{\text{ser}} = 11.95 \text{ kN.m}$$

$$T_u = -37.23 \text{ kN}$$

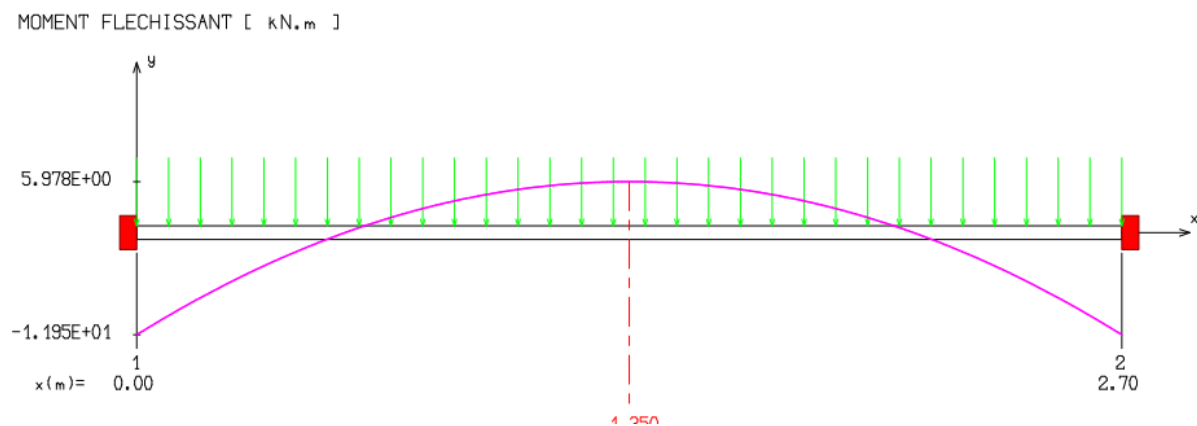
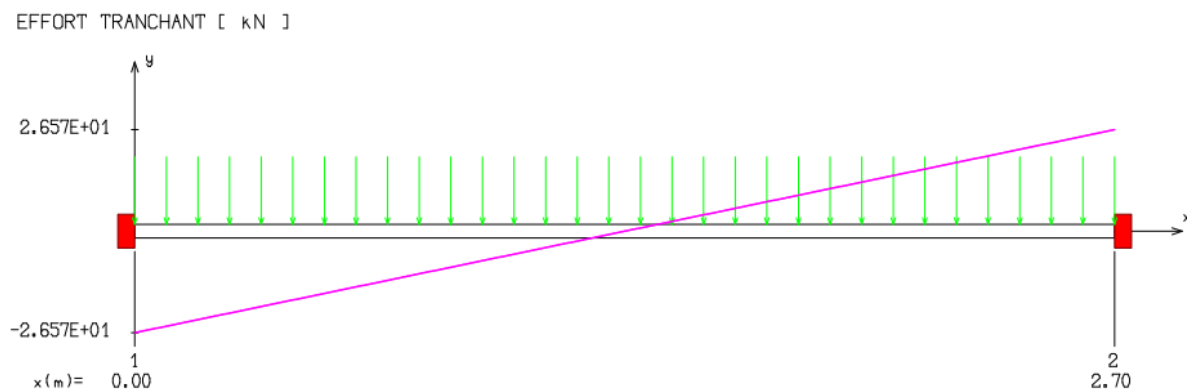


Figure 3.29 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.



3.4.6.2.4.1.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_{coh} \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 92.4 \times yl - 1274.4$$

$$yl = 4.16 \text{ cm}$$

Figure 3.30 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

3.4.6.2.4.1.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 4.16^2}{3} + 15 \times (6.16 \times (13 - 4.16)^2)$$

$$I = 10460.27 \text{ cm}^4$$

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{5.98 \times 10^3}{10460.27} \times 4.16 = 4.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.75 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 17 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

3.4.6.2.4.3. État limite d'ouvertures des fissures :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 5.98 \times 10^3}{8199.02} \times (13.5 - 4.16) = 160.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 160.13 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

3.4.6.2.4.4. 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 :

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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

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

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

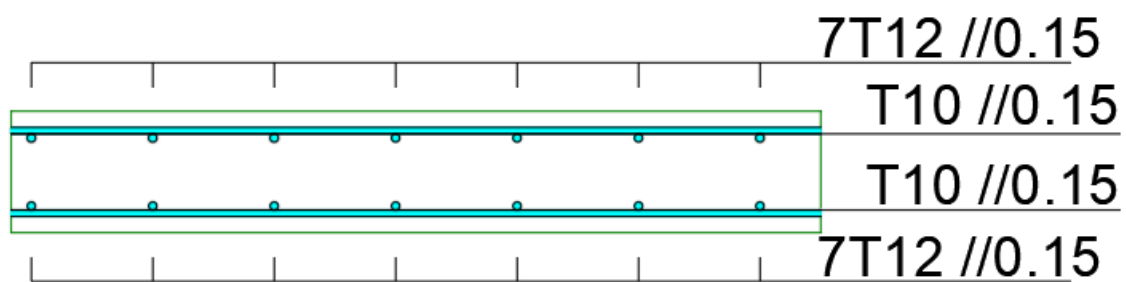
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{2.7} = 0.05 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right. \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{2.7} = 0.05 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{11.95}{10 \times 11.95} = 0.1 \end{array} \right. \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.003 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{800} = 0.0084 \end{array} \right. \text{Condition vérifiée.}$$

Figure 3.31 : plan de ferrailage des paliers.

Ferrailages Paliers



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 : $S = 2.40 \times 2.40 = 5.76 \text{ m}^2$. Ce dernier peut contenir 9 personnes, la charge totale transmise par le système de levage et par le cabinet est :

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

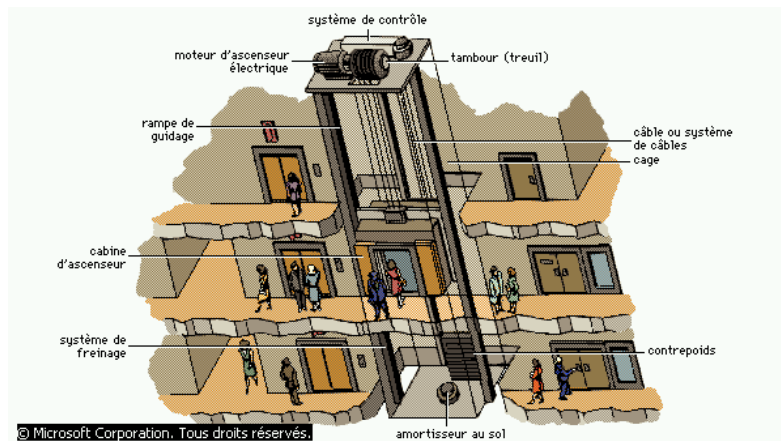


Figure 3.32 : Schémas d'un ascenseur dans un bâtiment.

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 :

$$h \geq \frac{L_x}{30} = \frac{240}{30} = 8$$

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

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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 de logiciel de calcul 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 :

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

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

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

3.5.3. Calcul des moments M_x et M_y du système du levage :

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

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

$$\frac{u}{L_x} = \frac{\nu}{L_y} = \frac{110}{240} = 0.46$$

Donc : $M_1 = M_2 = 0.046$

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

$$M_{1x} = M_1 \times P_u \times U \times V = 0.046 \times 121.5 \times 1.10 \times 1.10 = 6.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{1y} = M_1 \times P_u \times U \times V = 0.046 \times 121.5 \times 1.10 \times 1.10 = 6.76 \text{ KN.m}$$

3.5.4. Calcul des moments du 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 :

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

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

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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

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

On a : $P = \frac{240}{240} = 1 > 0.4$ Donc la dalle portent en deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M2_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0368 \times 9.74 \times 2.4^2 = \mathbf{2.07 \text{ KN.m}} \\ M2_y = \mu_y \times M2_x = 1 \times 2.06 = \mathbf{2.07 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

3.5.5. Les moments agissants sur la dalle :

$$M_x = M1_x + M2_x = 10.14 + 2.07 = \mathbf{12.21 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M1_y + M2_y = 10.14 + 2.07 = \mathbf{12.21 \text{ KN.m}}$$

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.

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 12.21 = \mathbf{10.38 \text{ KN.m}}$$

$$M_a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 12.21 = \mathbf{-3.66 \text{ KN.m}}$$

3.5.6. Ferraillage de la dalle :

3.5.6.1. Dans le sens x-x :

3.5.6.1.1. En travée :

$$Mu_t = 10.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{10.38 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = \mathbf{0.019} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.019}) = \mathbf{0.024}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.024 = \mathbf{0.990}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{10.38 \times 10^3}{0.990 \times 435 \times 18} = \mathbf{1.67 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T10 avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

Choix des armatures : $A_{cho} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

3.5.6.1.2. Aux appuis :

$$Mu_a = -3.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{3.66 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = \mathbf{0.007} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.009 = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{3.66 \times 10^3}{0.996 \times 435 \times 18} = \mathbf{0.59 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T10 avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

Choix des armatures : $A_{cho} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$

3.5.6.2. Dans le sens y-y :

3.5.6.2.1. En travée :

$$Mu_t = 10.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{10.38 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = \mathbf{0.019} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.019}) = \mathbf{0.024}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.024 = \mathbf{0.990}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{10.38 \times 10^3}{0.989 \times 435 \times 18} = \mathbf{1.67 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T10 avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

Choix des armatures : $A_{cho} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$

3.5.6.2.2. Aux appuis :

$$Mu_a = -3.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{3.66 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = \mathbf{0.007} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.009 = 0.996$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{3.66 \times 10^3}{0.996 \times 435 \times 18} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Soit $4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm/ml}$.

3.5.7. Vérification à l'ELU :

3.5.7.1. Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :

3.5.7.1.1. Dans le sens x-x :

$$A_{st} = 4T10A_{cho} = 3.14 \text{ cm}^2$$

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

Avec :

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

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

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

$$A_x \geq 100 \times 20 \times 0.0008 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{2.4}{2.4}\right) = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_{\min} = 1.6 < 3.14 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

3.5.7.1.2. Dans le sens y-y :

$$A_{st} = 4T10A_{cho} = 3.14 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_x \geq 100 \times 20 \times 0.0008 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{2.4}{2.4}\right) = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_{\min} = 1.6 < 3.14 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

3.5.7.2. Ecartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL99) :

3.5.7.2.1. Sens principal :

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq (2h = 40 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \text{ Condition vérifiée.}$$

3.5.7.2.2. Sens perpendiculaire :

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq (3h = 60 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \text{ Condition vérifiée.}$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

3.5.7.3. Condition de non poinçonnement (Art A.5.2.42) :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h_0 \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right)$$

P_u : charge de calcul à l'ELU

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

h_0 : épaisseur totale de la dalle.

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1.10 + 1.10) = \mathbf{4.4 \text{ m}}$$

$$P_u = 121.5 \text{ KN} \leq 0.046 \times 4.4 \times 0.20 \times \left(\frac{25 \times 10^3}{1.5}\right) = \mathbf{674.67 \text{ KN}} \text{ Condition vérifiée.}$$

3.5.7.4. Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{2 \times V + U} = \frac{121.5}{2 \times 1.1 + 1.1} = \mathbf{36.82 \text{ KN}}$$

Ainsi on aura :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right\} \bar{\tau}_u = \mathbf{2.50 \text{ MPa}}$$
$$\tau_u = \frac{36.82 \times 10^3}{1000 \times 180} = \mathbf{0.205 \text{ MPa}}$$

3.5.7.5. Diamètre maximal des armatures (Art 8.2.42/BAEL99) :

On doit vérifier :

$$\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = \mathbf{20 \text{ mm}}$$

3.5.8. Vérification à l'ELS :

3.5.8.1. Évaluation des moments (M_{x1} et M_{y1}) engendrant par le système du levage :

ν : coefficient de poisson ; $\nu = 0.2$ à l'ELS

$$\frac{u}{L_x} = \frac{\nu}{L_y} = \frac{110}{240} = \mathbf{0.46}$$

Donc : $M_1 = M_2 = \mathbf{0.046}$

$$P_s = P = \mathbf{90 \text{ KN}}$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

$$M1_x = q_s(M_1 + vM_2) = 90 \times (0.046 + 0.2 \times 0.046) = \mathbf{4.67 \text{ KN.m}}$$

$$M1_y = q_s(M_1 + vM_2) = 90 \times (0.046 + 0.2 \times 0.046) = \mathbf{4.67 \text{ KN.m}}$$

3.5.8.2. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle plane :

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

On a : $P = \frac{240}{240} = 1 > 0.4$ Donc la dalle portent en deux sens.

Les moments sont donnés par les formules :

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

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 1G + Q = 6.1 + 1 = \mathbf{7.1 \text{ KN/ml}}$$

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

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M2_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0441 \times 7.1 \times 2.4^2 = \mathbf{1.80 \text{ KN.m}} \\ M2_y = \mu_y \times M2_x = 1 \times 1.80 = \mathbf{1.80 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

3.5.8.3. Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M1_x + M2_x = 12.42 + 1.80 = \mathbf{14.22 \text{ KN.m}}$$

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 x-x et sens y-y :

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 14.22 = \mathbf{12.09 \text{ KN.m}}$$

$$M_a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 14.22 = \mathbf{-4.27 \text{ KN.m}}$$

3.5.8.4. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers: (Art A.

3.5.8.4.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_{coh} \times (d - yl) = 50yl^2 + 47.1 yl - 847.8$$

$$Yl = \mathbf{4.74 \text{ cm}}$$

3.5.8.4.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 4.74^2}{3} + 15 \times (3.14 \times (18 - 4.47)^2)$$

$$I = \mathbf{9371.09 \text{ cm}^4}$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{14.22 \times 10^3}{9371.09} \times 4.47 = \mathbf{6.78 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{5.23 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{17 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

3.5.8.6. État limite d'ouvertures des fissures :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 14.22}{9371.09} \times (18 - 4.47) = \mathbf{0.31 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{0.31 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

3.5.8.7. 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 :

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

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

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.2} = 12 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{cases} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.1} = 12 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{14.22}{10 \times 14.22} = 0.1 \end{cases} \text{ Condition vérifiée.}$$

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

$$\begin{cases} \frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.003 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{500} = 0.0084 \end{cases} \text{Condition vérifiée.}$$

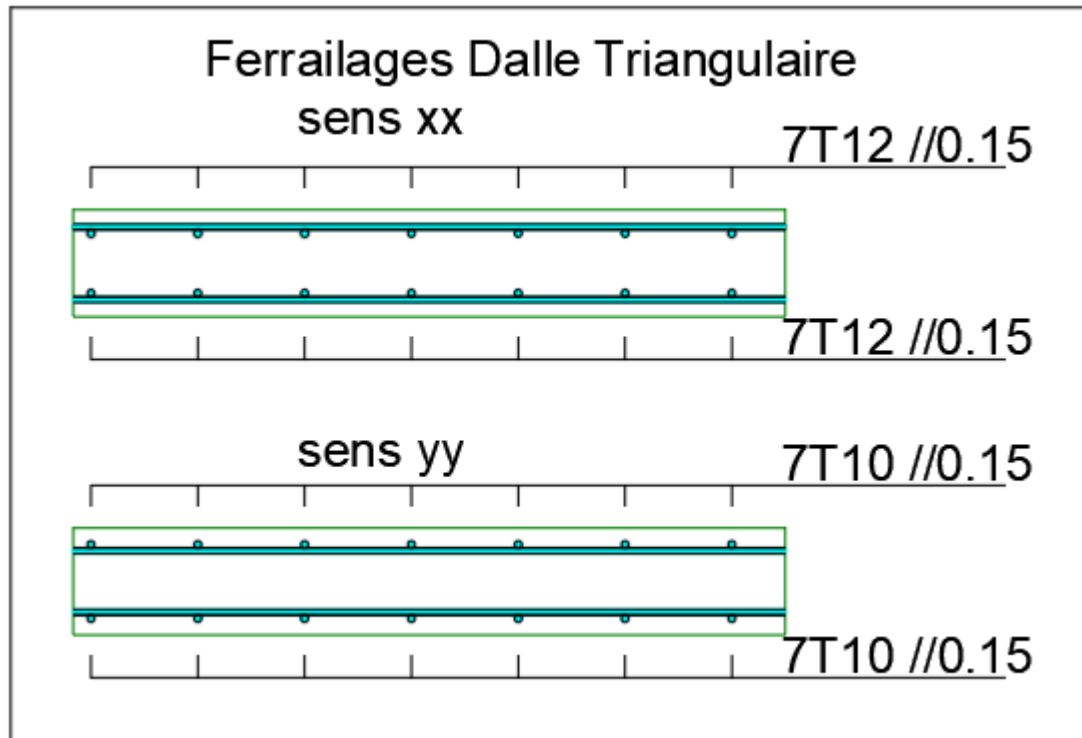


Figure 3.33: Plan de ferrailage de la dalle triangulaire.

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

Chapitre 04 : 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 accélérogrammes.

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.

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.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

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

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

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
- ❖ Perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- ❖ La structure a une forme compacte, et le rapport :
- ❖ Longueur / largeur = $\frac{31.7}{21.1} = 1.48 < 4$
- ❖ Donc le critère est observé $p_q = 0$

4.3.3.3.2. Régularité en élévation :

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

4.3.3.3.3. Contrôle de la qualité des matériaux :

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

4.3.3.3.4. Contrôle de la qualité de l'exécution :

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

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

Q : Facteur de qualité, défini par : $Q = 1 \pm \sum_1^6 p_q$

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

Tableau 4.1 : Pénalités du facteur de qualité

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.20$$

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

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 $\xi = 10\%$

D'où : $\eta = 0.764 \geq 0.7$

4.3.3.5. Période T1 et T2 du site considérée S2 :

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

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

4.3.3.6. Spectre de réponse de calcul :

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

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

4.3.3.7. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

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

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

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

$$0.8 \times G \mp E$$

4.3.3.8. 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.

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

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)

4.3.3.9. 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 : $T_2 = 0.50$ s: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

$$h_N = 65.11 \text{ m}$$

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

$$d_x = 21.30 \text{ m}$$

$$d_y = 31.70 \text{ m}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times 65.11^{3/4} = 1.15 \text{ s} \text{ Dans les deux directions.}$$

$$T_x = \min(1.15 ; 1.27) = 1.15 \text{ s}$$

$$T_y = \min(1.15 ; 1.04) = 1.04 \text{ s}$$

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

$$D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{1.15}\right)^{2/3} = 1.265 \text{ s}$$

$$D_y = D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{1.04}\right)^{2/3} = 1.353 \text{ s}$$

$$T = \max(1.15 ; 1.04) = 1.15 \text{ s}$$

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

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

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

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

$$w_i = 285043.528\text{KN}$$

4.5. Modélisation de la structure :

4.5.1. Position des voiles :

Figure 4.1 : disposition des voiles.

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

Figure 4.2: Vue de la structure modélisée.

Figure 4.3: 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).

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.265 \times 1.2}{3.15} \times 285043.528 = \mathbf{18544.12 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.353 \times 1.2}{3.5} \times 285043.528 = \mathbf{19834.14 \text{ KN}}$$

4.7. Résultats decalcul :

Mode	Période(s)	Facteur de participation massique			
		Ux	Uy	Ux	Uy
1	1,38	56,92	4,72	56,92	4,72
2	1,34	4,79	56,18	61,71	60,90
3	1,00	0,00	0,05	61,71	60,95
4	0,39	10,93	2,14	72,64	63,09
5	0,38	2,49	9,37	75,13	72,46
6	0,28	0,00	0,02	75,13	72,48
7	0,18	0,07	4,95	75,20	77,43
8	0,18	6,22	0,05	81,42	77,48
9	0,13	0,01	0,01	81,43	77,49
10	0,11	0,01	3,55	81,44	81,04
11	0,11	4,40	0,01	85,84	81,05
12	0,08	0,07	0,00	85,91	81,06
13	0,08	0,41	0,01	86,32	81,06
14	0,08	0,01	0,90	86,33	81,96
15	0,08	0,01	0,46	86,34	82,42
17	0,08	0,02	0,39	86,36	82,81
18	0,07	0,01	2,01	86,37	84,82
19	0,07	3,68	0,00	90,05	84,82
20	0,06	0,00	4,58	90,05	89,40
21	0,06	2,48	0,01	92,53	89,42
22	0,05	0,51	0,01	93,05	89,43
23	0,05	0,00	4,12	93,05	93,54

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

D'après les résultats **Tableau 4.2 : Taux de participation modale.** trouvés on constate que :

$$T_{\text{emp}} = 1.15 \text{ s} \quad T_{\text{dyn}} = 1.38 \text{ s}$$

Selon RPA 99 V 2003 il faut que : $1.3 T_{\text{emp}} > T_{\text{dyn}} 1.50 \text{ s} > 1.38 \text{ s}$

- ❖ Le 1^{er} mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x)
- ❖ Le 2^{ème} est une translation suivant l'axe (y-y)
- ❖ Et le 3^{ème} mode de torsions
- ❖ Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 23^{ème} mode pour le sens (x-x) et le sens (y-y).

Figure 4.4: Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x).

Figure 4.5: Le 2ème est une translation suivant l'axe (y-y) .

Figure 4.6 : : le 3ème mode de torsions.

4.7.1. Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003

Direction x-x : 19ème mode : Masse cumulée = 90.05 %

Direction y-y : 23ème mode : Masse cumulée = 93.54 %

Masse cumulée > 90%

vérifié.

Condition

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.

X_t ; Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

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

Avec :

$$L_x = 21.30 \text{ m} \quad L_y = 31.70 \text{ m}$$

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

Niveaux	Masse (Kg)	G (x ; y) [m]	R (x ; y) [m]	I _x [Kg.m ²]	I _y [Kg.m ²]	Ex0 [m]	Ey0 [m]	Ex2 [m]	Ey2 [m]
Sous-sol 3	1839359,48	10,73 ; 20,34	10,86 ; 20,72	285547650,48	92149653,89	0,13	0,38	0,05	0,05
Sous-sol 2	1839359,48	10,73 ; 20,34	10,91 ; 20,72	285543152,44	92146182,76	0,19	0,38	0,05	0,05
Sous-sol 1	1888782,02	10,71 ; 20,37	10,85 ; 20,72	291881847,89	94095229,67	0,14	0,35	0,05	0,05
RDC	1293677,72	10,70 ; 21,27	10,89 ; 21,38	119611470,01	58031162,09	0,19	0,11	0,05	0,05
RDC 2	1264830,03	10,67 ; 21,48	10,88 ; 21,38	120038908,97	56797157,53	0,20	0,10	0,05	0,05
1^{er}	1283143,23	10,63 ; 21,27	10,87 ; 21,38	122942503,20	59091731,73	0,25	0,11	0,05	0,05
2^{ème}	1283143,23	10,63 ; 21,27	10,87 ; 21,38	122941524,16	59090090,66	0,25	0,11	0,05	0,05
3^{ème}	1283143,23	10,63 ; 21,27	10,87 ; 21,38	122941624,44	59090164,27	0,25	0,11	0,05	0,05
4^{ème}	1278028,66	10,58 ; 21,27	10,87 ; 21,38	122894394,04	58465509,80	0,29	0,11	0,05	0,05
5^{ème}	1247988,06	10,62 ; 21,26	10,69 ; 21,37	119085541,03	57104672,80	0,08	0,11	0,05	0,05
6^{ème}	1247988,06	10,62 ; 21,26	10,69 ; 21,37	119085415,26	57104533,89	0,08	0,11	0,05	0,05
7^{ème}	1247988,06	10,62 ; 21,26	10,69 ; 21,37	119085415,26	57104533,89	0,08	0,11	0,05	0,05
8^{ème}	1247988,06	10,62 ; 21,26	10,69 ; 21,37	119085415,26	57104533,89	0,08	0,11	0,05	0,05
9^{ème}	1247988,06	10,62 ; 21,26	10,69 ; 21,37	119085415,26	57104533,89	0,08	0,11	0,05	0,05
10^{ème}	1247988,06	10,62 ; 21,26	10,69 ; 21,37	119085415,26	57104533,89	0,08	0,11	0,05	0,05
11^{ème}	1247988,06	10,62 ; 21,26	10,69 ; 21,37	119085415,26	57104533,89	0,08	0,11	0,05	0,05
12^{ème}	1247988,06	10,62 ; 21,26	10,69 ; 21,37	119085415,26	57104533,89	0,08	0,11	0,05	0,05
13^{ème}	1247988,06	10,62 ; 21,26	10,69 ; 21,37	119085415,26	57104533,89	0,08	0,11	0,05	0,05
14^{ème}	1247988,06	10,62 ; 21,26	10,69 ; 21,37	119085428,52	57104650,10	0,08	0,11	0,05	0,05
15^{ème}	1247988,06	10,62 ; 21,26	10,69 ; 21,37	119085428,52	57104650,10	0,08	0,11	0,05	0,05
16^{ème}	1402030,07	10,61 ; 21,26	10,58 ; 21,37	132376496,64	63248327,50	0,03	0,11	0,05	0,05
17^{ème}	120986,96	11,75 ; 21,38	12,15 ; 22,91	4487107,86	734162,73	0,40	1,53	0,05	0,05

Tableau 4.3 : 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	18544.12	14835.30	16752.65	C.V
Y	19834.14	15867.31	16924.53	C.V

Tableau4.4 : 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 ($R = 3,5$).

Etage	$\Delta_K^{dr x}$	$\Delta_K^{dr y}$	Etage	$\Delta_K^{dr x}$	$\Delta_K^{dr y}$	Etage	$\Delta_K^{dr x}$	$\Delta_K^{dr y}$
Sous-sol 3	0,068	0,038	4 ^{ème}	1,181	1,191	11 ^{ème}	1,089	1,02
Sous-sol 2	0,171	0,064	5 ^{ème}	1,217	1,22	12 ^{ème}	1,041	0,959
Sous-sol 1	0,325	0,13	6 ^{ème}	1,228	1,219	13 ^{ème}	0,991	0,896
RDC	0,695	0,643	7 ^{ème}	1,222	1,202	14 ^{ème}	0,943	0,836
RDC 2	0,923	0,934	8 ^{ème}	1,203	1,171	15 ^{ème}	0,899	0,782
1 ^{er}	0,968	0,989	9 ^{ème}	1,173	1,129	16 ^{ème}	0,86	0,736
2 ^{ème}	1,065	1,089	10 ^{ème}	1,134	1,078	17 ^{ème}	0,658	0,578
3 ^{ème}	1,135	1,153						

Tableau 04.5 : 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.

$\Delta_K \leq 1\% h_K$ $0.01 \leq 1\% h_K = 3.23 \text{ cm}$, 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.

Niveaux	P	Suivant (x-x)					Suivant (y-y)				
		Δ	V	h	θ	Vérification	Δ	V	h	θ	Vérification
Sous-sol 3	-279532,21	0,068	16752,7	3,23	0,0035128	OK	0,038	16924,59	3,23	0,0019431	OK
Sous-sol 2	-260449,94	0,171	16589,47	3,23	0,00831161	OK	0,064	16659,58	3,23	0,00309769	OK
Sous-sol 1	-242399,56	0,325	16223,73	3,23	0,01503356	OK	0,13	16169,76	3,23	0,0060335	OK
RDC	-224453,72	0,695	15796,04	3,23	0,03057461	OK	0,643	15727,48	3,23	0,02841032	OK
RDC 2	-211744,9	0,923	15454,12	3,23	0,03915325	OK	0,934	15440,5	3,23	0,03965482	OK
1 ^{er}	-199406,96	0,968	15060,99	2,88	0,04450099	OK	0,989	15108,92	2,88	0,04532217	OK
2 ^{ème}	-186832,18	1,065	14575,84	2,88	0,04739966	OK	1,089	14667,28	2,88	0,04816566	OK
3 ^{ème}	-174248,85	1,135	14030,74	2,88	0,04894324	OK	1,153	14165,87	2,88	0,04924515	OK
4 ^{ème}	-161665,31	1,181	13458,85	2,88	0,04925681	OK	1,191	13617,09	2,88	0,04909664	OK
5 ^{ème}	-149183,46	1,217	12863,17	2,88	0,04900843	OK	1,22	13011,61	2,88	0,04856876	OK
6 ^{ème}	-136947,22	1,228	12242,16	2,88	0,0476981	OK	1,219	12387,09	2,88	0,04679454	OK
7 ^{ème}	-124708,64	1,222	11606,76	2,88	0,04558944	OK	1,202	11744,48	2,88	0,04431745	OK
8 ^{ème}	-112470,06	1,203	10963,8	2,88	0,04284982	OK	1,171	11060,8	2,88	0,04134422	OK
9 ^{ème}	-100231,47	1,173	10286,92	2,88	0,03968481	OK	1,129	10345,74	2,88	0,03797904	OK
10 ^{ème}	-87992,89	1,134	9558,22	2,88	0,03624859	OK	1,078	9585,72	2,88	0,03435968	OK
11 ^{ème}	-75754,31	1,089	8768,57	2,88	0,03266735	OK	1,02	8743,5	2,88	0,03068525	OK
12 ^{ème}	-63515,73	1,041	7880,77	2,88	0,02913204	OK	0,959	7814,6	2,88	0,02706454	OK
13 ^{ème}	-51277,15	0,991	6856,76	2,88	0,02573274	OK	0,897	6762,56	2,88	0,02361635	OK
14 ^{ème}	-39038,6	0,943	5694,33	2,88	0,02244765	OK	0,836	5547,19	2,88	0,02042843	OK
15 ^{ème}	-26800,02	0,899	4351,73	2,88	0,01922385	OK	0,782	4189,27	2,88	0,01737045	OK
16 ^{ème}	-14561,44	0,86	2666,73	2,88	0,01630539	OK	0,736	2575,87	2,88	0,0144466	OK
17 ^{ème}	-1072,87	0,658	251,77	2,88	0,00973591	OK	0,578	227,65	2,88	0,00945834	OK

Tableau 40.6 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens X-X et sens Y-Y.

4.12. Calcul de la force sismique selon la hauteur :

Selon Art. 4.2.5 RPA99-V2003, la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$F_{t_{x,y}} = 0.25 \times V$$

$$F_{t_{x,y}} = 0.07 \times T_{x,y} \times V \Rightarrow T > 0.7 \text{ s}$$

$$F_{t_x} = 0.07 \times 1.15 \times 18544.12 = \mathbf{1492.80 \text{ KN}} \leq 0.25 \times 18544.12 = \mathbf{4636.03 \text{ KN}}$$

$$F_{t_y} = 0.07 \times 1.04 \times 19834.14 = \mathbf{1443.93 \text{ KN}} \leq 0.25 \times 19834.14 = \mathbf{4958.54 \text{ KN}}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}$$

Les résultats de la force sismique à la base V doit être distribué sur la hauteur de la structure, ce calculé à été effectué par MSE99.

Les résultats sont présentés sur le tableau suivant :

Avec :

W_i : Poids de l'étage « i ».

F_i : Force sismique du niveau « i ».

h_i : Hauteur du niveau « i ».

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

				Suivant (x-x)			Suivant (y-y)		
Niveaux	W_i	h_i	$W_i \times h_i$	V_x	F_{t_x}	F_{ix}	V_y	F_{t_y}	F_{iy}
Sous-sol 3	1839359,5	3,23	5941131,12	18544,12	1492,80	1805,87	19834,14	1443,93	1947,67
Sous-sol 2	1839359,5	6,46	11882262,24	18544,12	1492,80	3611,74	19834,14	1443,93	3895,34
Sous-sol 1	1888782	9,69	18302297,77	18544,12	1492,80	5563,18	19834,14	1443,93	6000,01
RDC	1293677,7	12,92	16714316,14	18544,12	1492,80	5080,50	19834,14	1443,93	5479,43
RDC 2	1264830	16,15	20427004,98	18544,12	1492,80	6209,01	19834,14	1443,93	6696,55
1 ^{er}	1283143,2	19,03	24418215,67	18544,12	1492,80	7422,19	19834,14	1443,93	8004,98
2 ^{ème}	1283143,2	21,91	28113668,17	18544,12	1492,80	8545,46	19834,14	1443,93	9216,46
3 ^{ème}	1283143,2	24,79	31809120,67	18544,12	1492,80	9668,73	19834,14	1443,93	10427,93
4 ^{ème}	1278028,7	27,67	35363053,02	18544,12	1492,80	10748,99	19834,14	1443,93	11593,01
5 ^{ème}	1247988,1	30,55	38126035,23	18544,12	1492,80	11588,83	19834,14	1443,93	12498,80
6 ^{ème}	1247988,1	33,43	41720240,85	18544,12	1492,80	12681,33	19834,14	1443,93	13677,08
7 ^{ème}	1247988,1	36,31	45314446,46	18544,12	1492,80	13773,82	19834,14	1443,93	14855,36
8 ^{ème}	1247988,1	39,19	48908652,07	18544,12	1492,80	14866,32	19834,14	1443,93	16033,64
9 ^{ème}	1247988,1	42,07	52502857,68	18544,12	1492,80	15958,82	19834,14	1443,93	17211,93
10 ^{ème}	1247988,1	44,95	56097063,30	18544,12	1492,80	17051,32	19834,14	1443,93	18390,21
11 ^{ème}	1247988,1	47,83	59691268,91	18544,12	1492,80	18143,82	19834,14	1443,93	19568,49
12 ^{ème}	1247988,1	50,71	63285474,52	18544,12	1492,80	19236,32	19834,14	1443,93	20746,78
13 ^{ème}	1247988,1	53,59	66879680,14	18544,12	1492,80	20328,82	19834,14	1443,93	21925,06
14 ^{ème}	1247988,1	56,47	70473885,75	18544,12	1492,80	21421,31	19834,14	1443,93	23103,34
15 ^{ème}	1247988,1	59,35	74068091,36	18544,12	1492,80	22513,81	19834,14	1443,93	24281,62
16 ^{ème}	1402030,1	62,23	87248331,26	18544,12	1492,80	26520,09	19834,14	1443,93	28602,48
17 ^{ème}	120986,96	65,11	7877460,97	18544,12	1492,80	2394,44	19834,14	1443,93	2582,46
		Somme	905164558,28						

Tableau 4.7 : disposition de la force sismique

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 structuraux

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux

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 noyées seront calculées en flexion simple. Les voiles seront calculées 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.

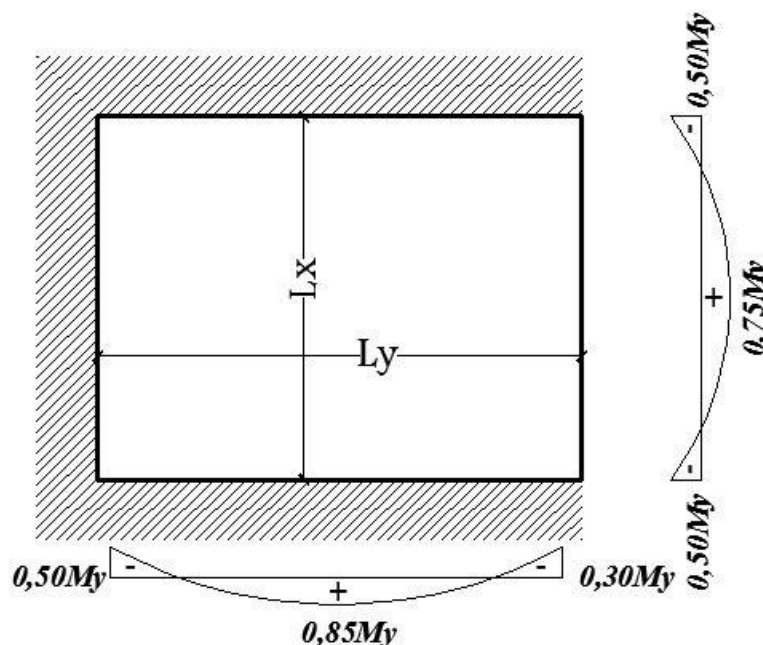


Figure 5.1: moment d'encastrement des dalles rectangulaires.

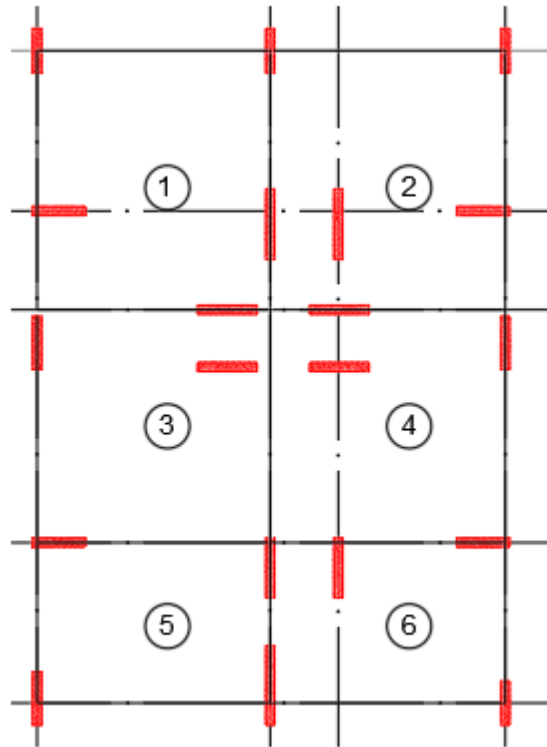


Figure 5.2 : numérotation des panneaux de notre dalles.

5.2.2. Etude des planchers dalle plein :

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1060}{1060} = 1 \text{ Si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle portent en deux sens.}$$

D'après le tableau :

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

5.2.3.Sous-sol :

5.2.3.1.Evaluation des charges :

$$G = 6.95 \text{ KN/m}^2$$

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

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.2.3.2. Combinaison d'action :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml} = (1.35 \times 6.95 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{ml} = \mathbf{13.13 \text{ KN/m}^2}$$

$$q_u = (G + Q) \times 1\text{ml} = (6.95 + 2.5) \times 1\text{ml} = \mathbf{9.45 \text{ KN/m}^2}$$

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

❖ ELU :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0368 \times 13.13 \times 10.60^2 = \mathbf{54.301 \text{ KN.m}} \\ M_y = 1 \times 54.301 = \mathbf{54.301 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0441 \times 9.45 \times 10.60^2 = \mathbf{46.825 \text{ KN.m}} \\ M_y = 1 \times 46.825 = \mathbf{46.825 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

5.2.3.4. La réduction des moments :

❖ ELU :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 54.301 = \mathbf{46.156 \text{ KN.m}} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 54.301 = \mathbf{40.726 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 54.301 = \mathbf{16.290 \text{ KN.m}} \\ M_{ax} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 54.301 = \mathbf{27.150 \text{ KN.m}} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.3 \times 54.301 = \mathbf{27.150 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 46.825 = \mathbf{39.802 \text{ KN.m}} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 46.825 = \mathbf{35.119 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 46.825 = \mathbf{14.048 \text{ KN.m}} \\ M_{ax} = 0.5 \times M_y = 0.3 \times 46.825 = \mathbf{23.413 \text{ KN.m}} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.3 \times 46.825 = \mathbf{23.413 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.2.3.5. Sens xx :

5.2.3.5.1. En travée :

5.2.3.5.1.1. Calcul des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{46.156 \times 10^3}{100 \times 17 \times 21^2} = 0.062 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) = \mathbf{0.079}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.079 = \mathbf{0.968}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{46.156 \times 10^3}{0.968 \times 435 \times 21} = \mathbf{5.22 \text{ cm}^2}$$

Soit : 8T14 = **12.31 cm²** avec un espacement St = **12.5 cm/ml**

5.2.3.5.1.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 21 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{2.32 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{2.32 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{12.31 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.2.3.5.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

5.2.3.5.1.3. Vérification à l'ELS :

5.2.3.5.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 184.65 \times y_l - 3877.65$$

$$y_l = 7.15$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.2.3.5.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 7.15^2}{3} + 15 \times (12.31 \times (21 - 7.15)^2)$$

$$I = 47604.22 \text{ cm}^4$$

5.2.3.5.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{39.802 \times 10^3}{47604.22} \times 7.15 = 5.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.98 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.3.5.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 39.802}{47604.22} \times (21 - 7.15) = 173.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 173.70 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.3.5.2. En appuis :

5.2.3.5.2.1. Calcul des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{27.150 \times 10^3}{100 \times 17 \times 21^2} = 0.036 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036}) = 0.046$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.046 = 0.982$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{27.150 \times 10^3}{0.982 \times 435 \times 21} = 3.03 \text{ cm}^2$$

Soit : 8T14 = 12.31 cm² avec un espacement St = 12.5 cm/ml

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.2.3.5.2.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 21 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{2.32 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{2.32 \text{ cm}^2} < A_a = \mathbf{12.31 \text{ cm}^2} \text{Condition vérifiée.}$$

5.2.3.5.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{Condition vérifiée.}$$

5.2.3.5.2.3. Vérification à l'ELS :

5.2.3.5.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 184.65 \times y_l - 3877.65$$

$$y_l = 7.15$$

5.2.3.5.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 5.55^2}{3} + 15 \times (12.31 \times (21 - 7.15)^2)$$

$$I = \mathbf{47604.22 \text{ cm}^4}$$

5.2.3.5.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{23.413 \times 10^3}{47604.22} \times 7.15 = \mathbf{3.52 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{3.52 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}} \text{Condition vérifiée.}$$

5.2.3.5.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 23.413 \times 10^3}{47604.22} \times (21 - 7.15) = 102.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 102.28 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 196.77 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.3.6. Sens yy :

5.2.3.6.1. En travée :

5.2.3.6.1.1. Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{46.156 \times 10^3}{100 \times 17 \times 19.6^2} = 0.062 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) = 0.081$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.079 = 0.968$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{46.156 \times 10^3}{0.968 \times 435 \times 19.6} = 4.94 \text{ cm}^2$$

Soit : 8T14 = 12.31 cm² avec un espacement St = 12.5 cm/ml

5.2.3.6.1.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 19.6 \times \frac{2.4}{500} = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.16 \text{ cm}^2 < A_t = 6.16 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.3.6.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.2.3.6.1.3. Vérification à l'ELS :

5.2.3.6.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 184.65 \times yl - 3619.14$$

$$yl = 7.20$$

5.2.3.6.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 5.55^2}{3} + 15 \times (12.31 \times (19.6 - 7.20)^2)$$

$$I = 40833.38 \text{ cm}^4$$

5.2.3.6.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{35.119 \times 10^3}{40833.38} \times 7.20 = 6.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.19 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.3.6.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 35.119}{40833.38} \times (19.6 - 7.20) = 160.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 160.62 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.3.6.2. En appuis :

5.2.3.6.2.1. Calcul des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{27.150 \times 10^3}{100 \times 17 \times 19.6^2} = 0.042 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}) = \mathbf{0.053}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.053 = \mathbf{0.979}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{27.150 \times 10^3}{0.989 \times 435 \times 19.6} = \mathbf{3.26 \text{ cm}^2}$$

Soit : 8T14 = **12.31 cm²** avec un espacement St = **12.5 cm/ml**

5.2.3.6.2.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 19.6 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{2.16 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{2.16 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{6.16 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.2.3.6.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

5.2.3.6.2.3. Vérification à l'ELS :

5.2.3.6.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 184.65 \times yl - -3619.14$$

$$yl = 7.20$$

5.2.3.6.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 5.55^2}{3} + 15 \times (12.31 \times (19.6 - 7.15)^2)$$

$$I = \mathbf{40833.38 \text{ cm}^4}$$

5.2.3.6.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{23.413 \times 10^3}{40833.38} \times 7.15 = \mathbf{4.13 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{4.13 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.3.6.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 23.413 \times 10^3}{40833.38} \times (19.6 - 7.20) = \mathbf{106.65 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{106.65 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.4. Les moments totaux appliqués sur Les dalles des différents étages :

Niveau		ELU			ELS		
		M	Mt	Ma	M	Mt	Ma
Sous-sol	Sens xx	54.301	46.25	27.150	46.825	39.802	23.413
	Sens yy	54.301	40.726	27.150	46.825	35.119	23.413
RDC	Sens xx	70.476	59.905	35.238	59.808	50.837	29.904
	Sens yy	70.476	52.857	35.238	59.808	44.856	29.904
Etage courant	Sens xx	48.768	41.453	24.384	42.465	36.095	21.233
	Sens yy	48.768	36.576	24.384	42.465	31.849	21.233
Terrasse	Sens xx	61.942	52.651	30.971	54.159	46.035	27.079
	Sens yy	61.942	46.457	30.971	54.159	40.619	27.079

Tableau 5.01 : Les valeurs des moments de chaque niveau.

5.2.5. RDC :

5.2.5.1. Sens xx :

5.2.5.1.1. En travée :

5.2.5.1.1.1. Calcule des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{59.905 \times 10^3}{100 \times 17 \times 21^2} = \mathbf{0.080} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.080}) = \mathbf{0.104}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.104 = \mathbf{0.958}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{59.905 \times 10^2}{0.958 \times 435 \times 21} = \mathbf{6.85 \text{ cm}^2}$$

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

5.2.5.1.1.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 21 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{2.32 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = 2.32 \text{ cm}^2 < A_t = 15.39 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.2.5.1.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

5.2.5.1.2. En appuis :

5.2.5.1.2.1. Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{35.238 \times 10^3}{100 \times 17 \times 21^2} = \mathbf{0.047} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.060 = \mathbf{0.976}$$

$$A_{sa} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{35.238 \times 10^3}{0.976 \times 435 \times 21} = \mathbf{3.95 \text{ cm}^2}$$

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

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.2.5.1.2.2. Vérification à l'ELU :

5.2.5.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2.1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 21 \times \frac{2.4}{500} = 2.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.32 \text{ cm}^2 < A_a = 15.39 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.5.1.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.5.2. Sens yy :

5.2.5.2.1. En travée :

5.2.5.2.1.1. Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{52.857 \times 10^3}{100 \times 17 \times 19.6^2} = 0.081 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.081}) = 0.106$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.106 = 0.958$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{52.857 \times 10^2}{0.958 \times 435 \times 19.6} = 6.48 \text{ cm}^2$$

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

5.2.5.2.1.2. Vérification à l'ELU :

5.2.5.2.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2.1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 19.6 \times \frac{2.4}{500} = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.16 \text{ cm}^2 < A_t = 15.39 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.5.2.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.5.2.2. En appuis :

5.2.5.2.2.1. Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{35.238 \times 10^3}{100 \times 17 \times 19.6^2} = \mathbf{0.054} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}) = \mathbf{0.069}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.069 = \mathbf{0.972}$$

$$A_s a = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{35.238 \times 10^3}{0.972 \times 435 \times 19.6} = \mathbf{4.25 \text{ cm}^2}$$

Soit : 10T14 = **15.39 cm²** avec un espacement $S_t = \mathbf{10 \text{ cm/ml}}$

5.2.5.2.2.2. Vérification à l'ELU :

5.2.5.2.2.2.1. Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2.1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 19.6 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{2.16 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{2.16 \text{ cm}^2} < A_a = \mathbf{15.39 \text{ cm}^2} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.5.2.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.6. Etage courant :

5.2.6.1. Sens xx :

5.2.6.1.1. En travée :

5.2.6.1.1.1. Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{41.453 \times 10^3}{100 \times 17 \times 21^2} = \mathbf{0.055} < 0.259$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.055}) = \mathbf{0.071}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.071 = \mathbf{0.972}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{41.453 \times 10^3}{0.972 \times 435 \times 21} = \mathbf{4.67 \text{ cm}^2}$$

Soit : 8T14 = **12.31 cm²** avec un espacement $S_t = \mathbf{12.5 \text{ cm/ml}}$

5.2.6.1.1.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 21 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{2.32 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{2.32 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{12.31 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.2.6.1.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

5.2.6.1.2. En appuis :

5.2.6.1.2.1. Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{24.384 \times 10^3}{100 \times 17 \times 21^2} = \mathbf{0.033} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033}) = \mathbf{0.041}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.041 = \mathbf{0.983}$$

$$A_{sa} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{24.384 \times 10^3}{0.983 \times 435 \times 21} = \mathbf{2.72 \text{ cm}^2}$$

Soit : 8T14 = **12.31 cm²** avec un espacement $S_t = \mathbf{12.5 \text{ cm/ml}}$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.2.6.1.2.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 21 \times \frac{2.4}{500} = 2.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.32 \text{ cm}^2 < A_a = 12.31 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.6.1.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.6.2. Sens yy :

5.2.6.2.1. En travée :

5.2.6.2.1.1. Calcule des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{36.576 \times 10^3}{100 \times 17 \times 19.6^2} = 0.056 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056}) = 0.072$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.072 = 0.971$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{36.576 \times 10^3}{0.971 \times 435 \times 19.6} = 4.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 8T14 = 12.31 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 12.5 \text{ cm/ml}$$

5.2.6.2.1.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 19.6 \times \frac{2.4}{500} = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.16 \text{ cm}^2 < A_t = 12.31 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.6.2.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

5.2.6.2.2. En appuis :

5.2.6.2.2.1. Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{24.384 \times 10^3}{100 \times 17 \times 19.6^2} = 0.037 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037}) = 0.048$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.048 = 0.981$$

$$A_s a = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{24.384 \times 10^3}{0.981 \times 435 \times 19.6} = 2.92 \text{ cm}^2$$

Soit : 8T14 = **12.31 cm²** avec un espacement $S_t = 12.5 \text{ cm/ml}$

5.2.6.2.2.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 19.6 \times \frac{2.4}{500} = 2.16 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 2.16 \text{ cm}^2 < A_a = 12.31 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.2.6.2.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

5.2.7. Terrasse :

5.2.7.1. Sens xx :

5.2.7.1.1. En travée :

5.2.7.1.1.1. Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{52.651 \times 10^3}{100 \times 17 \times 21^2} = 0.070 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.070}) = \mathbf{0.091}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.091 = \mathbf{0.964}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{52.651 \times 10^3}{0.964 \times 435 \times 21} = \mathbf{5.98 \text{ cm}^2}$$

Soit : 9T14 = **13.85 cm²** avec un espacement St = **11 cm/ml**

5.2.7.1.1.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 21 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{2.32 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = 2.32 \text{ cm}^2 < A_t = 13.85 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.2.7.1.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

5.2.7.1.2. En appuis :

5.2.7.1.2.1. Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{30.971 \times 10^3}{100 \times 17 \times 21^2} = \mathbf{0.041} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.041}) = \mathbf{0.053}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.053 = \mathbf{0.979}$$

$$A_{sa} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{30.971 \times 10^3}{0.979 \times 435 \times 21} = \mathbf{3.47 \text{ cm}^2}$$

Soit : 9T14 = **13.85 cm²** avec un espacement St = **11 cm/ml**

5.2.7.1.2.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 21 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{2.32 \text{ cm}^2}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$A_{\min} = 2.32 \text{ cm}^2 < A_a = 13.85 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.7.1.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.7.2. Sens yy :

5.2.7.2.1. En travée :

5.2.7.2.1.1. Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{46.457 \times 10^3}{100 \times 17 \times 19.6^2} = 0.071 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.071}) = 0.092$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.092 = 0.963$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{46.457 \times 10^3}{0.963 \times 435 \times 19.6} = 5.66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 9T14 = 13.85 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 11 \text{ cm/ml}$$

5.2.7.2.1.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 19.6 \times \frac{2.4}{500} = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.16 \text{ cm}^2 < A_t = 13.85 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.7.2.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.2.7.2.2. En appuis :

5.2.7.2.2.1. Calcul des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{30.971 \times 10^3}{100 \times 17 \times 19.6^2} = \mathbf{0.047} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}) = \mathbf{0.061}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.061 = \mathbf{0.976}$$

$$A_s a = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{30.971 \times 10^3}{0.976 \times 435 \times 19.6} = \mathbf{3.72 \text{ cm}^2}$$

Soit : 9T14 = **13.85 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

5.2.7.2.2.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 19.6 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{2.16 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{2.16 \text{ cm}^2} < A_a = \mathbf{13.85 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.2.7.2.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.2.8. Vérification des contraintes :

Snes xx et Snes yy

			M (KN. m) ELS	A Choisi (cm ²)		Y	I cm ²	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	Observation
Sous-sol	Sens xx	Travée	39.802	12.31	8T14	7.15	47604.22	5.98	18	173.40	196.77	C.V
		Appuis	23.413	12.31	8T14	7.15	47604.22	2.11	18	61.31	196.77	C.V
	Sens yy	Travée	35.119	12.31	8T14	6.86	40731.06	5.91	18	161.02	196.77	C.V
		Appuis	23.413	12.31	8T14	6.86	40731.06	4.13	18	106.65	196.77	C.V
RDS	Sens xx	Travée	50.837	15.39	10T14	7.81	56041.70	7.08	18	179.47	196.77	C.V
		Appuis	29.904	15.39	10T14	7.81	56041.70	4.17	18	105.57	196.77	C.V
	Sens yy	Travée	44.856	15.39	10T14	7.48	47860.87	6.74	18	174.75	196.77	C.V
		Appuis	29.904	15.39	10T14	7.48	47860.87	4.67	18	113.59	196.77	C.V
Etagé courant	Sens xx	Travée	36.095	12.31	8T14	7.15	47604.22	5.42	18	157.52	196.77	C.V
		Appuis	21.233	12.31	8T14	7.15	47604.22	3.45	18	87.51	196.77	C.V
	Sens yy	Travée	31.849	12.31	8T14	6.86	40731.06	5.36	18	146.03	196.77	C.V
		Appuis	21.233	12.31	8T14	6.86	40731.06	3.87	18	93.98	196.77	C.V
Terrasse	Sens xx	Travée	52.651	13.85	9T14	7.49	51924.88	6.64	18	179.66	196.77	C.V
		Appuis	30.971	13.85	9T14	7.49	51924.88	3.91	18	105.68	196.77	C.V
	Sens yy	Travée	46.457	13.85	9T14	7.18	44384.97	6.57	18	170.91	196.77	C.V
		Appuis	30.971	13.85	9T14	7.18	44384.97	4.38	18	113.77	196.77	C.V

Tableau 5.2 : Calcul et vérification des contraintes (ELS).

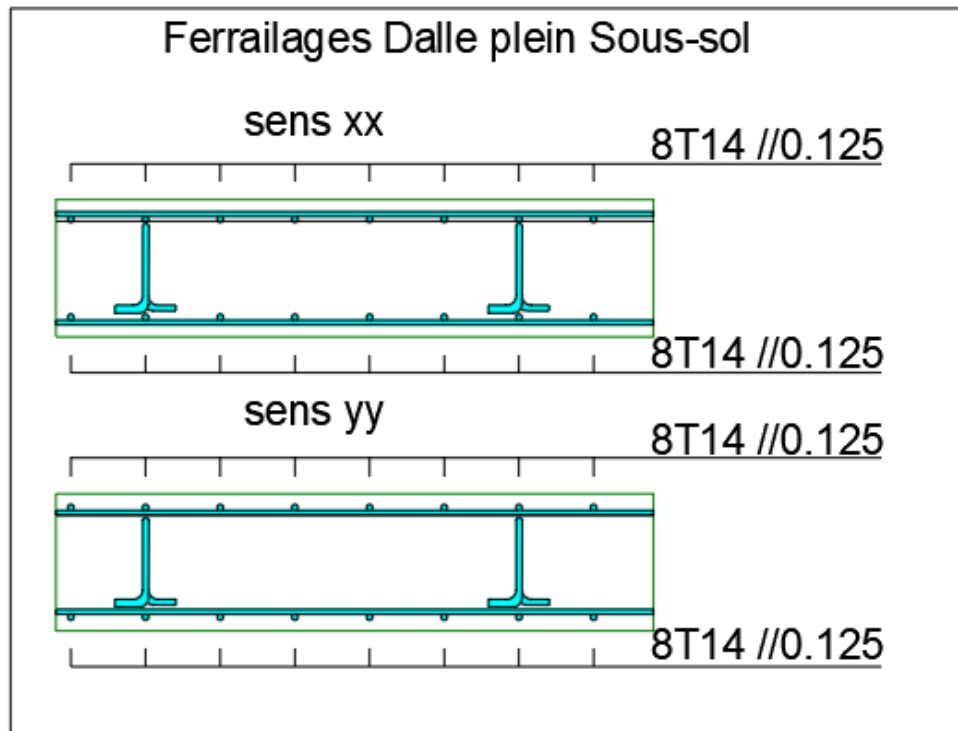


Figure 5.3 : Schéma de ferrailage pour la dalle sou-soul.

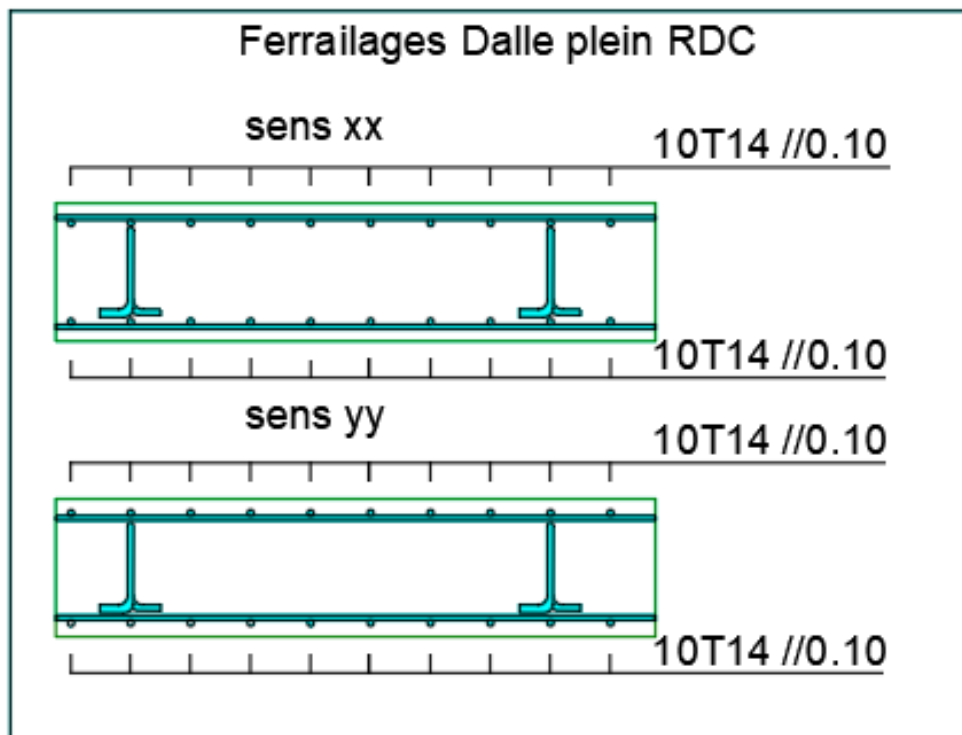


Figure 5.4 : Schéma de ferrailage pour la dalle RDS.

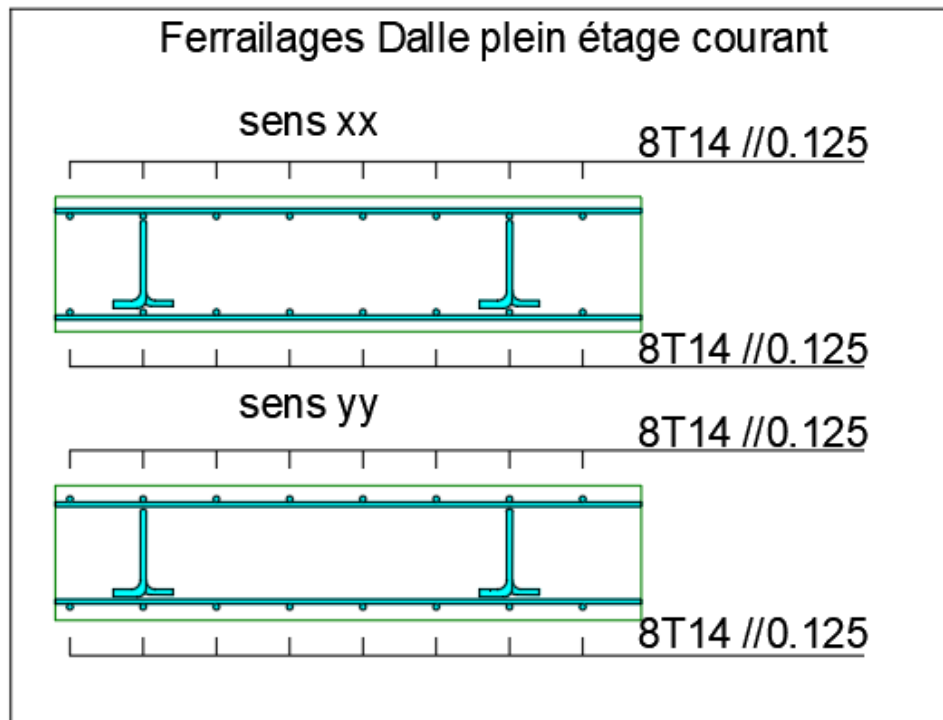


Figure 5.5 : Schéma de ferrailage pour la dalle etage courant.

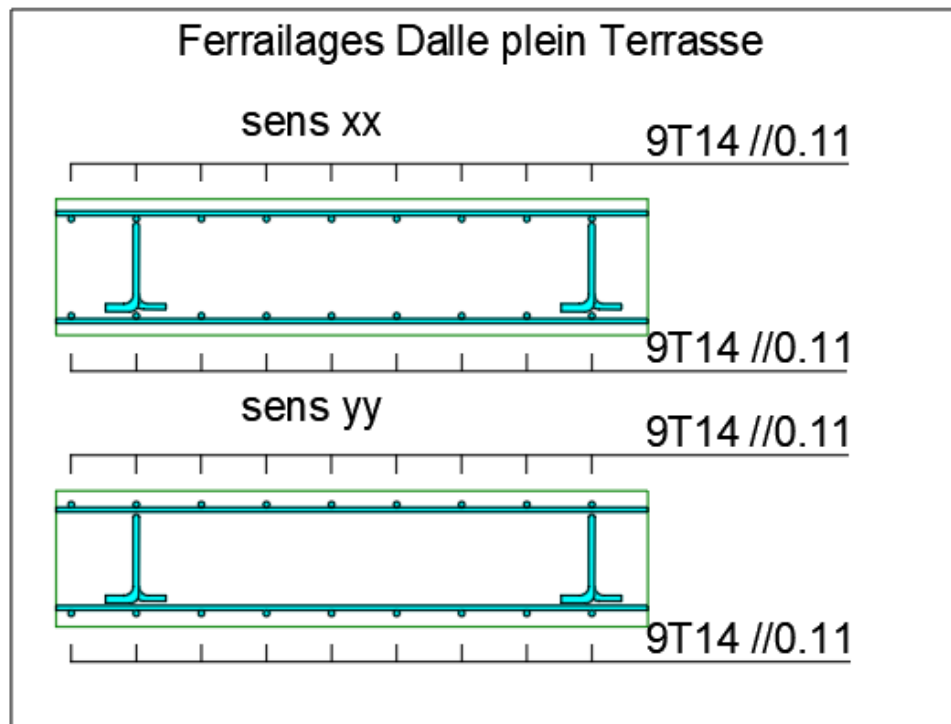


Figure 5.6 : Schéma de ferrailage pour la dalle Terrasse.

5.3. Etude des voiles :

5.3.1. Introduction :

La voile est un élément important de la structure, destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments comme il peut jouer le rôle de mur de soutènement. Il se calcule comme le poteau en flexion composée.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Leur rôle principal est de rassurer essentiellement la transmission des charges et des surcharges verticales aux fondations, et de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme, vent et la poussée des terres.

5.3.2. Les avantages remarquables des voiles de contreventement :

- ❖ La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donnant au bâtiment une inertie thermique appréciable ;
- ❖ Une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales permettant de réduire considérablement les dommages sismiques ;
- ❖ Les structures contreventées par des voiles ont de faibles déplacements.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- ❖ Voile de contreventement et
- ❖ Voile périphérique au sous-sol.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, le ferraillement vertical sera calculé à la flexion composée sous un effort normal de compression N et des moments de flexion M_{xx} et M_{yy} ; tandis que le ferraillement horizontal sera calculé pour résister à l'effort tranchant V , issues des combinaisons d'actions suivantes :

- ❖ **Selon le BAEL 91** (situation durable transitoire) $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$
- ❖ **Selon le RPA version 2003** (situation accidentelle) $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G \pm E \end{cases}$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme.

5.3.3. Ferraillement des voiles :

Le ferraillement des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

5.3.4. Prescriptions imposées par RPA99/V2003 :

5.3.4.1. Aciers verticaux :

- ❖ Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions suivantes du RPA99/v2003 :
- ❖ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- ❖ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm.
- ❖ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

5.3.4.2. Aciers horizontaux :

- ❖ Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

5.3.4.3. Règles générales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ❖ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S \leq 1.5e \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{Article 7.7.4.3 RPA})$$

- ❖ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
- ❖ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- ❖ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

5.3.5. Sollicitations sur les voiles :

Trois cas de flexion composée sont à considérer pour la détermination de la nature de la section, tout dépend de la position de l'axe neutre (entre ou en dehors des armatures). Soit on aura :

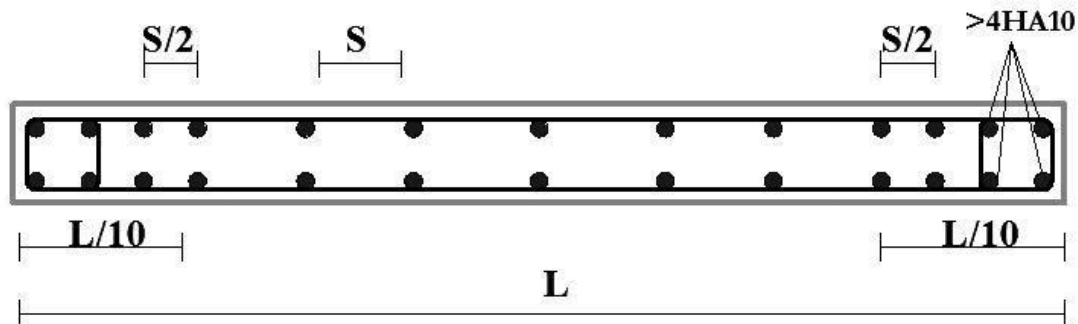
Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

- ❖ Section entièrement tendue (SPT).
- ❖ Section partiellement comprimée (SPC).
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC).

Tout en admettant que :

- ❖ $N < 0$ un effort de compression.
- ❖ $N > 0$ un effort de traction.

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable. De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'E.L.U. et/ou l'E.L. U de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.U vis-à-vis de la durabilité.



- ❖ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épingles au m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Figure 5.7 : Disposition verticale des armatures dans les voiles.

5.3.6. Calcul du ferrailage des voiles :

5.3.6.1. Le voile V1 :

Exemple :

L(m)	e(m)	Type	Combinaison	N(KN)	M(KN)	H(KN)
4,10	0,40	ELU	ELU	19451,81	-135,34	-113,19
		Sismique	G+Q+VX	14061,12	-163,57	-70,94
		Sismique	G+Q-VX	14381,36	-33,80	-93,78
		Sismique	G+Q+VY	11830,09	-1252,78	47,73
		Sismique	G+Q-VY	16612,39	1055,41	-212,45
		Sismique	0.8G+VX	9866,83	-132,57	-43,77
		Sismique	0.8G-VX	10187,07	-2,79	-66,62
		Sismique	0.8G+VY	7635,80	-1221,78	74,90
		Sismique	0.8G-VY	12418,10	1086,42	-185,29

Tableau 5.3 : Sollicitations obtenues par ROBOT.

5.3.6.1.1. Combinaison :

$$M = -135.34 \text{ KN.m}$$

$$N = 19451.81 \text{ KN}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{6 \times M}{ep \times L^2} = \frac{19451.81}{4.1 \times 0.40} + \frac{6 \times -135.34}{0.4 \times 4.1^2} = \mathbf{11981.63 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{6 \times M}{ep \times L^2} = \frac{19451.81}{4.1 \times 0.40} - \frac{6 \times -135.34}{0.4 \times 4.1^2} = \mathbf{11740.06 \text{ KN/m}^2}$$

On a $\sigma_t > 0$ et $\sigma_c > 0$ donc la section est

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_c}{L_1} = \frac{\sigma_t}{LT}$$

$$LT = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} \times L_1$$

$$L_1 = L - LT$$

$$LT = \frac{\sigma_t \times (L - L_1)}{\sigma_c}$$

$$(\sigma_c - \sigma_t) \times LT = \sigma_c \times L$$

$$LT = \frac{\sigma_t \times L}{\sigma_c + \sigma_t} = \frac{11981.63 \times 4.10}{11981.63 + 11740.06} = 2.03 \text{ m}$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{S}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$S = \frac{b \times LT}{2} = \frac{0.40 \times 2.03}{2} = 0.406 \text{ m}$$

$$F_t = \sigma_t \times S = 11981.63 \times 0.406 = 496.25 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F_t}{F_e} = \frac{496.25}{500} = 99.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.015 \times 4.10 \times 0.40 = 24.6 \text{ cm}^2$$

5.3.6.1.2. Diamètre :

$$D \geq \frac{e}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} \text{ On prend } D = 16 \text{ cm}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

		L [m]	e [m]	N(KN)	M(KN)	H(KN)	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	LT[m]	Ft [KN]	Av [cm ²]
Section 40 cm	Voile 01	4,10	0,40	19451,81	-135,34	-113,19	11981,63	11740,09	2,07	496,25	99,25
	Voile 02	2,90	0,40	6237,90	421,36	-46,76	4625,97	6129,03	1,25	152,90	30,58
	Voile 03	3,20	0,40	9447,28	-1221,77	226,05	9170,39	5590,99	1,99	364,61	72,92
	Voile 04	4,30	0,40	19717,63	161,62	445,14	11332,62	11594,85	2,13	492,88	98,58
	Voile 05	2,00	0,40	3623,74	447,32	-667,31	2852,23	6207,13	0,63	78,17	15,63
	Voile 06	4,00	0,40	6600,02	-1522,27	-703,14	5552,14	2697,88	2,69	298,92	59,78
	Voile 07	4,50	0,40	5839,50	-2571,31	-331,82	5148,84	1339,49	3,57	367,73	73,55
Section 40 cm	Voile 01	4,10	0,35	9986,18	625,17	-246,17	6321,46	7596,56	1,86	247,56	49,51
	Voile 02	2,90	0,35	5094,89	-1028,75	1062,90	7116,59	2922,60	2,06	256,02	51,20
	Voile 03	3,20	0,35	5024,03	-762,06	843,14	5761,51	3209,97	2,06	207,20	41,44
	Voile 04	4,30	0,35	5221,45	-2444,61	1207,81	5735,90	1202,90	3,55	356,80	71,36
	Voile 06	4,00	0,35	8292,94	-2149,49	-13,51	8226,55	3620,50	2,78	399,87	79,97
	Voile 07	4,50	0,35	5837,47	-2315,21	792,61	5666,30	1746,36	3,44	341,09	68,22
Section 35 cm	Voile 01	4,10	0,35	3422,26	-1202,83	334,64	3611,50	1158,20	3,10	196,20	39,24
	Voile 02	2,90	0,35	2678,20	-488,37	846,46	3634,11	1643,13	2,00	127,01	25,40
	Voile 03	3,20	0,35	2826,69	-584,97	713,74	3503,13	1544,53	2,22	136,15	27,23
	Voile 04	4,30	0,35	3542,17	-2033,49	858,28	4238,94	468,27	3,87	287,25	57,45
	Voile 06	4,00	0,35	4724,37	-1818,44	-167,68	5322,88	1426,22	3,15	293,86	58,77
	Voile 07	4,50	0,35	2597,08	-2016,72	447,49	3356,22	-58,34	4,42	259,79	51,96

Tableau 5.4 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage vertical dans les zones tendues.

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.3.6.1.3. Calcul de l'espacement :

5.3.6.1.3.1. Selon BAEL91 :

$$S_t \leq \min(2a ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(2 \times 40 ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(80 ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

5.3.6.1.3.1. Selon RPA99/V2003 :

$$S_t \leq \min(1.5a ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(1.5 \times 40 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(60 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On prend espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

5.3.6.1.4. D'après le RPA99/V2003 :

$$\text{Zone d'about : } A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.015 \times 4.1 \times 0.40 = 24.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{\min} = 0.10\% \times b \times h = 0.010 \times 4.1 \times 0.40 = 16.4 \text{ cm}^2$$

5.3.6.1.5. Armatures finales :

$$A_{\max} = (A_{\text{calculée}}; A_{\text{BAEL}}; A_{\text{RPA}})$$

$$A = 99.25 \text{ cm}^2$$

5.3.6.1.6. Espacement :

$$S_t = \min(1.5b; 30) = 30 \text{ cm}$$

D'après le RPA99 l'espacement en zone d'about est égal à la moitié de l'espacement de la zone courante.

On prend :

$$S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{En zone courante.}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{En zone d'about.}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.3.6.1.7. Armatures appliquées :

5.3.6.1.7.1. Armatures verticales :

A_v (zone d'about) = 20T16 = 12,32 cm² (Pour les deux nappes du mur voile).

A_v (zone courante) = 32T16 = 64,34 cm² (Pour les deux nappes du mur voile).

Donc :

A_v (totale) = 52T16 = 104,55cm²

5.3.6.1.7.2. Armatures horizontales :

5.3.6.1.7.2.1. D'après le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{104,55}{4} = 26,14 \text{ cm}^2$$

5.3.6.1.7.2.2. D'après le RPA 99V2003 :

$$A_h = 0,15 \times e \times L = 0,15 \times 4,10 \times 0,40 = 24,6 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = T14 // 0,10 - 0,15$

5.3.6.1.7.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingle au mètre carré, soit : 4HA8.

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

		Espacement		St		D'après le RPA99/V200 3		Section d'armatures /nappe[cm ²]		Section d'armatures /nappe[cm ²]	Section d'armature totale du voile [cm ²] Av		Section d'armature totale du voile [cm ²] Ah		Amin RPA [cm ²]
		Selon BAEL 91	Selon RPA 99/v2003	Zones courantes	Zones d'about	A courantes [cm ²]	A adoptée [cm ²]	Zones courantes	Zones d'about		Section	Choix	Section	Choix	
Section 40 cm	Voile 01	33	30	20	10	16,4	24,6	32T16	20T16	26T16	99,25	54T16=108,57	24,81	T14//0,15-0,10	24,6
	Voile 02	33	30	20	10	11,6	17,4	20T16	20T16	20T16	30,58	42T16=84,45	7,65	T14//0,15-0,10	17,4
	Voile 03	33	30	20	10	12,8	19,2	22T16	20T16	21T16	72,92	44T16=88,47	18,23	T14//0,15-0,10	19,2
	Voile 04	33	30	20	10	17,2	25,8	34T16	20T16	27T16	98,58	56T16=112,59	24,64	T14//0,15-0,10	25,8
	Voile 05	33	30	20	10	8	12	10T16	20T16	15T16	15,63	32T16=64,34	3,91	T14//0,15-0,10	12
	Voile 06	33	30	20	10	16	24	30T16	20T16	25T16	59,78	52T16=104,55	14,95	T14//0,15-0,10	24
	Voile 07	33	30	20	10	18	27	36T16	20T16	28T16	73,55	58T16=116,62	18,39	T14//0,15-0,10	27
Section 40 cm	Voile 01	33	30	20	10	14,35	21,52	32T14	20T14	26T14	49,51	54T14=83,13	12,38	T12//0,15-0,10	21,525
	Voile 02	33	30	20	10	10,15	15,22	20T14	20T14	20T14	51,20	42T14=64,65	12,80	T12//0,15-0,10	15,225
	Voile 03	33	30	20	10	11,2	16,8	22T14	20T14	21T14	41,44	44T14=67,73	10,36	T12//0,15-0,10	16,8
	Voile 04	33	30	20	10	15,05	22,57	34T14	20T14	27T14	71,36	56T14=86,21	17,84	T12//0,15-0,10	22,575
	Voile 06	33	30	20	10	14	21	30T14	20T14	25T14	79,97	52T14=80,05	19,99	T12//0,15-0,10	21
	Voile 07	33	30	20	10	15,75	23,62	36T14	20T14	28T14	68,22	58T14=89,28	17,05	T12//0,15-0,10	23,625
Section 35 cm	Voile 01	33	30	20	10	14,35	21,52	32T12	20T12	26T12	39,24	54T12=61,07	9,81	T10//0,15-0,10	21,525
	Voile 02	33	30	20	10	10,15	15,22	20T12	20T12	20T12	25,40	42T12=47,50	6,35	T10//0,15-0,10	15,225
	Voile 03	33	30	20	10	11,2	16,8	22T12	20T12	21T12	27,23	44T12=49,76	6,81	T10//0,15-0,10	16,8
	Voile 04	33	30	20	10	15,05	22,57	34T12	20T12	27T12	57,45	56T12=63,33	14,36	T10//0,15-0,10	22,575
	Voile 06	33	30	20	10	14	21	30T12	20T12	25T12	58,77	52T12=58,81	14,69	T10//0,15-0,10	21
	Voile 07	33	30	20	10	15,75	23,62	36T12	20T12	28T12	68,22	58T14=89,28	17,05	T10//0,15-0,10	23,625

Tableau 5.05 : Ferrailage verticales et Ferrailage horizontales de chaque voile.

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.3.6.1.8. Les vérifications :

5.3.6.1.8.1. Vérification de contrainte de cisaillement :

5.3.6.1.8.1.1. Selon le RPA :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA99 (art 7.7.2)]à :

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

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{113.19}{4.10 \times 0.40} = \mathbf{0.122 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 30 = \mathbf{0.500 \text{ MPa}}$$

$\tau = \mathbf{0.122 \text{ MPa}} < \bar{\tau} = \mathbf{0.500 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

5.3.6.1.8.1.2. Selon le BAEL :

On doit vérifier que :

$$T_u < \bar{T}_u$$

T_u : contrainte de cisaillement.

On a aussi :

$$\bar{T}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

$$T_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{113.19}{4.10 \times 0.4} = \mathbf{0.087 \text{ MPa}}$$

$T_u = \mathbf{0.087 \text{ MPa}} < \bar{T}_u = \mathbf{3 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

Les résultats de vérifications pour les autres voiles sont récapitulés dans le tableau suivant :

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

		Vu	Dimension		Condition L'RPA			Condition de BAEL		
			b	d	τ	τ		Tu	Tu	
Section 40 cm	Voile 01	-113,19	4,10	0,40	0,122	0,5	Condition vérifiée.	0,087	3	Condition vérifiée.
	Voile 02	-46,76	2,90	0,40	0,172	0,5	Condition vérifiée.	0,123	3	Condition vérifiée.
	Voile 03	226,05	3,20	0,40	0,025	0,5	Condition vérifiée.	0,018	3	Condition vérifiée.
	Voile 04	445,14	4,30	0,40	0,116	0,5	Condition vérifiée.	0,083	3	Condition vérifiée.
	Voile 05	-667,31	2,00	0,40	0,117	0,5	Condition vérifiée.	0,083	3	Condition vérifiée.
	Voile 06	-703,14	4,00	0,40	0,062	0,5	Condition vérifiée.	0,044	3	Condition vérifiée.
	Voile 07	-331,82	4,50	0,40	0,026	0,5	Condition vérifiée.	0,018	3	Condition vérifiée.
Section 40 cm	Voile 01	-246,17	4,10	0,35	0,139	0,5	Condition vérifiée.	0,099	3	Condition vérifiée.
	Voile 02	1062,90	2,90	0,35	0,147	0,5	Condition vérifiée.	0,105	3	Condition vérifiée.
	Voile 03	843,14	3,20	0,35	0,105	0,5	Condition vérifiée.	0,075	3	Condition vérifiée.
	Voile 04	1207,81	4,30	0,35	0,112	0,5	Condition vérifiée.	0,080	3	Condition vérifiée.
	Voile 06	-13,51	4,00	0,35	0,001	0,5	Condition vérifiée.	0,001	3	Condition vérifiée.
	Voile 07	792,61	4,50	0,35	0,070	0,5	Condition vérifiée.	0,050	3	Condition vérifiée.
Section 35 cm	Voile 01	334,64	4,10	0,35	0,033	0,5	Condition vérifiée.	0,023	3	Condition vérifiée.
	Voile 02	846,46	2,90	0,35	0,117	0,5	Condition vérifiée.	0,083	3	Condition vérifiée.
	Voile 03	713,74	3,20	0,35	0,089	0,5	Condition vérifiée.	0,064	3	Condition vérifiée.
	Voile 04	858,28	4,30	0,35	0,080	0,5	Condition vérifiée.	0,057	3	Condition vérifiée.
	Voile 06	-167,68	4,00	0,35	0,017	0,5	Condition vérifiée.	0,012	3	Condition vérifiée.
	Voile 07	447,49	4,50	0,35	0,127	0,5	Condition vérifiée.	0,091	3	Condition vérifiée.

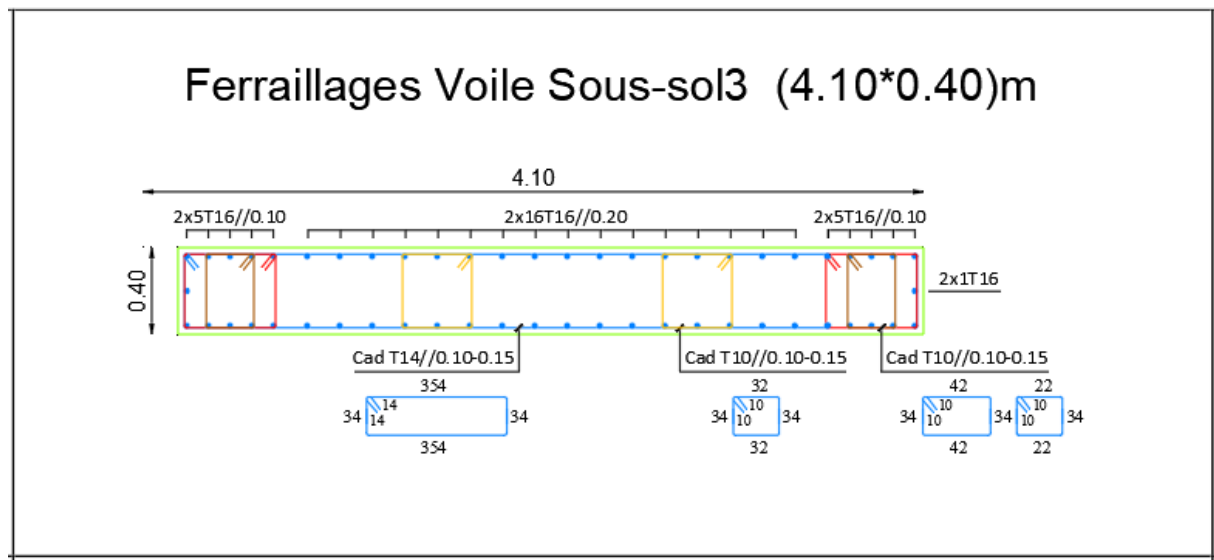


Figure 5.8 : Schéma de ferraillage pour voile sous-sol 3.

5.4. Voile périphérique :

5.4.1. 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

$$K_a = \tan\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right)^2 = 0.452$$

5.4.2. Le Dimensionnement :

D'après le R.P.A.99; l'épaisseur être supérieure ou égale à 15cm.

Dans notre structure on a: $e = 40 \text{ cm}$

5.4.2.1. Calcul des charges :

5.4.2.1.1. Poussée des terres :

$$P_1 = K_a \times \gamma \times \frac{h^2}{2}$$

Avec :

P_1 : Poussée des terres

γ : Poids spécifique des terres

h : Hauteur du voile

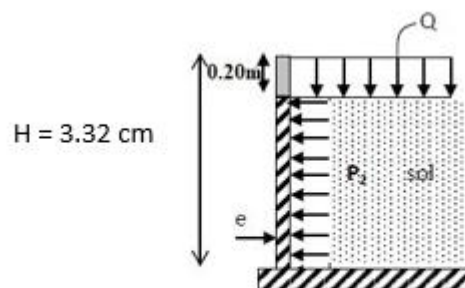


Figure 5.9 : Schéma statique d'une voile périphérique.

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.4.2.1.2. Combinaison fondamentale :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 \times \gamma \times h_e \times K_a \times 1\text{m} = 1.35 \times 19.4 \times 3.23 \times 0.452 \times 1 = 38.24 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \gamma \times h_e \times K_a \times 1\text{m} = 19.4 \times 3.23 \times 0.452 \times 1 = 28.32 \text{ KN.m}$$

5.4.2.2. Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3.23 \text{ m}$$

$$L_y = 7.80 \text{ m}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.23}{7.80} = 0.41 \quad \text{si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle portent en deux sens.}$$

D'après le tableau :

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.1088 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.1110 \\ \mu_y = 0.2924 \end{cases}$$

5.4.2.3. La réduction des moments :

❖ ELU :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.1088 \times 38.24 \times 3.23^2 = \mathbf{43.406 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.2500 \times 43.406 = \mathbf{10.852 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.1110 \times 28.32 \times 3.23^2 = \mathbf{32.795 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.2924 \times 32.796 = \mathbf{9.590 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ ELU :

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 43.406 = \mathbf{36.895 \text{ KN.m}} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 10.852 = \mathbf{9.224 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 43.406 = \mathbf{13.022 \text{ KN.m}} \\ M_a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 10.852 = \mathbf{3.255 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ ELS :

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 32.795 = \mathbf{27.877 \text{ KN.m}} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 9.590 = \mathbf{8.151 \text{ KN.m}} \end{cases}$$
$$\begin{cases} M_a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 32.795 = \mathbf{9.839 \text{ KN.m}} \\ M_a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 9.590 = \mathbf{2.877 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

5.4.2.4. Sens xx :

5.4.2.4.1. En travée :

5.4.2.4.1.1. Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{36.895 \times 10^3}{100 \times 17 \times 38^2} = 0.015 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.015}) = \mathbf{0.019}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.019 = \mathbf{0.992}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{36.895 \times 10^3}{0.992 \times 435 \times 38} = \mathbf{2.25 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T12 = **4.52 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

5.4.2.4.1.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 36 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{4.20 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{4.20 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{4.52 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.4.2.4.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

5.4.2.4.1.3. Vérification à l'ELS :

5.4.2.4.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 67.8 \times y_l - 2576.4$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$yl = 6.53$$

5.4.2.4.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 6.53^2}{3} + 15 \times (4.52 \times (38 - 6.53)^2)$$

$$I = 76427.97 \text{ cm}^4$$

5.4.2.4.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{27.877 \times 10^3}{76428.97} \times 6.53 = 2.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.38 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 17 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.4.2.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 27.877}{76427.97} \times (38 - 7.01) = 172.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 172.18 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.4.2.4.2. En appuis :

5.4.2.4.2.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{13.022 \times 10^3}{100 \times 17 \times 38^2} = 0.005 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.005}) = 0.007$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.007 = 0.997$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{13.022 \times 10^3}{0.997 \times 435 \times 38} = \mathbf{0.79 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T12 = **4.52 cm²** avec un espacement $S_t = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

5.4.2.4.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 36 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{4.20 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{4.20 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{4.52 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.4.2.4.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

5.4.2.4.2.3. Vérification à l'ELS :

5.4.2.4.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 67.8 \times yl - 2576.4$$

$$yl = 6.53$$

5.4.2.4.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 6.53^2}{3} + 15 \times (4.52 \times (38 - 6.53)^2)$$

$$I = \mathbf{76427.97 \text{ cm}^4}$$

5.4.2.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{9.839 \times 10^3}{76427.97} \times 6.53 = \mathbf{0.25 \text{ MPa}}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$\sigma_{bc} = 0.25 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 17 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.4.2.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 9.839 \times 10^3}{76427.97} \times (38 - 6.53) = 17.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 17.77 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.4.2.5. Sens yy :

5.4.2.5.1. En travée :

5.4.2.5.1.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{9.224 \times 10^3}{100 \times 17 \times 38^2} = 0.004 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.005 = 0.998$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{9.224 \times 10^3}{0.998 \times 435 \times 38} = 0.56 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T12 = 4.52 cm² avec un espacement St = 15 cm/ml

5.4.2.5.1.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 38 \times \frac{2.4}{500} = 4.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 4.42 \text{ cm}^2 < A_t = 4.20 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

5.4.2.5.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.4.2.5.1.3. Vérification à l'ELS :

5.4.2.5.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 67.8 \times y_l - 2576.4$$

$$y_l = 6.53$$

5.4.2.5.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 6.53^2}{3} + 15 \times (4.52 \times (38 - 6.53)^2)$$

$$I = \mathbf{76427.97 \text{ cm}^4}$$

5.4.2.5.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{8.151 \times 10^3}{76427.97} \times 6.53 = \mathbf{0.70 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.70 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{17 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.4.2.5.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 8.151 \times 10^3}{76427.97} \times (38 - 6.53) = \mathbf{50.34 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{50.34 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.4.2.5.2. En appuis :

5.4.2.5.2.1. Calcul des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{3.255 \times 10^3}{100 \times 17 \times 38^2} = 0.001 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.001}) = \mathbf{0.002}$$

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

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{3.255 \times 10^3}{0.999 \times 435 \times 38} = \mathbf{0.20 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T12 = **4.52 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

5.4.2.5.2.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 38 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{4.20 \text{ cm}^2}$$

$A_{min} = \mathbf{4.20 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{4.52 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.4.2.4.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

5.4.2.5.2.3. Vérification à l'ELS :

5.4.2.5.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 67.8 \times y_l - 2576.4$$

$$y_l = 6.53$$

5.4.2.5.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 6.53^2}{3} + 15 \times (4.52 \times (38 - 6.53)^2)$$

$$148$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$I = 76427.97 \text{ cm}^4$$

5.4.2.5.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{2.877 \times 10^3}{76427.97} \times 6.53 = \mathbf{0.25 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.25 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{17 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.4.2.5.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 2.877 \times 10^3}{76427.97} \times (38 - 6.53) = \mathbf{17.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{17.77 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

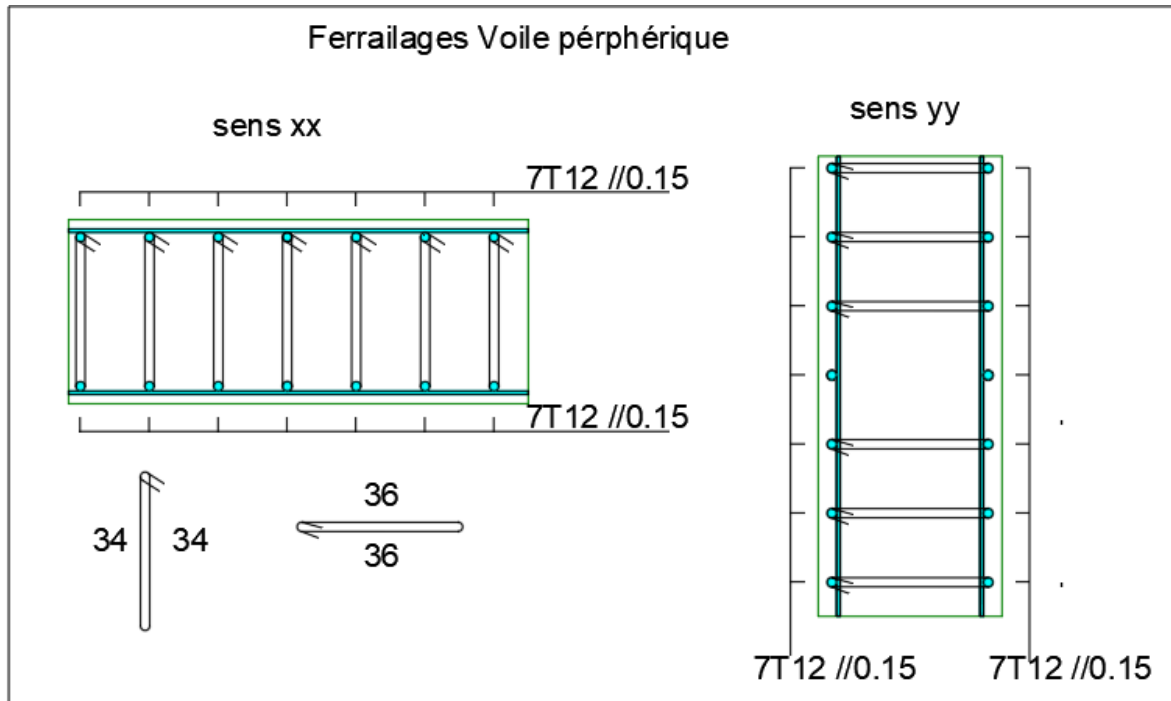


Figure 5.10 : Ferraolages d' une voile pérphrique.

5.5. Poutre :

5.5.1. Introduction :

Les poutres noyées sont des coutres incorporés dans les planchers dalle pleine, sont sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors le calcul sera fait en flexion simple.

5.5.2. Les moments de la poutre :

Les moments fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis ROBOT :

5.5.3. Combinaisons d'actions :

5.5.3.1. Selon B.A.E.L 91 :

Combinaisons fondamentales :

$$\begin{cases} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.5.3.2. Selon R.P.A 99/V2003 :

Combinaisons accidentelles :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

5.5.4. 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	Sous-sol	33,82	24,61	63,03	101,1	73,59	81,55	-155,24
	RDC	40,36	29	108,31	-119,07	-85,61	-125,94	-125,94
	Etages courants	37,38	27,71	150,72	-91,72	-67,22	-161,26	-118,23
	Terrasse	38,66	28,39	107,45	-95,57	-70,16	-124,24	-117,66
Poutres	Sous-sol	-59,83	-43,75	-56,47	121,39	88,76	108,23	241,73
	RDC	-258,66	-187,59	-445,26	457,64	334,91	508,57	843,01
	Etages courants	182,34	133,24	476,82	-391,35	-285,62	-683,11	465,15
	Terrasse	203,94	149,19	230,87	-396,07	-289,33	-522,93	456,46

Tableau 5.7: Les valeurs des moments de chaque niveau.

		b	h	d	d'
Poutres Noyée	Sous-sol	60	23	21	2
	RDC	60	23	21	2
	Etages courants	60	23	21	2
	Terrasse	60	23	21	2
Poutres	Sous-sol	30	75	73	2
	RDC	30	75	73	2
	Etages courants	30	75	73	2
	Terrasse	30	75	73	2

Tableau 5.8 : Dimensions des poutres.

5.5.5. Poutre Noyée chainages sous-sol (23*60) :

5.5.5.1. Ferraillage longitudinal :

5.5.5.1.1. En travée :

5.5.5.1.1.1. Calcule des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{33.82 \times 10^3}{60 \times 17 \times 21^2} = \mathbf{0.075} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.098 = \mathbf{0.961}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{33.82 \times 10^3}{0.961 \times 435 \times 21} = \mathbf{3.85 \text{ cm}^2}$$

Soit : 6T16 = **12.06 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

5.5.5.1.1.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 23 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{1.39 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{1.39 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{12.06 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.5.1.1.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 60 \times 23 = \mathbf{6.90 \text{ cm}^2}$$

$A_{RPA} = \mathbf{6.90 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{12.06 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.5.1.1.3. Vérification à l'ELS :

5.5.5.1.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 30 \times yl^2 + 180.9 \times yl - 3798.9$$

$$yl = \mathbf{8.63}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.5.5.1.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{60 \times 8.63^2}{3} + 15 \times (12.06 \times (21 - 8.63)^2)$$

$$I = 40535.47 \text{ cm}^4$$

5.5.5.1.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{28.49 \times 10^3}{40535.47} \times 8.63 = 5.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.24 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.5.5.1.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 28.49 \times 10^3}{40535.47} \times (21 - 8.63) = 112.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 112.65 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.5.5.1.2. En appuis :

5.5.5.1.2.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{101.1 \times 10^3}{60 \times 17 \times 21^2} = 0.225 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.225}) = 0.323$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.323 = 0.871$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{118.35 \times 10^3}{0.871 \times 435 \times 21} = 12.71 \text{ cm}^2$$

Soit : 12T16 = 24.13 cm² avec un espacement St = 10 cm/ml

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.5.5.1.2.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 23 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{1.39 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.39 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{24.13 \text{ cm}^2} \text{Condition vérifiée.}$$

5.5.5.1.2.2.2. RPA :

$$A_{\text{RPA}} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 60 \times 23 = \mathbf{6.90 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{RPA}} = \mathbf{6.90 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{24.13 \text{ cm}^2} \text{Condition vérifiée.}$$

5.5.5.1.2.3. Vérification à l'ELS :

5.5.5.1.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 30 \times y_l^2 + 361.95 \times y_l - 7600.95$$

$$y_l = \mathbf{10.99}$$

5.5.5.1.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{30 \times 10.99^2}{3} + 15 \times (24.13 \times (21 - 10.99)^2)$$

$$I = \mathbf{62814.89 \text{ cm}^4}$$

5.5.5.1.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{15 \times 73.59 \times 10^3}{62814.89} \times 10.99 = \mathbf{12.88 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{12.88 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}} \text{Condition vérifiée.}$$

5.5.5.1.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 85.1 \times 10^3}{62814.89} \times (21 - 10.99) = 175.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 175.91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.5.5.2. Ferrailage longitudinal :

5.5.5.2.1. 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 :

$$T_u = -155.24 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{155.24 \times 10^3}{600 \times 230} = 0.112 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

5.5.5.2.2. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{23}{35} ; 16 ; \frac{60}{10}\right) = \min(6.57 ; 16 ; 60) = 6$$

$$\phi_t = 8$$

On prend : $\phi_t = 8$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

5.5.5.2.3. Calcul de l'espacement :

5.5.5.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(18.9 ; 40 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{12.01 \times 235}{0.4 \times 60} = 19.68 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 235}{1.15 \times 60 \times [1.05 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = 18.67 \text{ cm}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.5.5.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :

En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_1\right) = \min(5.75 ; 19.20) = \mathbf{5\text{ cm}}$

En zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \mathbf{12.5\text{ cm}}$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 5 \times 60 = \mathbf{9\text{ cm}^2}$

En zone courante : $A_t = 0.03 \times S'_t \times b = 0.03 \times 10 \times 60 = \mathbf{18\text{ cm}^2}$

5.5.6. Poutre Noyée chainages RDC (23*60) :

5.5.6.1. Ferraillage longitudinal :

5.5.6.1.1. En travée :

5.5.6.1.1.1. Calcul des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{40.36 \times 110^3}{60 \times 17 \times 21^2} = \mathbf{0.090} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.090}) = \mathbf{0.118}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.118 = \mathbf{0.953}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{40.36 \times 10^3}{0.953 \times 435 \times 21} = \mathbf{4.64\text{ cm}^2}$$

Soit : 6T16 = $\mathbf{12.06\text{ cm}^2}$ avec un espacement $S_t = \mathbf{10\text{ cm/ml}}$

5.5.6.1.1.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 23 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{1.39\text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{1.39\text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{12.06\text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.6.1.1.2.2. RPA :

$$A_{\text{RPA}} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 60 \times 23 = \mathbf{6.90\text{ cm}^2}$$

$A_{\text{RPA}} = \mathbf{6.90\text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{12.06\text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.5.6.1.2. En appuis :

5.5.6.1.2.1. Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{119.07 \times 10^3}{60 \times 17 \times 21^2} = \mathbf{0.265} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.265}) = \mathbf{0.393}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.393 = \mathbf{0.843}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{119.07 \times 10^3}{0.843 \times 435 \times 21} = \mathbf{15.47 \text{ cm}^2}$$

Soit : 14T16 = **28.15 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

5.5.6.1.2.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 23 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{1.39 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{1.39 \text{ cm}^2} < A_a = \mathbf{28.15 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.6.1.2.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 60 \times 23 = \mathbf{6.90 \text{ cm}^2}$$

$A_{RPA} = \mathbf{6.90 \text{ cm}^2} < A_a = \mathbf{28.15 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.6.2. Ferrailage longitudinal :

5.5.6.2.1. 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 :

$$T_u = \mathbf{-125.94 \text{ KN}}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{3 \text{ MPa}} \right. \\ \left. \mathbf{4 \text{ MPa}} \right. \quad \overline{\tau_u} = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{125.94 \times 10^3}{600 \times 210} = \mathbf{1 \text{ MPa}} < \overline{\tau_u} = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.5.6.2.2. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{23}{35} ; 16 ; \frac{60}{10}\right) = \min(6.57 ; 16 ; 60) = 6$$
$$\phi_t = 8$$

On prend : $\phi_t = 8$

Soit : $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

5.5.6.2.3. Calcul de l'espacement :

5.5.6.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(18.9 ; 40 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{12.01 \times 235}{0.4 \times 60} = 19.68 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 235}{1.15 \times 60 \times [1.05 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = 18.67 \text{ cm}$$

5.5.6.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l\right) = \min(5.75 ; 19.20) = 5 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\text{En zone nodale : } A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 5 \times 60 = 9 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_t = 0.03 \times S'_t \times b = 0.03 \times 10 \times 60 = 18 \text{ cm}^2$$

5.5.7. Poutre Noyée chainages étages courants (23*60) :

5.5.7.1. Ferrailage longitudinal :

5.5.7.1.1. En travée :

5.5.7.1.1.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{37.38 \times 10^3}{60 \times 17 \times 21^2} = 0.083 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.083}) = 0.109$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.109 = \mathbf{0.957}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{37.38 \times 10^3}{0.957 \times 435 \times 21} = \mathbf{4.28 \text{ cm}^2}$$

Soit : 6T16 = **12.06 cm²** avec un espacement St = **10 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) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 23 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{1.39 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{1.39 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{12.06 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.7.1.1.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 60 \times 23 = \mathbf{6.90 \text{ cm}^2}$$

$A_{RPA} = \mathbf{6.90 \text{ cm}^2} < A_a = \mathbf{12.06 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.7.1.2. En appuis :

5.5.7.1.2.1. Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{91.72 \times 10^3}{60 \times 17 \times 21^2} = \mathbf{0.204} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.204}) = \mathbf{0.288}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.288 = \mathbf{0.885}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{91.72 \times 10^3}{60 \times 435 \times 21} = \mathbf{11.35 \text{ cm}^2}$$

Soit : 10T16 = **20.11 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

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) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 23 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{1.39 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{1.39 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{20.11 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.5.7.1.2.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 60 \times 23 = \mathbf{6.90 \text{ cm}^2}$$

$$A_{RPA} = \mathbf{6.90 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{20.11 \text{ cm}^2} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.5.7.2. Ferraillage longitudinal :

5.5.7.2.1. 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 :

$$T_u = \mathbf{-118.23 \text{ KN}}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{118.23 \times 10^3}{600 \times 230} = \mathbf{0.94 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

5.5.7.2.2. 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 : $\phi_t = \mathbf{8}$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi 8 = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

5.5.7.2.3. Calcul de l'espacement :

5.5.7.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(18.9 ; 40\text{cm}) = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{12.01 \times 235}{0.4 \times 60} = \mathbf{19.68 \text{ cm}}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 235}{1.15 \times 60 \times [1.05 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = \mathbf{18.67 \text{ cm}}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.5.7.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :

En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_1\right) = \min(5.75 ; 19.20) = \mathbf{5 \text{ cm}}$

En zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \mathbf{12.5 \text{ cm}}$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 5 \times 60 = \mathbf{9 \text{ cm}^2}$

En zone courante : $A_t = 0.03 \times S'_t \times b = 0.03 \times 10 \times 60 = \mathbf{18 \text{ cm}^2}$

5.5.6. Poutre Noyée chainages Terrasse (23*60) :

5.5.8.1. Ferraillage longitudinal :

5.5.8.1.1. En travée :

5.5.8.1.1.1. Calcul des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{38.66 \times 10^3}{60 \times 17 \times 21^2} = \mathbf{0.086} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.086}) = \mathbf{0.112}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.086 = \mathbf{0.955}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{38.66 \times 10^3}{0.955 \times 435 \times 21} = \mathbf{4.43 \text{ cm}^2}$$

Soit : 6T16 = $\mathbf{12.06 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $S_t = \mathbf{10 \text{ cm/ml}}$

5.5.8.1.1.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 23 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{1.39 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{1.39 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{12.06 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.8.1.1.2.2. RPA :

$$A_{\text{RPA}} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 60 \times 23 = \mathbf{6.90 \text{ cm}^2}$$

$A_{\text{RPA}} = \mathbf{6.90 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{12.06 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.5.8.1.2. En appuis :

5.5.8.1.2.1. Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{95.57 \times 10^3}{60 \times 17 \times 21^2} = \mathbf{0.212} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.212}) = \mathbf{0.302}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.302 = \mathbf{0.879}$$

$$A_{sa} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{95.57 \times 10^3}{0.879 \times 435 \times 21} = \mathbf{11.91 \text{ cm}^2}$$

Soit : 12T16 = **24.13 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

5.5.8.1.2.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 23 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{1.39 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{1.39 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{24.13 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.8.1.2.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 60 \times 23 = \mathbf{6.90 \text{ cm}^2}$$

$A_{RPA} = \mathbf{6.90 \text{ cm}^2} < A_a = \mathbf{24.13 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.8.2. Ferrailage longitudinal :

5.5.8.2.1. 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 :

$$T_u = \mathbf{-117.66 \text{ KN}}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{3 \text{ MPa}} \right. \\ \left. \mathbf{4 \text{ MPa}} \right. \quad \overline{\tau_u} = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{117.66 \times 10^3}{600 \times 230} = \mathbf{0.93 \text{ MPa}} < \overline{\tau_u} = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.5.8.2.2. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{23}{35} ; 16 ; \frac{60}{10}\right) = \min(6.57 ; 16 ; 60) = 6$$
$$\phi_t = 8$$

On prend : $\phi_t = 8$

Soit : $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

5.5.8.2.3. Calcul de l'espacement :

5.5.8.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(18.9 ; 40 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{12.01 \times 235}{0.4 \times 60} = 19.68 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 235}{1.15 \times 60 \times [1.05 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = 18.67 \text{ cm}$$

5.5.8.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l\right) = \min(5.75 ; 19.20) = 5 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\text{En zone nodale : } A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 5 \times 60 = 9 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_t = 0.03 \times S'_t \times b = 0.03 \times 10 \times 60 = 18 \text{ cm}^2$$

5.5.9. Poutre Sous-sol :

5.5.9.1. Ferrailage longitudinal :

5.5.9.1.1. En travée :

5.5.9.1.1.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{59.83 \times 10^3}{30 \times 17 \times 73^2} = 0.022 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = 0.028$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.028 = 0.989$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{59.83 \times 10^3}{0.989 \times 435 \times 73} = \mathbf{1.91 \text{ cm}^2}$$

Soit : 3T16 = **6.03 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

5.5.9.1.1.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 73 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{2.42 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{2.42 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{12.06 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.9.1.1.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 73 = \mathbf{11.25 \text{ cm}^2}$$

$A_{RPA} = \mathbf{11.25 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{12.06 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.9.1.2. En appuis :

5.5.9.1.2.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{121.39 \times 10^3}{30 \times 17 \times 73^2} = \mathbf{0.045} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}) = \mathbf{0.057}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.057 = \mathbf{0.977}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{121.39 \times 10^3}{0.977 \times 435 \times 72} = \mathbf{3.91 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T16 = **8.04 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

5.5.9.1.2.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 73 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{2.42 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{2.42 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{12.06 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.9.1.2.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 73 = \mathbf{11.25 \text{ cm}^2}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$A_{RPA} = 11.25 \text{ cm}^2 < A_s = 12.06 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

5.5.9.2. Ferraillage longitudinal :

5.5.9.2.1. 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 :

$$T_u = 241.73 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{241.73 \times 10^3}{300 \times 730} = 1.03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

5.5.9.2.2. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{750}{35} ; 16 ; \frac{30}{10} \right) = \min(21.43 ; 16 ; 30) = 16$$

$$\phi_t = 16$$

On prend : $\phi_t = 8$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

5.5.9.2.3. Calcul de l'espacement :

5.5.9.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(65.7 ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 235}{1.15 \times 30 \times [1.05 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = 37.34 \text{ cm}$$

5.5.9.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right) = \min(18.75 ; 19.2) = 15 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = 37.5 \approx 15 \text{ cm}$$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

En zone nodale : $A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 15 \times 30 = 13.5 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 15 \times 30 = 13.5 \text{ cm}^2$

5.5.10. Poutre RDC (30*75) :

5.5.10.1. Ferraillage longitudinal :

5.5.10.1.1. En travée :

5.5.10.1.1.1. Calcul des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{258.66 \times 10^3}{30 \times 17 \times 73^2} = 0.095 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.095}) = 0.125$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.125 = 0.950$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{258.66 \times 10^3}{0.950 \times 435 \times 73} = 8.58 \text{ cm}^2$$

Soit : 5T20 = **15.71 cm²** avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm/ml}$

5.5.10.1.1.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 73 \times \frac{2.4}{500} = 2.42 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 2.42 \text{ cm}^2 < A_s = 15.71 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.5.10.1.1.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 73 = 11.25 \text{ cm}^2$$

$A_{RPA} = 11.25 \text{ cm}^2 < A_t = 15.71 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.5.10.1.2. En appuis :

5.5.10.1.2.1. Calcul des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{457.64 \times 10^3}{30 \times 17 \times 73^2} = 0.168 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.168}) = \mathbf{0.232}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.232 = \mathbf{0.907}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{457.64 \times 10^3}{0.907 \times 435 \times 73} = \mathbf{15.89 \text{ cm}^2}$$

Soit : 9T20 = **28.27 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

5.5.10.1.2.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 73 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{2.42 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{2.42 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{28.27 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.10.1.2.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 73 = \mathbf{11.25 \text{ cm}^2}$$

$A_{RPA} = \mathbf{11.25 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{28.27 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.10.2. Ferrailage longitudinal :

5.5.10.2.1. 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 :

$$T_u = \mathbf{843.01 \text{ KN}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{3 \text{ MPa}} \right. \\ \left. \mathbf{4 \text{ MPa}} \right. \quad \bar{\tau}_u = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{843.01 \times 10^3}{300 \times 730} = \mathbf{3.85 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

La condition non vérifiée, donc il y a de risque de cisaillement.

5.5.10.2.2. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{750}{35} ; 16 ; \frac{30}{10} \right) = \min(21.43 ; 16 ; 30) = \mathbf{16}$$

$$\phi_t = \mathbf{16}$$

On prend : $\phi_t = \mathbf{8}$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

Soit : $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

5.5.10.2.3. Calcul de l'espacement :

5.5.10.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(65.7 ; 40 \text{ cm}) = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = \mathbf{39.36 \text{ cm}}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 235}{1.15 \times 30 \times [1.05 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = \mathbf{37.34 \text{ cm}}$$

5.5.10.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_1\right) = \min(18.75 ; 19.2) = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

$$\text{En zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \mathbf{37.5 \approx 15 \text{ cm}}$$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\text{En zone nodale : } A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 15 \times 30 = \mathbf{13.5 \text{ cm}^2}$$

$$\text{En zone courante : } A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 15 \times 30 = \mathbf{13.5 \text{ cm}^2}$$

5.5.11. Poutre étages courants (30*75) :

5.5.11.1. Ferraillage longitudinal :

5.5.11.1.1. En travée :

5.5.11.1.1.1. Calcul des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{182.34 \times 10^3}{30 \times 17 \times 73^2} = \mathbf{0.067} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.067}) = \mathbf{0.087}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.087 = \mathbf{0.965}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{182.34 \times 10^3}{0.965 \times 435 \times 73} = 5.95 \text{ cm}^2$$

Soit : 1T16 + 3T20 = 2.01 + 9.42 = **11.44 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

5.5.11.1.1.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 73 \times \frac{2.4}{500} = 2.42 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 2.42 \text{ cm}^2 < A_s = 12.32 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.5.11.1.1.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 73 = 11.25 \text{ cm}^2$$

$A_{RPA} = 11.25 \text{ cm}^2 < A_t = 12.32 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.5.11.1.2. En appuis :

5.5.11.1.2.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{391.35 \times 10^3}{30 \times 17 \times 73^2} = 0.114 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.114}) = 0.195$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.195 = 0.922$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{391.35 \times 10^3}{0.922 \times 435 \times 73} = 13.37 \text{ cm}^2$$

Soit : 8T20 = **25.13 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

5.5.11.1.2.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 73 \times \frac{2.4}{500} = 2.42 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 2.42 \text{ cm}^2 < A_s = 25.13 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.5.11.1.2.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 73 = 11.25 \text{ cm}^2$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

$$A_{RPA} = 11.25 \text{ cm}^2 < A_a = 24.13 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

5.5.11.2. Ferraillage longitudinal :

5.5.11.2.1. 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 :

$$T_u = 465.15 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{465.15 \times 10^3}{300 \times 730} = 2.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

5.5.11.2.2. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{750}{35} ; 16 ; \frac{30}{10} \right) = \min(21.43 ; 16 ; 30) = 16$$

$$\phi_t = 16$$

On prend : $\phi_t = 8$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

5.5.11.2.3. Calcul de l'espacement :

5.5.11.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(65.7 ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 235}{1.15 \times 30 \times [1.05 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = 37.34 \text{ cm}$$

5.5.11.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right) = \min(18.75 ; 19.2) = 15 \text{ cm}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

En zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = 37.5 \approx 15 \text{ cm}$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 15 \times 30 = 13.5 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 15 \times 30 = 13.5 \text{ cm}^2$

5.5.12. Poutre Terrasse (30*75) :

5.5.12.1. Ferraillage longitudinal :

5.5.12.1.1. En travée :

5.5.12.1.1.1. Calcul des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{203.94 \times 10^3}{30 \times 17 \times 73^2} = 0.075 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.098 = 0.961$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{203.94 \times 10^3}{0.961 \times 435 \times 73} = 6.69 \text{ cm}^2$$

Soit : $2T16 + 3T20 = 4.02 + 9.42 = 13.45 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm/ml}$

5.5.12.1.1.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 73 \times \frac{2.4}{500} = 2.42 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 2.42 \text{ cm}^2 < A_s = 12.32 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.5.12.1.1.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 73 = 11.25 \text{ cm}^2$$

$A_{RPA} = 6.90 \text{ cm}^2 < A_t = 12.32 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.5.12.1.2. En appuis :

5.5.12.1.2.1. Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{396.07 \times 10^3}{30 \times 17 \times 73^2} = \mathbf{0.146} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.146 = \mathbf{0.921}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{396.07 \times 10^3}{0.921 \times 435 \times 73} = \mathbf{13.55 \text{ cm}^2}$$

Soit : 8T20 = **25.13 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

5.5.12.1.2.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 73 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{2.42 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{2.42 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{25.13 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.12.1.2.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 73 = \mathbf{11.25 \text{ cm}^2}$$

$A_{RPA} = \mathbf{6.90 \text{ cm}^2} < A_a = \mathbf{25.13 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.12.2. Ferraillement longitudinal :

5.5.12.2.1. 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 :

$$T_u = \mathbf{456.46 \text{ KN}}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{3 \text{ MPa}} \right. \\ \left. \mathbf{4 \text{ MPa}} \right. \quad \overline{\tau_u} = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{456.46 \times 10^3}{300 \times 730} = \mathbf{2.08 \text{ MPa}} < \overline{\tau_u} = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

5.5.12.2.2. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{750}{35} ; 16 ; \frac{30}{10}\right) = \min(21.43 ; 16 ; 30) = \mathbf{16}$$

$$\phi_t = \mathbf{16}$$

On prend : $\phi_t = \mathbf{8}$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi 8 = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

5.5.12.2.3. Calcul de l'espacement :

5.5.12.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(65.7 ; 40 \text{ cm}) = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = \mathbf{39.36 \text{ cm}}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 235}{1.15 \times 30 \times [1.05 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = \mathbf{37.34 \text{ cm}}$$

5.5.12.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_1\right) = \min(18.75 ; 19.2) = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

$$\text{En zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \mathbf{37.5 \approx 15 \text{ cm}}$$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\text{En zone nodale : } A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 15 \times 30 = \mathbf{13.5 \text{ cm}^2}$$

$$\text{En zone courante : } A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 15 \times 30 = \mathbf{13.5 \text{ cm}^2}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux.

			M (KN. m)	A Choisi (cm²)	Y	I cm²	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$MPa	σ_sMPa	$\overline{\sigma}_s$MPa	Observation
Poutres Noyée	RDC	Travée	29	12.06	8.63	40535.47	6.17	18	132.75	196.77	C.V
		Appuis	-85.61	28.15	11.54	50201.49	14.42	18	177.28	196.77	C.V
	Etages courant	Travée	27.71	12.06	8.63	40535.47	5.90	18	126.84	196.77	C.V
		Appuis	-67.22	20.11	10.35	56388.25	12.34	18	190.44	196.77	C.V
	Terrasse	Travée	28.39	12.06	8.63	40535.47	6.06	18	129.95	196.77	C.V
		Appuis	-70.16	24.13	10.99	62814.89	12.28	18	167.71	196.77	C.V
Poutres	Sous-sol	Travée	-43.75	6.03	18.18	331910.42	2.40	18	112.34	196.77	C.V
		Appuis	88.76	8.04	20.54	418553.95	4.36	18	166.88	196.77	C.V
	RDC	Travée	-187.59	15.71	26.91	695456.74	7.26	18	194.58	196.77	C.V
		Appuis	334.91	28.27	33.44	1037572.85	10.79	18	191.53	196.77	C.V
	Etages courant	Travée	133.24	12.06	23.74	550191.26	5.75	18	186.21	196.77	C.V
		Appuis	-285.62	25.13	32.07	935912.78	9.53	18	182.41	196.77	C.V
	Terrasse	Travée	149.16	12.32	24.46	572525.31	6.27	18	194.43	196.77	C.V
		Appuis	-289.33	25.13	32.07	935912.78	9.65	18	184.78	196.77	C.V

Tableau 5.9 : Calcul et vérification des contraintes (ELS).

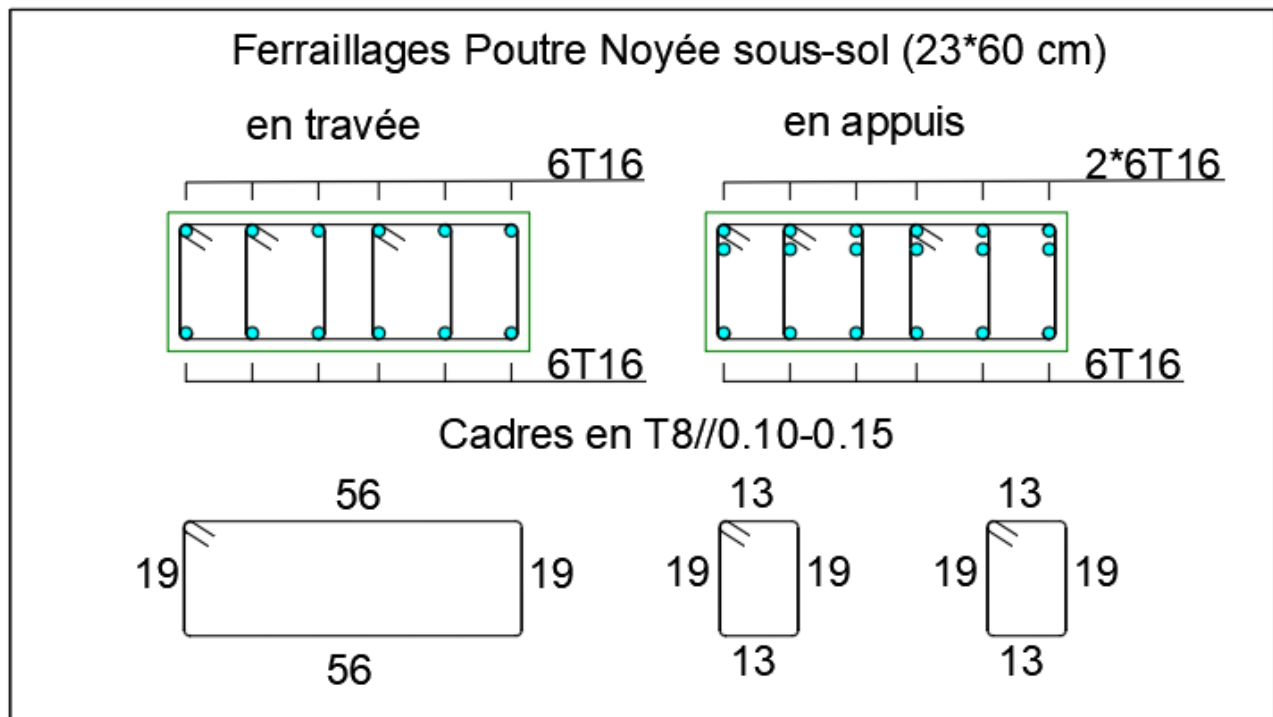
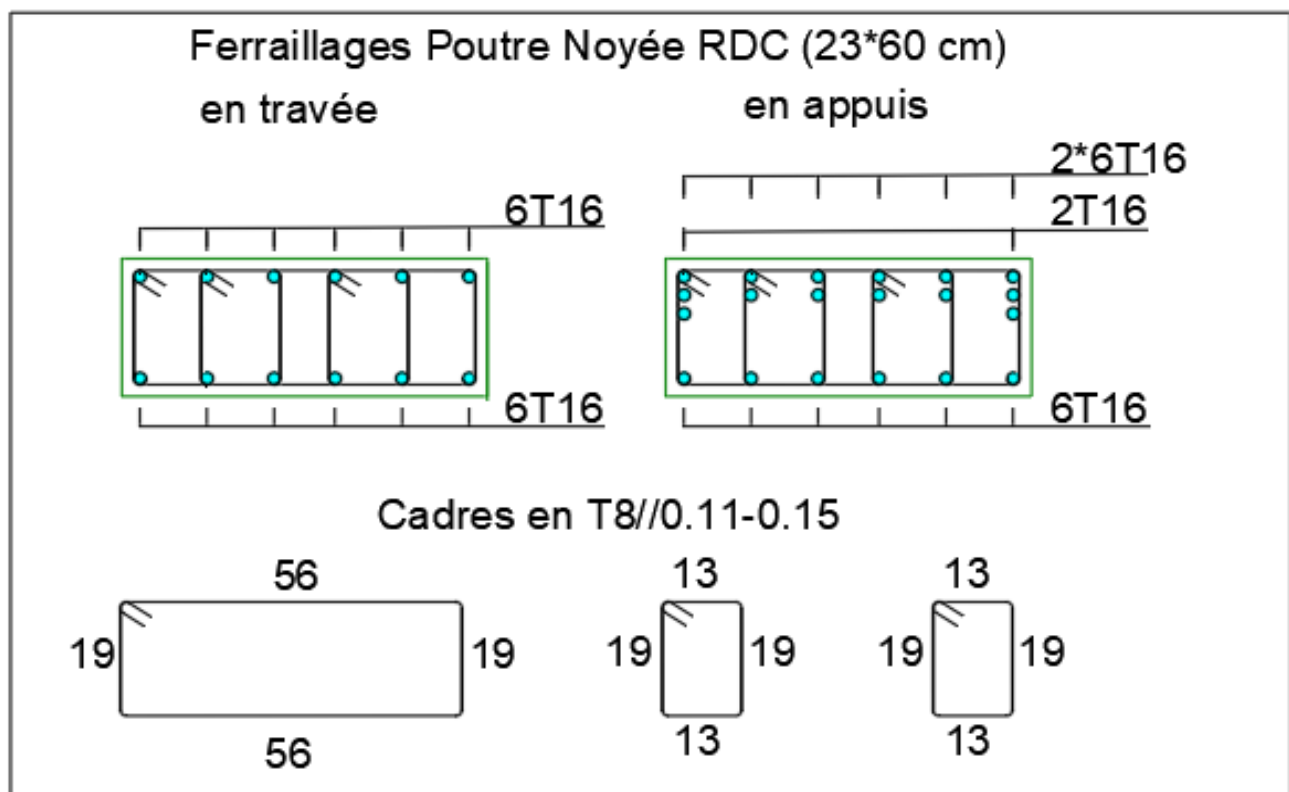


Figure 5.11 : Ferraillages Poutre Noyée Sous-sol 60*23 cm.



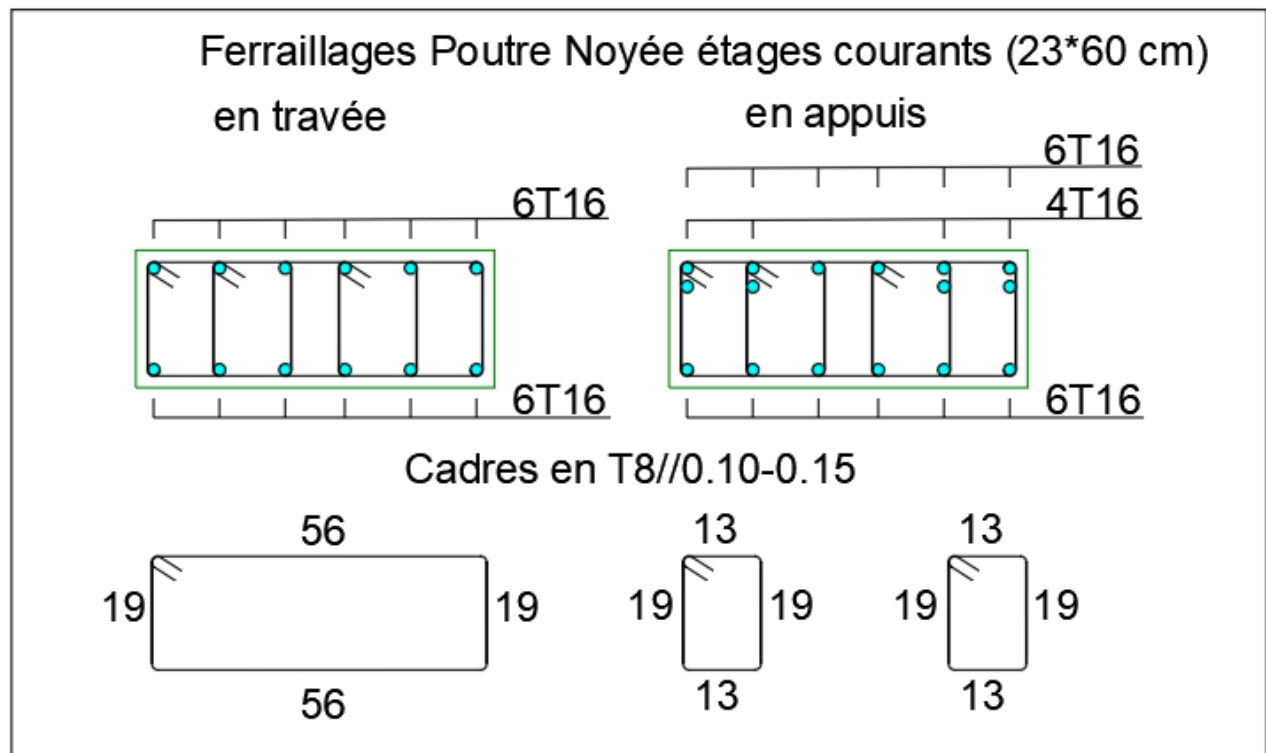


Figure 5.13 : Ferraillages Poutre Noyée étages courants 23*60 cm.

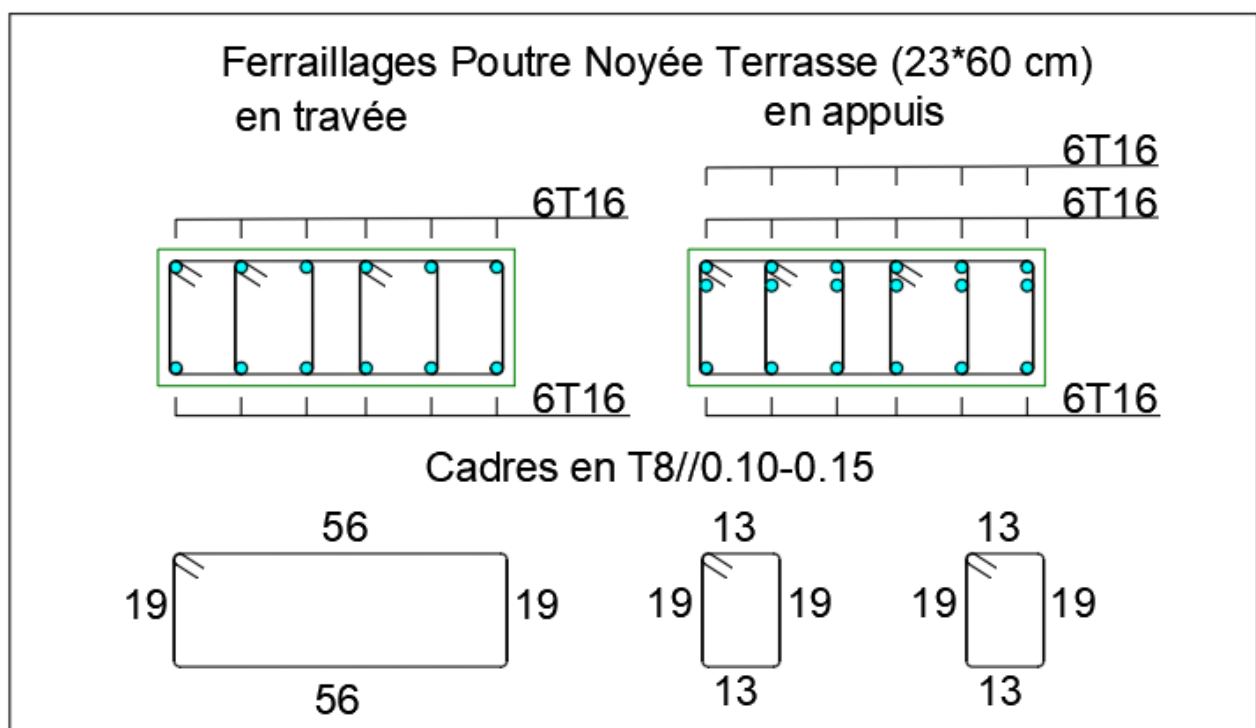


Figure 5.114 : Ferraillages Poutre Noyée Terrasse 23*60 cm.

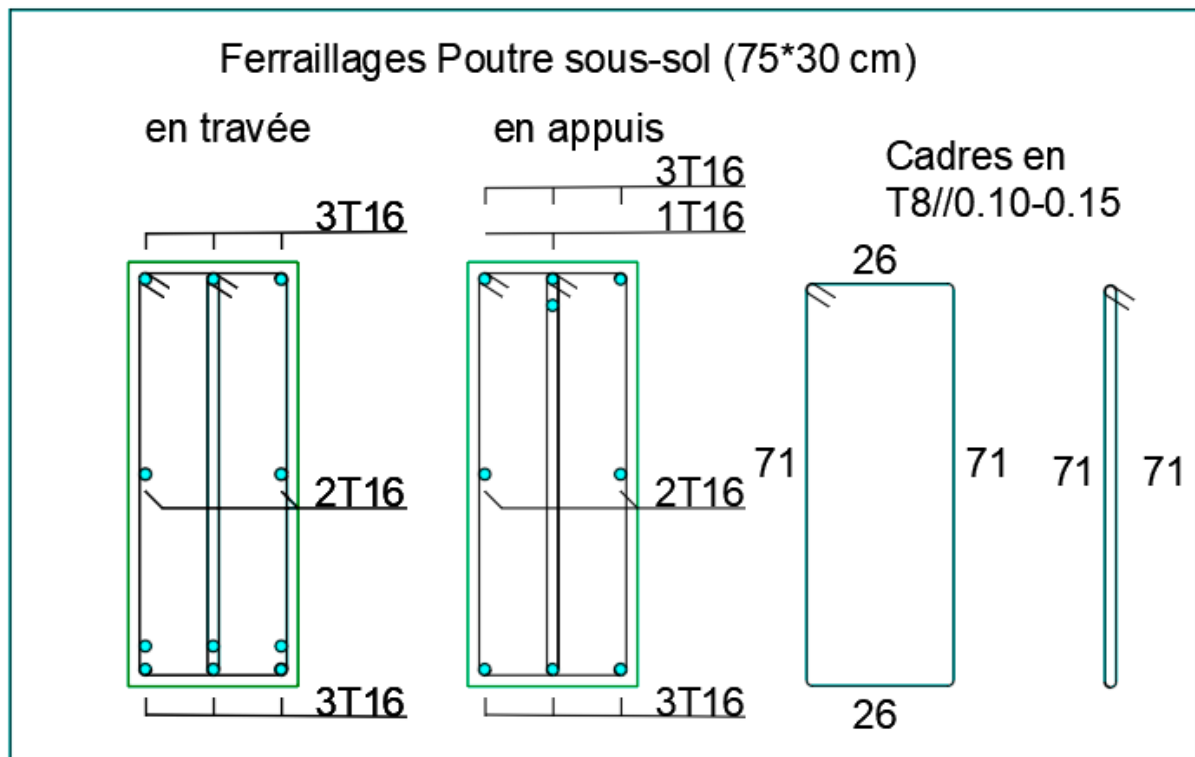


Figure 5.15 : Ferraillages Poutre Sous-sol 73*30 cm.

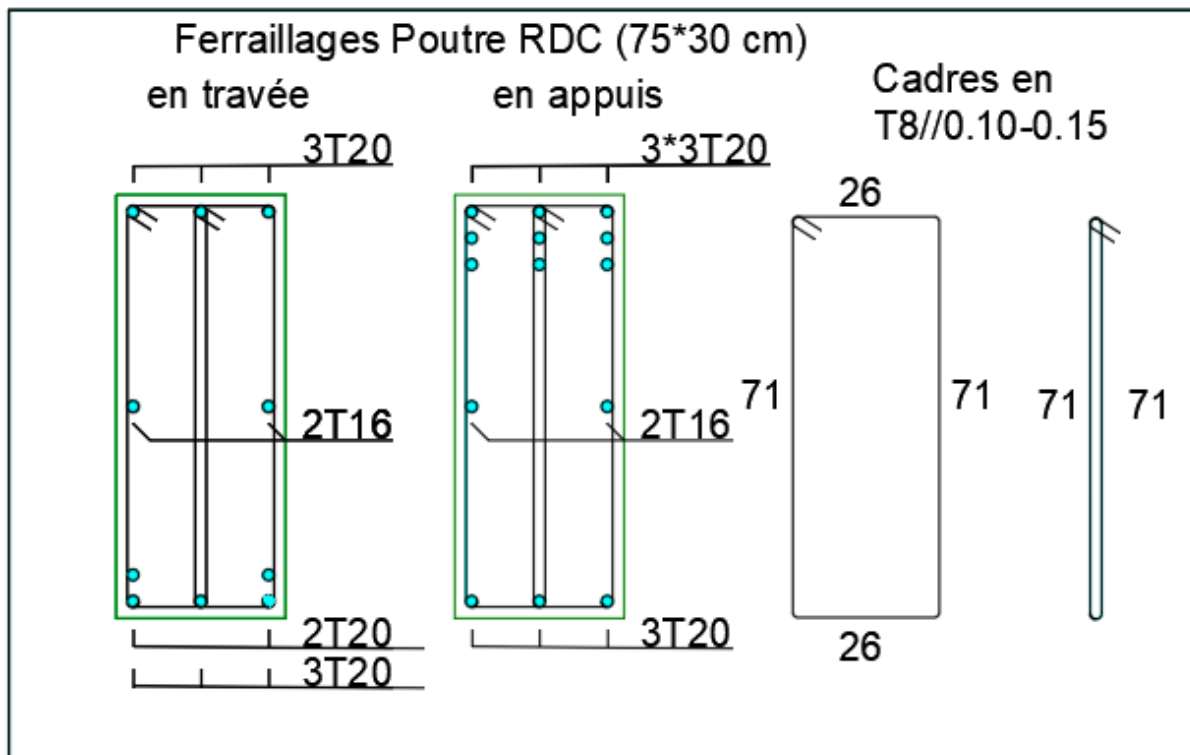


Figure 5.16 : Ferraillages Poutre RDC 75*30 cm.

Figure 05.117 : Ferraillages Poutre étages courants 75*30 cm.

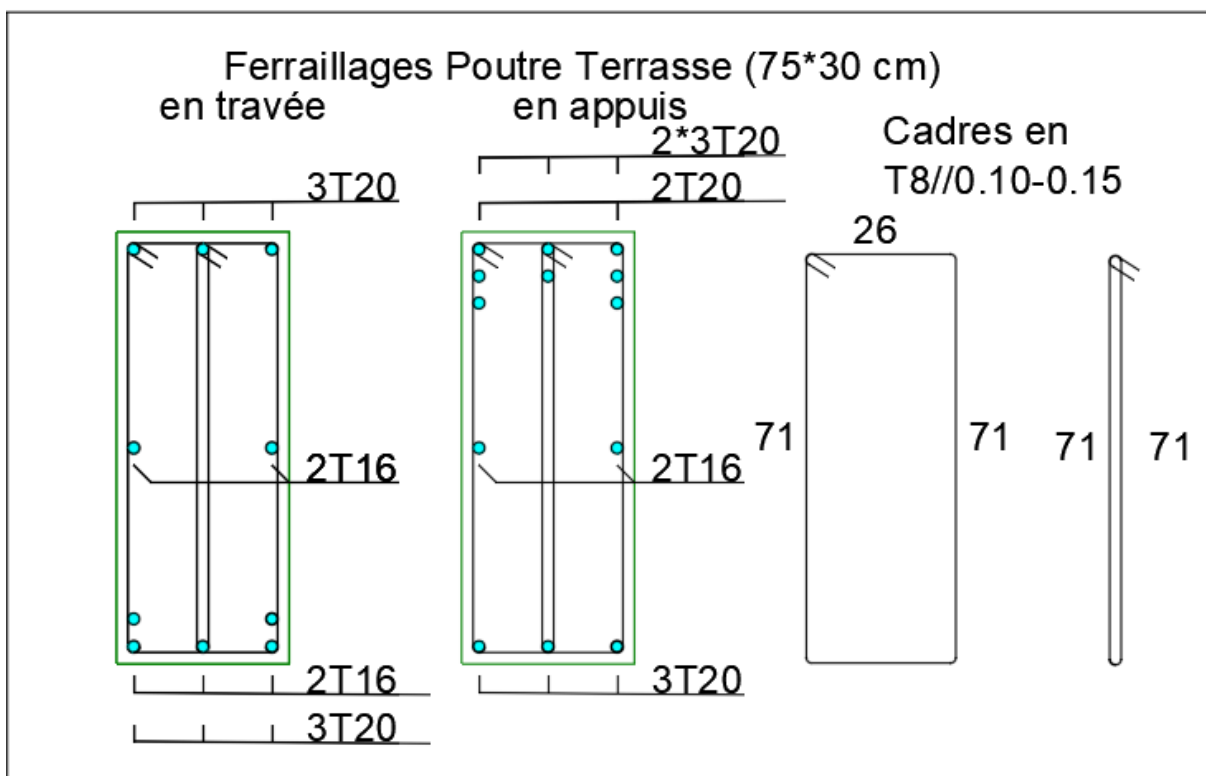
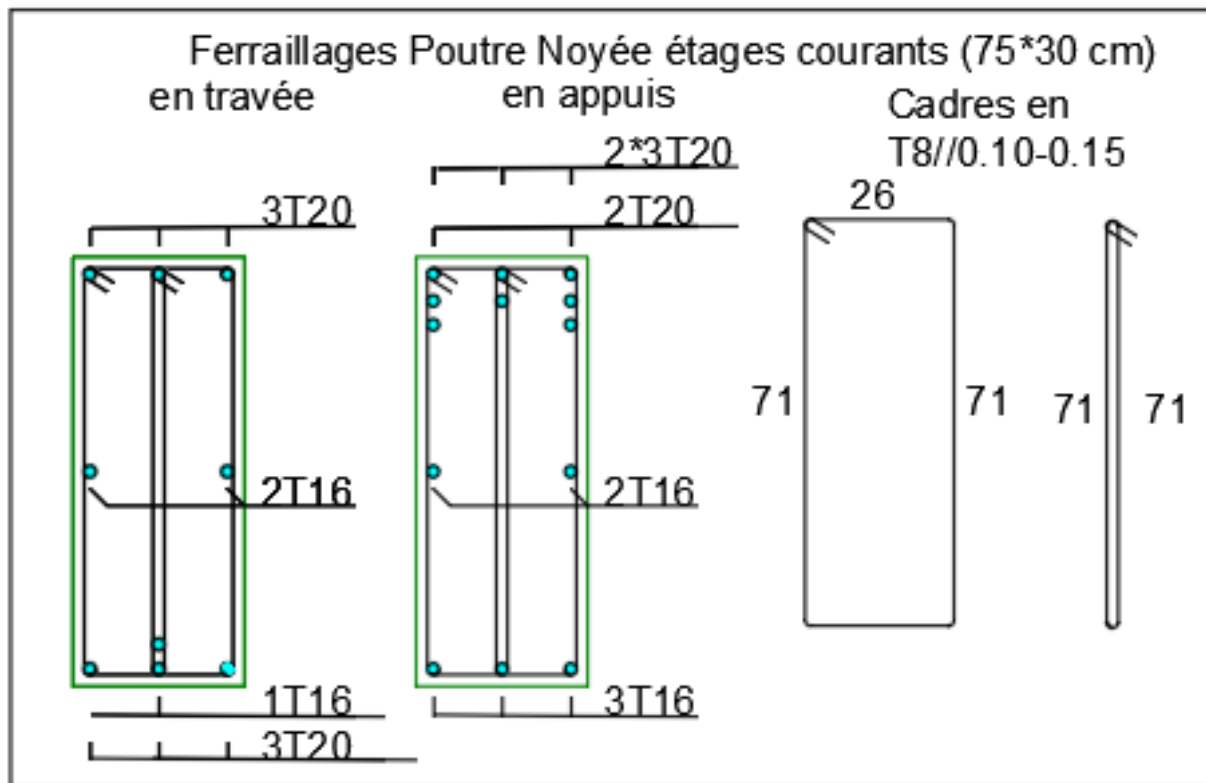


Figure 5.18 : Ferrailages Poutre Terrasse 75*30 cm.

Chapitre 06 : Etude de fondation

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 continues sous mur.
- ❖ Les semelles continues 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 :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égale à 2.5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de **687.89 m²**, ainsi que le poids de la structure **W = 28504352,80 KN**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ❖ Semelle filante.
- ❖ Radier évider.

Chapitre 06 : Etude de fondation

❖ 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 :

$$\frac{N}{S_s} \leq \overline{\sigma_{sol}} S_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec : $N_{ser} = G + Q$

N_{ser} : Effort normal dû aux charges verticales.

On a : $N = 272998.48 + 32668.66 = \mathbf{305667,14KN}$

$$S_s = \frac{305667,14}{350} = \mathbf{873.33 \text{ m}^2}$$

Vérification :

$$\frac{S_s}{S_B} \leq 0.5 \frac{873.33}{687.89} = 1.27 \leq 0.5$$

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 :

6.3.1. Pré dimensionnement du radier :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles 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.

Chapitre 06 : Etude de fondation

6.3.1.1. 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 = 6.70 m.

b : Largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

E : Module de déformation 3.2×10^6 MPa

I : Inertie d'une bande d'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 :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 10.70^4}{3.2 \times 10^7 \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq 2 \text{ m}$$

6.3.1.2. Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{10.70}{8} \leq h_r \leq \frac{10.70}{5}$$

$$1.34 \leq h_r \leq 2.14$$

$$h_r = 1.70 \text{ m}$$

6.3.1.3. Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :

Pour le panneau le plus défavorable :

On a :

$$\begin{cases} L_x = 10.70 \text{ m} \\ L_y = 10.70 \text{ m} \end{cases}$$

Avec : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Chapitre 06 : Etude de fondation

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{T_{max}}{b \times 0.9 \times d}$$

La fissuration est préjudiciable :

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

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1060}{1060} = 1 \quad \text{si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Donc :

$$T_x = q \frac{L_x \times L_y}{(2L_x + L_y)} \text{ et } T_y = q \frac{L_y}{3}$$

q : charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{305667,14}{714.59} = 427.75 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 427.75 \times \frac{10.70 \times 10.70}{(2 \times 10.70 + 10.70)} = 1525.65 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = 427.75 \times \frac{10.70}{3} = 1525.65 \text{ KN/ml}$$

$$T_{max} = (T_x ; T_y) = 1525.65 \text{ KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{1525.65}{0.9 \times 1 \times 3 \times 10^3} = 0.57 \text{ m}$$

6.3.1.4. 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.

$$U_c = 2(a_1 + b_1)$$

$$\begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 2(a + h + b + h) = 2 \times (0.4 + 3.23 + 4.3 + 3.23) = 11.16$$

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 $(40 \times 430) \text{ cm}^2$

Chapitre 06 : Etude de fondation

$$N_u \leq 0.045 \times 11.16 \times 200 \times \frac{30}{1.5}$$

$$18733,67 \leq 20008.8$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à $h_r = \mathbf{m}$. Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

6.4. Déterminations des sollicitations :

Caractéristiques du radier :

$$h_r = \mathbf{200\text{ cm}}$$
 et surface du radier : $S = \mathbf{714.59\text{ cm}^2}$

Chapitre 06 : Etude de fondation

6.5. Combinaison d'action :

6.5.1. Vérification des contraintes sous radier :

6.5.1.1. 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 : $\sigma_{sol} = \mathbf{5.25\ MPa}$ par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 6.0379 + 0}{4} = \mathbf{4.53\ MPa}$$

Figure 6.1 : Cartographies A L'ELU.

Chapitre 06 : Etude de fondation

6.5.1.2. AL'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 4.4243 + 0}{4} = \mathbf{3.32 \text{ MPa}}$$

Figure 6.2 : Cartographies A L'ELS.

Chapitre 06 : Etude de fondation

6.6. Vérification de l'effet de sous pression :

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$p > 1.5 \times S \times \gamma \times Z$$

Où :

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

$$28504352,80 \text{ KN} > 1.5 \times 714.59 \times 10 \times 11.69$$

28504352,80 KN > 125303.36 KN Condition vérifiée.

6.7. Ferraillage du radier

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1070}{1070} = 1$$

$$\text{si } 0.4 < p < 1$$

Donc la dalle portent en deux sens.

D'après le tableau :

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$q_u = \sigma_m \times 1\text{m} = 453 \times 1 = 453 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_m \times 1\text{m} = 332 \times 1 = 332 \text{ KN/m}^2$$

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

❖ ELU :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0368 \times 453 \times 10.70^2 = 1908.594 \text{ KN.m} \\ M_y = 1 \times 1908.594 = 1908.594 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

Chapitre 06 : Etude de fondation

$$\begin{cases} M_x = 0.0441 \times 332 \times 10.70^2 = \mathbf{1676.271 \text{ KN.m}} \\ M_y = 1 \times 1676.271 = \mathbf{1676.271 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

6.7.2. La réduction des moments :

❖ ELU :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 1908.594 = \mathbf{1622.305 \text{ KN.m}} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 1908.594 = \mathbf{1431.446 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 1908.594 = \mathbf{572.578 \text{ KN.m}} \\ M_{ay} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 1908.594 = \mathbf{572.578 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 1676.271 = \mathbf{1424.830 \text{ KN.m}} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 1676.271 = \mathbf{1257.203 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 1676.271 = \mathbf{502.881 \text{ KN.m}} \\ M_{ay} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 1676.271 = \mathbf{502.881 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

6.7.3. Sens xx :

6.7.3.1. En travée :

6.7.3.1.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1622.305 \times 10^3}{100 \times 17 \times 195^2} = \mathbf{0.025} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = \mathbf{0.032}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.032 = \mathbf{0.987}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1622.305 \times 10^3}{0.987 \times 435 \times 195} = \mathbf{19.38 \text{ cm}^2}$$

Soit : 20T20 = **62.83 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

6.7.3.1.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 195 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{21.53 \text{ cm}^2}$$

$A_{min} = \mathbf{21.53 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{62.83 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

Chapitre 06 : Etude de fondation

6.7.3.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

6.7.3.1.3. Vérification à l'ELS :

6.7.3.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 942.45 \times y_l - 183777.75$$

$$y_l = \mathbf{51.93}$$

6.7.3.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 51.93^2}{3} + 15 \times (51.93 \times (195 - 51.93)^2)$$

$$I = \mathbf{23959063.32 \text{ cm}^4}$$

6.7.3.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{1424.830 \times 10^3}{23959063.32} \times 51.93 = \mathbf{3.09 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{3.09 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

6.7.3.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 1424.830 \times 10^3}{23959063.32} \times (195 - 51.93) = \mathbf{171.19 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{171.19 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition non vérifiée.}$$

Chapitre 06 : Etude de fondation

6.7.3.2. En appuis :

6.7.3.2.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{954.297 \times 10^3}{100 \times 17 \times 195^2} = \mathbf{0.015} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.015}) = \mathbf{0.019}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.019 = \mathbf{0.993}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{954.297 \times 10^3}{0.993 \times 435 \times 195} = \mathbf{11.34 \text{ cm}^2}$$

Soit : 10T20 = **31.42 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

6.7.3.2.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 195 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{21.53 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{21.53 \text{ cm}^2} < A_a = \mathbf{21.99 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

6.7.3.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

6.7.3.2.3. Vérification à l'ELS :

6.7.3.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 471.3 \times yl - 91903.5$$

$$yl = \mathbf{38.42}$$

6.7.3.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 38.42^2}{3} + 15 \times (31.42 \times (195 - 38.42)^2)$$

$$I = \mathbf{13445389.23 \text{ cm}^4}$$

Chapitre 06 : Etude de fondation

6.7.3.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{838.135 \times 10^3}{13445389.23} \times 38.42 = \mathbf{2.39 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{2.39 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

6.7.3.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 838.135 \times 10^3}{9854199.24} \times (195 - 32.72) = \mathbf{190.25 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{146.41 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

6.7.4. Sens yy :

6.7.4.1. En travée :

6.7.4.1.1. Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1431.446 \times 10^3}{100 \times 17 \times 193^2} = \mathbf{0.023} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023}) = \mathbf{0.029}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.029 = \mathbf{0.989}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1431.446 \times 10^3}{0.989 \times 435 \times 193} = \mathbf{17.26 \text{ cm}^2}$$

Soit : 20T20 = **62.83 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

6.7.4.1.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 193 \times \frac{2.4}{500} = \mathbf{21.31 \text{ cm}^2}$$

Chapitre 06 : Etude de fondation

$$A_{\min} = 21.31 \text{ cm}^2 < A_t = 62.83 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

6.7.4.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

6.7.4.1.3. Vérification à l'ELS :

6.7.4.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 942.45 \times y_l - 181892.85$$

$$y_l = 51.62$$

6.7.4.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 51.62^2}{3} + 15 \times (62.83 \times (193 - 51.62)^2)$$

$$I = 23422907.84 \text{ cm}^4$$

6.7.4.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{1257.203 \times 10^3}{23422907.84} \times 51.62 = 2.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.77 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

6.7.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 1257.203 \times 10^3}{23422907.84} \times (193 - 51.62) = 153.16 \text{ MPa}$$

Chapitre 06 : Etude de fondation

$$\sigma_s = 153.16 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 196.77 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

6.7.4.2. En appuis :

6.7.4.2.1. Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{954.297 \times 10^3}{100 \times 17 \times 193^2} = 0.015 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.015}) = 0.019$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.019 = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{954.297 \times 10^3}{0.992 \times 435 \times 193} = 11.46 \text{ cm}^2$$

Soit : 10T20 = **31.42 cm²** avec un espacement $S_t = 10 \text{ cm/ml}$

6.7.4.2.2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 193 \times \frac{2.4}{500} = 21.31 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 21.31 \text{ cm}^2 < A_a = 31.42 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

6.7.4.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

6.7.4.2.3. Vérification à l'ELS :

6.7.4.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 471.3 \times y_l - 90960.9$$

$$y_l = 38.20$$

6.7.4.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 38.20^2}{3} + 15 \times (31.42 \times (193 - 38.20)^2)$$

Chapitre 06 : Etude de fondation

$$I = 13151879.68 \text{ cm}^4$$

6.7.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{838.135 \times 10^3}{13151879.68} \times 38.20 = \mathbf{2.43 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{2.43 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{17 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

6.7.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 838.135 \times 10^3}{13151879.68} \times (193 - 32.54) = \mathbf{182.16 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{182.16 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

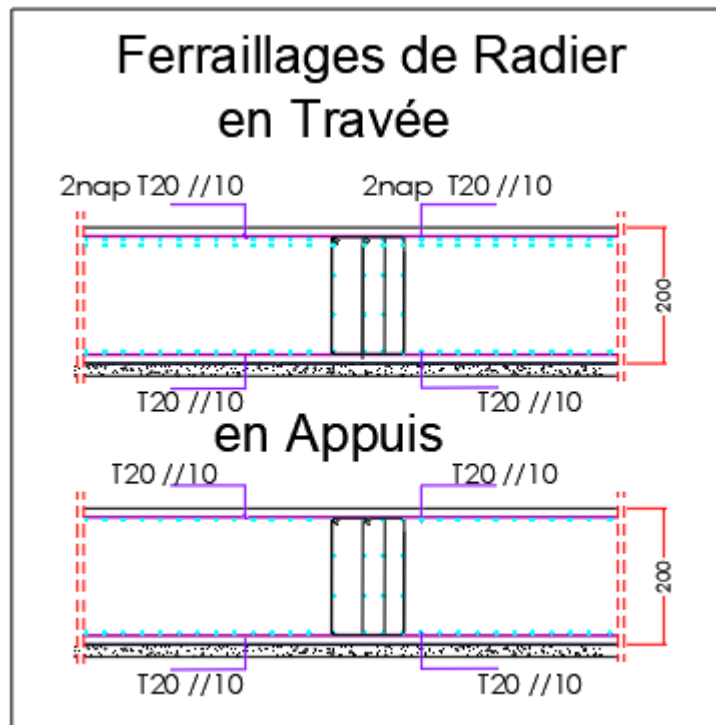


Figure 6.3 : Ferraillage de radier.

Chapitre 07 : Etude Technico- Commercial

Chapitre 07 : Etude technico-commercial

7.1. Introduction :

Depuis l'indépendance la grande obsession en Algérie est l'élimination de la crise du logement.

À cette fin, plusieurs programmes et modèles résidentiels ont été alloués sous la forme de plans annuels quinquennaux, allant jusqu'au préfabriqué du logements pendant les années 80.

Et tout cela pour atteindre l'objectif de la réalisation de plus grand nombre possible de logements et satisfaire toutes les demandes croissantes au fil du temps.

Et vue l'aggravement de la crise tel que l'augmentation du nombre des demandeurs de logements et les crises financières qui ont frappés le payé, il apparaisse l'obligation de changement radicale des méthodes utilisées dans la réalisation des constructions, par l'organisation des chantiers et l'élaboration des plannings bien précis et les respectés, afin de gagner le facteur du temps est éviter toutes genre de gaspillage des ressources.

Dans cette partie nous avons étudié trois parties :

- ❖ Métré (béton ferrailage)
- ❖ Planning
- ❖ Elaboration des devis

7.2. Métré :

7.2.1. Définition du métré :

Le métré n'est pas un plan, c'est un document administratif établi par le métreur sur des feuilles spéciales.

Le métré est composé de calculs de surfaces et de volumes qui permettent de déterminer les quantités de matières à mettre en œuvre.

7.2.2. Définition de l'avant métré :

C'est le détail méthodique et analytique des ouvrages permettant l'établissement du devis quantitatif. Il est réalisé sur une feuille de métré et doit comporter :

- ❖ La description des ouvrages et de leur mise en œuvre
- ❖ Le détail précis des calculs de leurs quantités
- ❖ Des croquis (croquis minute) améliorant la compréhension technique
- ❖ Des indications dimensionnelles

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

7.2.3. Feuille de mètre

Nous avons vu que les mètres et avant mètres nécessitent de nombreux calculs de surfaces et de volumes des différentes parties de la construction.

Pour éviter les erreurs et pour pouvoir vérifier ces calculs il convient de les présenter d'une façon claire et logique de façon à ce qu'ils puissent être compris et vérifiés par toutes les personnes intéressées.

Il n'y a aucune règle précise régissant la mise en page des calculs de mètre.

7.2.4. Métré de Béton

7.2.4.1. Radier :

$$V = L \times l \times ep = 41.60 \times 22.70 \times 2 = \mathbf{1888.64 \text{ m}^3}$$

7.2.4.2. Dalle plein :

$$V = L \times l \times ep = 40.60 \times 21.30 \times 0.23 = \mathbf{198.90 \text{ m}^3}$$

7.2.4.3. Voile :

$$V = L \times h \times ep = 4.10 \times 3 \times 0.23 = \mathbf{3.52 \text{ m}^2}$$

7.2.4.4. Poutre :

$$V = L \times b \times h = 21.30 \times 0.60 \times 0.23 = \mathbf{2.94 \text{ m}^3}$$

7.2.4.5. Escalier :

$$V_T = V_{\text{volée}} + V_{\text{palier}} = 0.62 + 0.53 = \mathbf{1.15 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{volée}} = L \times l \times ep + \frac{g \times h}{2} = 3 \times 1.30 \times 0.15 + \frac{0.17 \times 0.30}{2} = \mathbf{0.62 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{palier}} = L \times l \times ep = 2.7 \times 1.30 \times 0.15 = \mathbf{0.53 \text{ m}^3}$$

7.2.4.6. Acrotère :

$$V = L \times b \times h = 31.70 \times 0.15 \times 1 = \mathbf{4.76 \text{ m}^3}$$

7.2.5. Métré de Ferrailages :

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

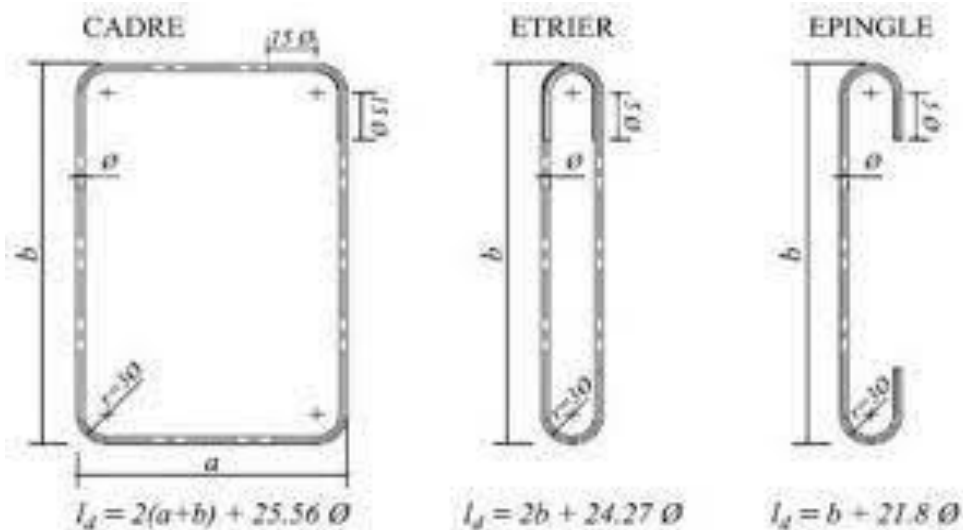


Figure 07.1 : Métré de ferraillages.

7.3. Le coffrage :

7.3.1. Le coffrage en bâtiment

Le coffrage est une structure temporaire en bois ou en acier dans laquelle on coule le béton afin qu'il prenne la forme désirée et qu'il soit protégé durant le temps de séchage. Une fois le béton consolidé et sa stabilité assurée, le coffrage ou moule est enlevé. Certains coffrages sont utilisés à plusieurs reprises, d'autres ne servent qu'une fois.

7.3.2. Le coffrage en construction

En construction, le coffrage est une charpente en bois ou en métal utilisée pour consolider ou maintenir la terre en sous-sol et éviter les éboulements ou les affaissements dans les puits, les souterrains, les mines.

7.3.3. Le coffrage en décoration

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

Le coffrage est employé dans la décoration essentiellement pour cacher un élément disgracieux comme de la tuyauterie apparente. Il peut être en bois, en contreplaqué, en pierre, en béton, etc. En général, il est recouvert d'un revêtement esthétique comme la peinture.



Figure 07.2 : Métré de coffrage.

7.3.4. Métré de coffrage :

7.3.4.1. Radier :

$$S = (L + l) \times ep \times 2 = (41.60 + 22.70) \times 2 \times 2 = \mathbf{257.20 \text{ m}^2}$$

7.3.4.2. Dalle plein :

$$S = (L + l) \times ep \times 2 = (40.60 + 21.30) \times 0.23 \times 2 = \mathbf{28.47 \text{ m}^2}$$

7.3.4.3. Voile :

$$S = (L + ep) \times h \times 2 = (4.10 + 0.40) \times 3 \times 2 = \mathbf{27 \text{ m}^2}$$

7.3.4.4. Poutre :

$$S = (L \times b) + (L \times h \times 2) = (21.30 \times 0.60) + (21.3 \times 0.23 \times 2) = \mathbf{22.58 \text{ m}^2}$$

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

7.2.4.5. Acrotère :

$$S = L \times h = 31.70 \times 1 = 31.70 \text{ m}^2$$

7.4. Résumé de métré forma tableau :

	BETON	COFFRAGE	RATIO COF	FERRALGE	RATIO FER
Fondation					
BP	94,43				
RADIER	1888,64	257,20	0,14	133191,94	70,52
SOUS-SOL 3					
VOILE CONTRVOT	131,52	734,40	5,58	15846,3	120,49
VOILE PERIPHERIQUE	94,44	503,94	5,34	11378,64	120,49
DALLE PLEINE	198,90	864,78	4,35	35815,92	180,07
POUTRE	55,53	157,47	2,84	11578,00	208,50
ESCALIER	2,33	18,72	8,03	190,90	81,93
SOUS-SOL 2					
VOILE CONTRVOT	131,52	734,40	5,58	15846,3	120,49
VOILE PERIPHERIQUE	94,44	503,94	5,34	11378,64	120,49
DALLE PLEINE	198,90	864,78	4,35	35815,92	180,07
POUTRE	55,53	157,47	2,84	11578,00	208,50
ESCALIER	2,33	18,72	8,03	190,90	81,93
SOUS-SOL 1					
VOILE CONTRVOT	131,52	734,40	5,58	15846,3	120,49
VOILE PERIPHERIQUE	94,44	503,94	5,34	11378,64	120,49
DALLE PLEINE	198,90	864,78	4,35	35815,92	180,07
POUTRE	55,53	157,47	2,84	11578,00	208,50
ESCALIER	2,33	18,72	8,03	190,90	81,93
RDC					
VOILE CONTRVOT	117,12	648,00	5,53	14111,3	120,49
DALLE PLEINE	155,30	675,21	4,35	27964,22	180,07
POUTRE	47,51	251,33	5,29	9905,84	208,50
ESCALIER	4,02	30,03	7,47	329,35	
MEZZANINE					
VOILE CONTRVOT	117,12	648,00	5,53	14111,3	120,49
DALLE PLEINE	155,30	675,21	4,35	27964,22	180,07
POUTRE	47,51	251,33	5,29	9905,84	208,50
ESCALIER	4,02	30,03	7,47	329,35	81,93
ETAGE 1					
VOILE CONTRVOT	117,12	648,00	5,53	14111,3	120,49
DALLE PLEINE	155,30	675,21	4,35	27964,22	180,07
POUTRE	47,51	251,33	5,29	9905,84	208,50
ESCALIER	4,02	30,03	7,47	329,35	81,93
BALCONS	11,38	93,32	8,20	797,51	70,08
ETAGE 2					
VOILE CONTRVOT	117,12	648,00	5,53	14111,3	120,49
DALLE PLEINE	155,30	675,21	4,35	27964,22	180,07
POUTRE	47,51	251,33	5,29	9905,84	208,50

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

ESCALIER	4,02	30,03	7,47	329,35	81,93
BALCONS	11,38	93,32	8,20	797,51	70,08
ETAGE 3					
VOILE CONTRVOT	117,12	648,00	5,53	14111,3	120,49
DALLE PLEINE	155,30	675,21	4,35	27964,22	180,07
POUTRE	47,51	251,33	5,29	9905,84	208,50
ESCALIER	4,02	30,03	7,47	329,35	81,93
BALCONS	11,38	93,32	8,20	797,51	70,08
ETAGE 4					
VOILE CONTRVOT	117,12	648,00	5,53	14111,3	120,49
DALLE PLEINE	155,30	675,21	4,35	27964,22	180,07
POUTRE	47,51	251,33	5,29	9905,84	208,50
ESCALIER	4,02	30,03	7,47	329,35	81,93
BALCONS	11,38	93,32	8,20	797,51	70,08
ETAGE 5					
VOILE CONTRVOT	117,12	648,00	5,53	14111,3	120,49
DALLE PLEINE	155,30	675,21	4,35	27964,22	180,07
POUTRE	47,51	251,33	5,29	9905,84	208,50
ESCALIER	4,02	30,03	7,47	329,35	81,93
BALCONS	11,38	93,32	8,20	797,51	70,08
ETAGE 6					
VOILE CONTRVOT	117,12	648,00	5,53	14111,3	120,49
DALLE PLEINE	155,30	675,21	4,35	27964,22	180,07
POUTRE	47,51	251,33	5,29	9905,84	208,50
ESCALIER	4,02	30,03	7,47	329,35	81,93
BALCONS	11,38	93,32	8,20	797,51	70,08
ETAGE 7					
VOILE CONTRVOT	117,12	648,00	5,53	14111,3	120,49
DALLE PLEINE	155,30	675,21	4,35	27964,22	180,07
POUTRE	47,51	251,33	5,29	9905,84	208,50
ESCALIER	4,02	30,03	7,47	329,35	81,93
BALCONS	11,38	93,32	8,20	797,51	70,08
ETAGE 8					
VOILE CONTRVOT	117,12	648,00	5,53	14111,3	120,49
DALLE PLEINE	155,30	675,21	4,35	27964,22	180,07
POUTRE	47,51	251,33	5,29	9905,84	208,50
ESCALIER	4,02	30,03	7,47	329,35	81,93
BALCONS	11,38	93,32	8,20	797,51	70,08
ETAGE 9					
VOILE CONTRVOT	117,12	648,00	5,53	14111,3	120,49
DALLE PLEINE	155,30	675,21	4,35	27964,22	180,07
POUTRE	47,51	251,33	5,29	9905,84	208,50
ESCALIER	4,02	30,03	7,47	329,35	81,93
BALCONS	11,38	93,32	8,20	797,51	70,08
ETAGE 10					
VOILE CONTRVOT	117,12	648,00	5,53	14111,3	120,49
DALLE PLEINE	155,30	675,21	4,35	27964,22	180,07
POUTRE	47,51	251,33	5,29	9905,84	208,50
ESCALIER	4,02	30,03	7,47	329,35	81,93
BALCONS	11,38	93,32	8,20	797,51	70,08
ETAGE 11					
VOILE CONTRVOT	117,12	648,00	5,53	14111,3	120,49
DALLE PLEINE	155,30	675,21	4,35	27964,22	180,07

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

POUTRE	47,51	251,33	5,29	9905,84	208,50
ESCALIER	4,02	30,03	7,47	329,35	81,93
BALCONS	11,38	93,32	8,20	797,51	70,08
ETAGE 12					
VOILE CONTRVOT	117,12	648,00	5,53	14111,3	120,49
DALLE PLEINE	155,30	675,21	4,35	27964,22	180,07
POUTRE	47,51	251,33	5,29	9905,84	208,50
ESCALIER	4,02	30,03	7,47	329,35	81,93
BALCONS	11,38	93,32	8,20	797,51	70,08
ETAGE 13					
VOILE CONTRVOT	117,12	648,00	5,53	14111,3	120,49
DALLE PLEINE	155,30	675,21	4,35	27964,22	180,07
POUTRE	47,51	251,33	5,29	9905,84	208,50
ESCALIER	4,02	30,03	7,47	329,35	81,93
BALCONS	11,38	93,32	8,20	797,51	70,08
ETAGE 14					
VOILE CONTRVOT	117,12	648,00	5,53	14111,3	120,49
DALLE PLEINE	155,30	675,21	4,35	27964,22	180,07
POUTRE	47,51	251,33	5,29	9905,84	208,50
ESCALIER	4,02	30,03	7,47	329,35	81,93
BALCONS	11,38	93,32	8,20	797,51	70,08
ETAGE 15					
VOILE CONTRVOT	117,12	648,00	5,53	14111,3	120,49
DALLE PLEINE	155,30	675,21	4,35	27964,22	180,07
POUTRE	47,51	251,33	5,29	9905,84	208,50
ESCALIER	4,02	30,03	7,47	329,35	81,93
BALCONS	11,38	93,32	8,20	797,51	70,08
ETAGE 16					
VOILE CONTRVOT	27,83	173,84	6,25	3353,24	120,49
DALLE PLEINE	9,00	50,55	5,62	1620,63	180,07
ACROTERE	20,29	128,16	6,32	1393,84	68,70

Tableau 7.1 : Résumé de métré.

7.5. Planning :

Il est d'abord une analyse des opérations qui doit porter à la fois sur l'ordre de succession (enclenchement) des diverses tâches élémentaires et sur la durée de chacune d'entre elles. Cet ordre pourra varier légèrement suivant les conditions particulières des programmes à réaliser, et parfois suivant les procédés de mise en œuvre propre aux entreprises, mais quoi qu'il en soit, le planning visera toujours à :

Assurer la continuité des équipes pour le gros-œuvre

Assurer la continuité des corps d'état secondaires pour le programme général.

Il réalisera cet objectif par l'analyse systématique des liaisons logiques d'origines techniques. Quelques constantes dans le planning :

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

Penser aux périodes de ralentissement de l'activité (congrés ou intempéries)

Penser aux étapes clefs : mise hors d'eau, hors d'air (le clos et le couvert)

On a utilisé le logiciel MS Project

N°	WBS	Non de la tâche	Durée	Début	fin	Prédécesseurs
1	1	Projet R+16+	255 jours	Mer 01/06/22	Jeu 13/07/23	
2	1.1	Infrastructure	43jours	Mer 01/06/22	Mar 09/08/22	
3	1.1.1	Fondation	7 jours	Mer 01/06/22	Ven 10/06/22	
4	1.1.1.1	BP	1 jour	Mer 01/06/22	Jeu 02/06/22	
5	1.1.1.2	Radier	5 jours	Ven 03/06/22	Ven 10/06/22	4FD+1 jour
6	1.1.2	Sous-sol3	9 jours	Jeu 16/06/22	Jeu 30/06/22	3FD+3 jours
7	1.1.2.1	Voile périphérique	3 jours	Jeu 16/06/22	Mar 21/06/22	5FD+3 jours
8	1.1.2.2	Voile	3 jours	Jeu 16/06/22	Mar 21/06/22	7DD
9	1.1.2.3	Dalle plein	6 jours	Mar 21/06/22	Jeu 30/06/22	8
10	1.1.2.4	Poutre	6 jours	Mar 21/06/22	Jeu 30/06/22	9DD
11	1.1.2.5	Escalier	2 jours	Mar 28/06/22	Jeu 30/06/22	9FF
12	1.1.3	Sous-sol2	9 jours	Mer 06/07/22	Mer 20/07/22	6FD+3 jours
13	1.1.3.1	Voile périphérique	3 jours	Mer 06/07/22	Lun 11/07/22	11FD+3 jours
14	1.1.3.2	Voile	3 jours	Mer 06/07/22	Lun 11/07/22	13DD
15	1.1.3.3	Dalle plein	6 jours	Lun 11/07/22	Mer 20/07/22	14
16	1.1.3.4	Poutre	6 jours	Lun 11/07/22	Mer 20/07/22	15DD
17	1.1.3.5	Escalier	2 jours	Lun 18/07/22	Mer 20/07/22	15FF
18	1.1.4	Sous-sol1	9 jours	Mar 26/07/22	Mar 09/08/22	12FD+3 jours
19	1.1.4.1	Voile périphérique	3 jours	Mar 26/07/22	Ven 29/07/22	17FD+3 jours
20	1.1.4.2	Voile	3 jours	Mar 26/07/22	Ven 29/07/22	19DD
21	1.1.4.3	Dalle plein	6 jours	Ven 29/07/22	Mar 09/08/22	20
22	1.1.4.4	Poutre	6 jours	Ven 29/07/22	Mar 09/08/22	21DD
23	1.1.4.5	Escalier	2 jours	Ven 05/08/22	Mar 09/08/22	21FF
24	1.2	Superstructure	209 jours	Lun 15/08/22	Jeu 13/07/23	18
25	1.2.1	RDS	9 jours	Lun 15/08/22	Lun 29/08/22	18FD+3 jours
26	1.2.1.1	Voile	3 jours	Lun 15/08/22	Jeu 18/08/22	23FD+3 jours
27	1.2.1.2	Dalle plein	6 jours	Jeu 18/08/22	Lun 29/08/22	26
28	1.2.1.3	Poutre	6 jours	Jeu 18/08/22	Lun 29/08/22	27DD
29	1.2.1.4	Escalier	2 jours	Jeu 25/08/22	Lun 29/08/22	28FF

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

30	1.2.2	Mezzanine	9 jours	Jeu 01/09/22	Jeu 15/09/22	25FD+3 jours
31	1.2.2.1	Voile	3 jours	Jeu 01/09/22	Mer 07/09/22	29FD+3 jours
32	1.2.2.2	Dalle plein	6 jours	Mer 07/09/22	Jeu 15/09/22	31
33	1.2.2.3	Poutre	6 jours	Mer 07/09/22	Jeu 15/09/22	32DD
34	1.2.2.4	Escalier	2 jours	Mar 13/09/22	Jeu 15/09/22	33FF
35	1.2.3	Etége1	9 jours	Mer 21/09/22	Mer 05/10/22	30FD+3 jours
36	1.2.3.1	Voile	3 jours	Mer 21/09/22	Lun 26/09/22	34FD+3 jours
37	1.2.3.2	Dalle plein	6 jours	Lun 26/09/22	Mer 05/10/22	36
38	1.2.3.3	Poutre	6 jours	Lun 26/09/22	Mer 05/10/22	37DD
39	1.2.3.4	Escalier	2 jours	Lun 03/10/22	Mer 05/10/22	38FF
40	1.2.4	Etége2	9 jours	Mar 11/10/22	Mar 25/10/22	35FD+3 jours
41	1.2.4.1	Voile	3 jours	Mar 11/10/22	Ven 14/10/22	39FD+3 jours
42	1.2.4.2	Dalle plein	6 jours	Ven 14/10/22	Mar 25/10/22	41
43	1.2.4.3	Poutre	6 jours	Ven 14/10/22	Mar 25/10/22	42DD
44	1.2.4.4	Escalier	2 jours	Ven 21/10/22	Mar 25/10/22	43FF
45	1.2.5	Etége3	9 jours	Ven 28/10/22	Lun 14/11/22	40FD+3 jours
46	1.2.5.1	Voile	3 jours	Ven 28/10/22	Jeu 03/11/22	44FD+3 jours
47	1.2.5.2	Dalle plein	6 jours	Jeu 03/11/22	Lun 14/11/22	46
48	1.2.5.3	Poutre	6 jours	Jeu 03/11/22	Lun 14/11/22	47DD
49	1.2.5.4	Escalier	2 jours	Mer 09/11/22	Lun 14/11/22	48FF
50	1.2.6	Etége4	9 jours	Jeu 17/11/22	Jeu 01/12/22	45FD+3 jours
51	1.2.6.1	Voile	3 jours	Jeu 17/11/22	Mar 22/11/22	49FD+3 jours
52	1.2.6.2	Dalle plein	6 jours	Mer 23/11/22	Jeu 01/12/22	51
53	1.2.6.3	Poutre	6 jours	Mer 23/11/22	Jeu 01/12/22	52DD
54	1.2.6.4	Escalier	2 jours	Mar 29/11/22	Jeu 01/12/22	53FF
55	1.2.7	Etége5	9 jours	Mer 07/12/22	Mer 21/12/22	50FD+3 jours
56	1.2.7.1	Voile	3 jours	Mer 07/12/22	Lun 12/12/22	54FD+3 jours
57	1.2.7.2	Dalle plein	6 jours	Lun 12/12/22	Mer 21/12/22	56
58	1.2.7.3	Poutre	6 jours	Lun 12/12/22	Mer 21/12/22	57DD
59	1.2.7.4	Escalier	2 jours	Lun 19/12/22	Mer 21/12/22	58FF
60	1.2.8	Etége6	9 jours	Mar 27/12/22	Mar 10/01/23	55FD+3 jours
61	1.2.8.1	Voile	3 jours	Mar 27/12/22	Ven 30/12/22	59FD+3 jours
62	1.2.8.2	Dalle plein	6 jours	Ven 30/12/22	Mar 10/01/23	61
63	1.2.8.3	Poutre	6 jours	Ven 30/12/22	Mar 10/01/23	62DD
64	1.2.8.4	Escalier	2 jours	Ven 06/01/23	Mar 10/01/23	63FF

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

65	1.2.9	Etége7	9 jours	Ven 13/01/23	Ven 27/01/23	60FD+3 jours
66	1.2.9.1	Voile	3 jours	Ven 13/01/23	Jeu 19/01/23	64FD+3 jours
67	1.2.9.2	Dalle plein	6 jours	Jeu 19/01/23	Ven 27/01/23	66
68	1.2.9.3	Poutre	6 jours	Jeu 19/01/23	Ven 27/01/23	67DD
69	1.2.9.4	Escalier	2 jours	Mer 25/01/23	Ven 27/01/23	68FF
70	1.2.10	Etége8	9 jours	Jeu 02/02/23	Jeu 16/02/23	65FD+3 jours
71	1.2.10.1	Voile	3 jours	Jeu 02/02/23	Mar 07/02/23	69FD+3 jours
72	1.2.10.2	Dalle plein	6 jours	Mar 07/02/23	Jeu 16/02/23	71
73	1.2.10.3	Poutre	6 jours	Mar 07/02/23	Jeu 16/02/23	72DD
74	1.2.10.4	Escalier	2 jours	Mar 14/02/23	Jeu 16/02/23	73FF
75	1.2.11	Etége9	9 jours	Mer 22/02/23	Mer 08/03/23	70FD+3 jours
76	1.2.11.1	Voile	3 jours	Mer 22/02/23	Lun 27/02/23	74FD+3 jours
77	1.2.11.2	Dalle plein	6 jours	Lun 27/02/23	Mer 08/03/23	76
78	1.2.11.3	Poutre	6 jours	Lun 27/02/23	Mer 08/03/23	77DD
79	1.2.11.4	Escalier	2 jours	Lun 06/03/23	Mer 08/03/23	78FF
80	1.2.12	Etége10	9 jours	Lun 13/03/23	Mar 28/03/23	75FD+3 jours
81	1.2.12.1	Voile	3 jours	Lun 13/03/23	Ven 17/03/23	79FD+3 jours
82	1.2.12.2	Dalle plein	6 jours	Ven 17/03/23	Mar 28/03/23	81
83	1.2.12.3	Poutre	6 jours	Ven 17/03/23	Mar 28/03/23	82DD
84	1.2.12.4	Escalier	2 jours	Jeu 23/03/23	Mar 28/03/23	83FF
85	1.2.13	Etége11	9 jours	Ven 31/03/23	Ven 14/04/23	80FD+3 jours
86	1.2.13.1	Voile	3 jours	Ven 31/03/23	Mer 05/04/23	84FD+3 jours
87	1.2.13.2	Dalle plein	6 jours	Jeu 06/04/23	Ven 14/04/23	86
88	1.2.13.3	Poutre	6 jours	Jeu 06/04/23	Ven 14/04/23	87DD
89	1.2.13.4	Escalier	2 jours	Mer 12/04/23	Ven 14/04/23	88FF
90	1.2.14	Etége12	9 jours	Jeu 20/04/23	Jeu 04/05/23	85FD+3 jours
91	1.2.14.1	Voile	3 jours	Jeu 20/04/23	Mar 25/04/23	89FD+3 jours
92	1.2.14.2	Dalle plein	6 jours	Mar 25/04/23	Jeu 04/05/23	91
93	1.2.14.3	Poutre	6 jours	Mar 25/04/23	Jeu 04/05/23	92DD
94	1.2.14.4	Escalier	2 jours	Mar 02/05/23	Jeu 04/05/23	93FF
95	1.2.15	Etége13	9 jours	Mer 10/05/23	Mer 24/05/23	90FD+3 jours
96	1.2.15.1	Voile	3 jours	Mer 10/05/23	Lun 15/05/23	94FD+3 jours
97	1.2.15.2	Dalle plein	6 jours	Lun 15/05/23	Mer 24/05/23	96
98	1.2.15.3	Poutre	6 jours	Lun 15/05/23	Mer 24/05/23	97DD
99	1.2.15.4	Escalier	2 jours	Lun 22/05/23	Mer 24/05/23	98FF
101	1.2.16	Etége14	9 jours	Lun 29/05/23	Lun 12/06/23	95FD+3 jours

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

101	1.2.16.1	Voile	3 jours	Lun 29/05/23	Ven 02/06/23	99FD+3 jours
102	1.2.16.2	Dalle plein	6 jours	Ven 02/06/23	Lun 12/06/23	101
103	.2.16.3	Poutre	6 jours	Ven 02/06/23	Lun 12/06/23	102DD
104	1.2.16.4	Escalier	2 jours	Jeu 08/06/23	Lun 12/06/23	103FF
105	1.2.17	Etége15	9 jours	Ven 16/06/23	Ven 30/06/23	100FD+3 jours
106	1.2.17.1	Voile	3 jours	Ven 16/06/23	Mer 21/06/23	104FD+3 jours
107	1.2.17.2	Dalle plein	6 jours	Mer 21/06/23	Ven 30/06/23	106
108	1.2.17.3	Poutre	6 jours	Mer 21/06/23	Ven 30/06/23	107DD
109	1.2.17.4	Escalier	2 jours	Mer 28/06/23	Ven 30/06/23	108FF
110	1.2.18	Etége16	5 jours	Jeu 06/07/23	Jeu 13/07/23	105FD+3 jours
111	1.2.18.1	Voile	3 jours	Jeu 06/07/23	Mar 11/07/23	109FD+3 jours
112	1.2.18.2	Dalle plein	2 jours	Mar 11/07/23	Jeu 13/07/23	111
113	1.2.18.3	Acrotère	3 jours	Jeu 06/07/23	Mar 11/07/23	111DD

Tableau 7.2 : Planning

DIAGRAMME DE GANTT						
	Mode	WBS	Nom de la tâche	Durée	Début	Fin
1		1	▲ projet R+16	255,38 jours	Mer 01/06/22	Jeu 13/07/23
2		1.1	▲ Infrastructure	43,38 jours	Mer 01/06/22	Mar 08/07/23
3		1.1.1	▷ Fondation	7 jours	Mer 01/06/22	Ven 10/06/22
6		1.1.2	▷ Sous-sol3	9 jours	Jeu 16/06/22	Jeu 30/06/22
12		1.1.3	▷ Sous-sol2	9 jours	Mer 06/07/22	Mer 21/07/22
18		1.1.4	▷ Sous-sol1	9 jours	Mar 26/07/22	Mar 06/08/22
24		1.2	▲ Superstructure	209 jours	Lun 15/08/22	Jeu 13/07/23
25		1.2.1	▷ Rds	9 jours	Lun 15/08/22	Lun 29/08/22
30		1.2.2	▷ Mezanine	9 jours	Jeu 01/09/22	Jeu 15/09/22
35		1.2.3	▷ Etége1	9 jours	Mer 21/09/22	Mer 05/10/22
40		1.2.4	▷ Etége2	9 jours	Mar 11/10/22	Mar 25/10/22
45		1.2.5	▷ Etége3	9 jours	Ven 28/10/22	Lun 14/11/22
50		1.2.6	▷ Etége4	9 jours	Jeu 17/11/22	Jeu 01/12/22
55		1.2.7	▷ Etége5	9 jours	Mer 07/12/22	Mer 21/12/22
60		1.2.8	▷ Etége6	9 jours	Mar 27/12/22	Mar 10/01/23
65		1.2.9	▷ Etége7	9 jours	Ven 13/01/23	Ven 27/01/23
70		1.2.10	▷ Etége8	9 jours	Jeu 02/02/23	Jeu 16/02/23
75		1.2.11	▷ Etége9	9 jours	Mer 22/02/23	Mer 06/03/23
80		1.2.12	▷ Etége10	9 jours	Lun 13/03/23	Mar 28/03/23
85		1.2.13	▷ Etége11	9 jours	Ven 31/03/23	Ven 14/04/23
90		1.2.14	▷ Etége12	9 jours	Jeu 20/04/23	Jeu 04/05/23
95		1.2.15	▷ Etége13	9 jours	Mer 10/05/23	Mer 24/05/23
100		1.2.16	▷ Etége14	9 jours	Lun 29/05/23	Lun 12/06/23
105		1.2.17	▷ Etége15	9 jours	Ven 16/06/23	Ven 30/06/23
110		1.2.18	▷ Etége16	5 jours	Jeu 06/07/23	Jeu 13/07/23

7.6. Devis :

Les devis et marchés en matière de construction sont, dans un sens général, l'ensemble des conventions qui interviennent entre le propriétaire et les constructeurs, pour régler le mode d'exécution d'une construction déterminée

Le devis comprend deux parties :

7.6.1. Le devis descriptif :

Qui indique en détail la position et les dimensions générales de la construction, les distributions et les dimensions particulières, la nature, la qualité, la quantité et le mode d'emploi des matériaux, et enfin le mode d'exécution des travaux.

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

7.6.2. Le devis estimatif :

Qui énonce le prix détaillé de tous les matériaux et de la main-d'œuvre, et se termine par un résumé exprimant le prix total de la construction, si elle est faite à forfait. Après avoir établi les plans et devis, le propriétaire et l'architecte dressent le Marché. C'est un acte contenant les clauses et conditions générales, suivant lesquelles le propriétaire et l'entrepreneur qui sera choisi s'engageront, chacun de son côté, à exécuter les travaux conformément aux plans et devis qui demeureront annexés au marché. Les devis et le marché, réunis ensemble, constituent ce qu'on appelle le Cahier des charges

Et se fait en deux étapes : Ilot infrastructure, Ilot superstructure

7.7. Prix unitaire :

Le calcul du coût unitaire utilise la méthode des coûts. Le coût unitaire, aussi appelé coût de revient ou prix de revient, est obtenu par la division du coût de production total par le nombre total d'unités produites. Pour calculer le coût de production total, il suffit d'additionner les charges directes et indirectes.

Ainsi, la formule du coût unitaire, est la suivante : $\text{Coût de production unitaire} = \frac{\text{Coût de production total}}{\text{Quantité totale produite}}$.

Il permet notamment de calculer le coût minimal d'un produit donné afin de permettre à l'entreprise de prendre en charge facilement le coût de production. Cette condition est nécessaire pour réaliser un bon chiffre d'affaires et faire en sorte que les finances de l'entreprise soient saines. Le prix unitaire rentre aussi dans la fiche de stock.

Pour le devis on a utilisé un logiciel de calcul **cype** :

CYPECAD est un logiciel réalisant le calcul et le dimensionnement des structures en béton armé et métalliques, soumises à des actions horizontales et verticales, pour la construction de logements, de bâtiments et de projets de génie civil.

Pour cela ont dû passer par des différentes étapes :

7.7.1. Etape 1 :

Création d'une base de données conforme à notre étude cette base de données est passée par différentes tâches :

❖ Lancement du logiciel

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

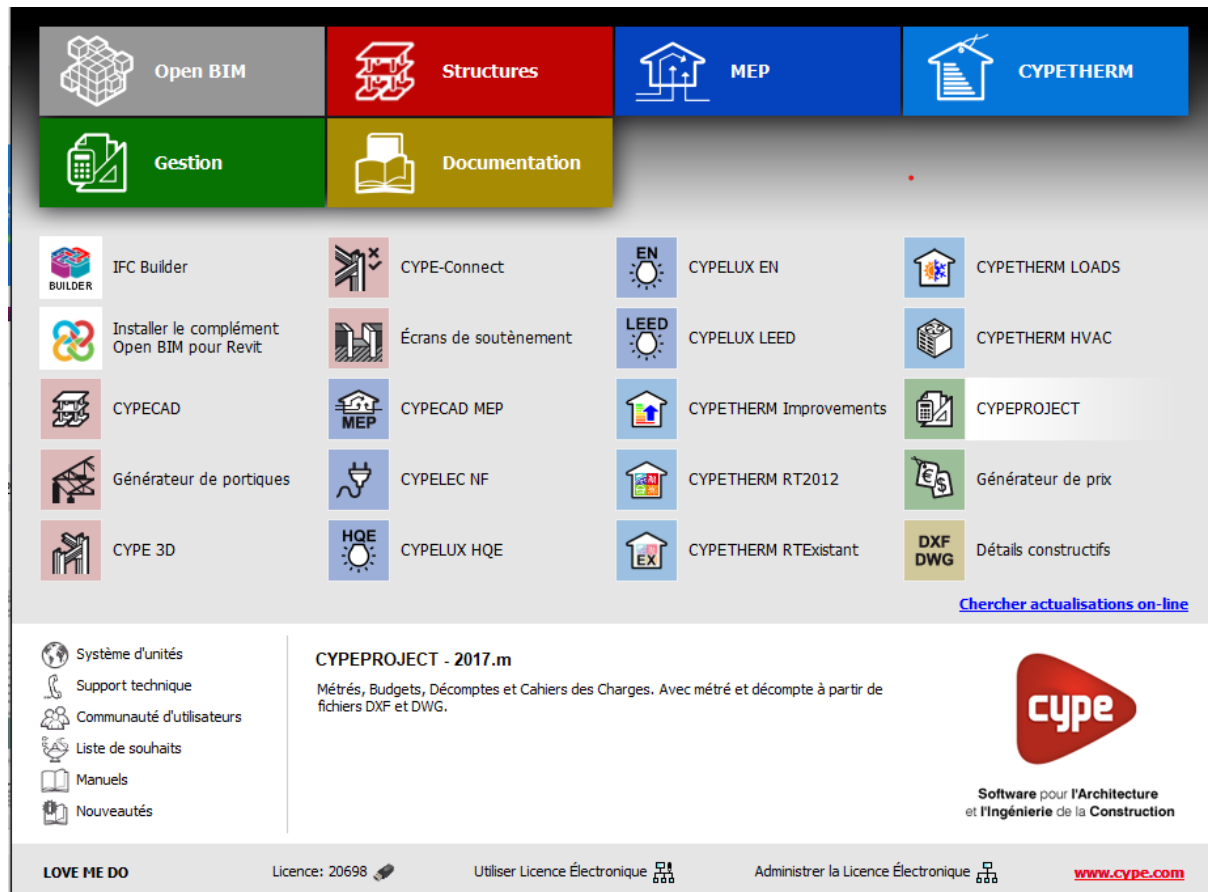
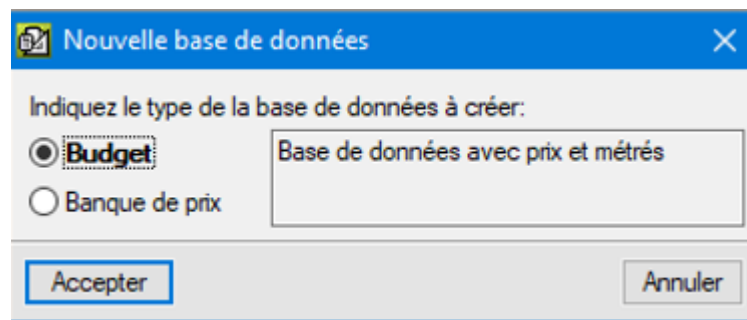


Figure 7.3 : Lancement du logiciel.

Sélection de fenêtre CYPEROJECT pour lancement de logiciel

- ❖ Création d'une nouvelle base de données



Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

Figure 7.4 : Création d'une nouvelle base de données.

Sélection de fenêtre Budget

❖ Générateur de prix

The screenshot shows the 'Données nouveau budget' window with the 'Générateur de prix' tab selected. The window contains the following elements:

- Repository:** C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT
- Budget:** AYAD PROM
- Description:** (empty field)
- Bank of prices by default:** (empty field)
- Use the price generator:** ☒
- Generator of prices:** Type de projet, Décimales, Pourcentages, Mode d'édition, Unités d'ouvrage sans décomposition, Données avant signature
- Construction new:** ☒ (selected), ☐ Rénovation, ☐ Espaces urbains
- Location:** France, Maroc, Mali, Algérie (selected), Cameroun, République du Congo, Gabon, Côte d'Ivoire, Sénégal
- Price generator:** Générateur de prix de la construction. Comprend des prix décomposés et des informations commerciales sur les produits des fabricants.
- Module acquisition:** ☒ Module acquis avec votre licence. Vous pourrez importer directement les parties. ☐ Module non acquis avec votre licence. Vous pouvez seulement l'utiliser pour consulter des prix et des décompositions.
- Buttons:** Accepter, Valeurs d'installation, Annuler

Figure 7.5 : Générateur de prix.

❖ Type du projet

The screenshot shows the 'Données nouveau budget' window with the 'Type de projet' tab selected. The window contains the following elements:

- Repository:** C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT
- Budget:** AYAD PROM
- Description:** (empty field)
- Bank of prices by default:** (empty field)
- Use the price generator:** ☒
- Generator of prices:** Type de projet, Décimales, Pourcentages, Mode d'édition, Unités d'ouvrage sans décomposition, Données avant signature
- Type de projet:** ☐ Pour l'Administration Publique, ☒ De promotion privée
- Structure de prix pour le contrat d'exécution d'ouvrage:** ☒ Structure de prix du budget, ☐ Structure de prix de vente
- Information:** Établit le type de structure de prix pour le contrat de travaux pour adapter les présentations de colonnes et définir quel prix doit être utilisé dans les décomptes de l'ouvrage.
- Buttons:** Accepter, Valeurs d'installation, Annuler

Figure 7.6 : Type du projet.

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

❖ Décimales

The screenshot shows the 'Données nouveau budget' dialog box with the 'Décimales' tab selected. The 'Répertoire' field is set to 'C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT' and the 'Budget' field is 'AYAD PROM'. The 'Description' field is empty. The 'Banque de prix par défaut' field is empty. The 'Utilise le générateur de prix' checkbox is checked. The 'Générateur de prix' tab is selected in the bottom navigation bar. The 'Décimales' section contains the following settings:

Décimales mètres/rendements		Décimales montants	
Colonne num. unités (DN):	☐ Arrondir 9	Rendement x prix (DI):	☒ Arrondir 2
Dimensions mètres (DD):	☒ Arrondir 2	Métré x coût (DM):	☒ Arrondir 2
Sous-total/Total mètres (DS):	☒ Arrondir 2		
Rendement décomposition (DR):	☒ Arrondir 2		
Décimales pourcentage de marge:	☒ Arrondir 2		

The 'Délais' section contains the following settings:

Délais	
Prix de concept (DP):	☒ Arrondir 3
Coût unités d'ouvrage (DC):	☒ Arrondir 2

The 'Enregistrer comme options par défaut' checkbox is unchecked. The 'Accepter' button is highlighted in blue. The 'Valeurs d'installation' and 'Annuler' buttons are also visible.

Figure 7.7 : Décimales.

❖ Pourcentages

The screenshot shows the 'Données nouveau budget' dialog box with the 'Pourcentages' tab selected. The 'Répertoire' field is set to 'C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT' and the 'Budget' field is 'AYAD PROM'. The 'Description' field is empty. The 'Banque de prix par défaut' field is empty. The 'Utilise le générateur de prix' checkbox is checked. The 'Générateur de prix' tab is selected in the bottom navigation bar. The 'Pourcentages' section contains the following settings:

Pourcentages	
Coûts indirects de budget:	0,00000
Coûts indirects de vente:	0,00000
Coûts indirects d'étude:	0,00000
Frais généraux:	0,00000
Bénéfice industriel:	0,00000
Impôts:	0,00000
Nom de l'impôt:	TVA

The 'Enregistrer comme options par défaut' checkbox is unchecked. The 'Accepter' button is highlighted in blue. The 'Valeurs d'installation' and 'Annuler' buttons are also visible.

Figure 7.8 : Pourcentages.

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

❖ Mode d'édition

Données nouveau budget

Répertoire: C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT 1

Budget: AYAD PROM ☐ Créer répertoire propre

Description:

☐ Banque de prix par défaut 2

☒ Utilise le générateur de prix

Générateur de prix | Type de projet | Décimales | Pourcentages | **Mode d'édition** | Unités d'ouvrage sans décomposition | Données avant signature

☐ Normal

☒ **Insertion** Niveaux de chapitres 1

☒ Enregistrer l'état de visualisation de l'arbre

☐ Enregistrer comme options par défaut

Accepter Valeurs d'installation Annuler

❖ Unités d'ouvrage sans décomposition

Données nouveau budget

Répertoire: C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT 1

Budget: AYAD PROM ☐ Créer répertoire propre

Description:

☐ Banque de prix par défaut 2

☒ Utilise le générateur de prix

Générateur de prix | Type de projet | Décimales | Pourcentages | **Unités d'ouvrage sans décomposition** | Données avant signature

Appliquer coûts indirects

☒ Structure de prix du budget

☐ Structure de prix de vente

☒ Structure de prix d'étude

Doit figurer dans les listes du type:

☒ Cadre de prix n°1

☒ Cadres de prix n°2

☒ Justification des prix

☒ Mètre

☐ Enregistrer comme options par défaut

Accepter Valeurs d'installation Annuler

Figure 7.10 : Unités d'ouvrage sans décomposition.

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

❖ Données avant signature

The screenshot shows a software window titled "Données nouveau budget" with a close button (X) in the top right corner. The window contains several input fields and checkboxes. At the top, there are two numbered icons (1 and 2) with folder icons. Below them is a "Description:" label followed by a text input field. A checkbox labeled "Banque de prix par défaut" is present. Below that is a checked checkbox "Utilise le générateur de prix". A tabbed interface is visible with tabs: "Générateur de prix", "Type de projet", "Décimales", "Pourcentages", "Mode d'édition", "Unités d'ouvrage sans décomposition", and "Données avant signature" (which is the active tab). Under the active tab, there are three text input fields: "Localité et date du projet:" with the value "1/6/2022", "Titre du premier signataire:" with the value "Bahar Sadek", and "Nom du premier signataire:" with the value "Ayad Mohamed cherif". Below these is a label "Bloc pour le reste des signatures:" followed by a large empty text area with a vertical scrollbar. At the bottom of the window, there is a checkbox "Enregistrer comme options par défaut", and three buttons: "Accepter", "Valeurs d'installation", and "Annuler".

Données nouveau budget

Répertoire: C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT 1

Budget: AYAD PROM ☐ Créer répertoire propre

Description:

☐ Banque de prix par défaut 2

☒ Utilise le générateur de prix

Générateur de prix | Type de projet | Décimales | Pourcentages | Mode d'édition | Unités d'ouvrage sans décomposition | Données avant signature

Localité et date du projet: 1/6/2022

Titre du premier signataire: Bahar Sadek

Nom du premier signataire: Ayad Mohamed cherif

Bloc pour le reste des signatures:

☐ Enregistrer comme options par défaut

Accepter Valeurs d'installation Annuler

Figure 7.11 : Données avant signature.

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

❖ La sélection de l'emplacement du projet

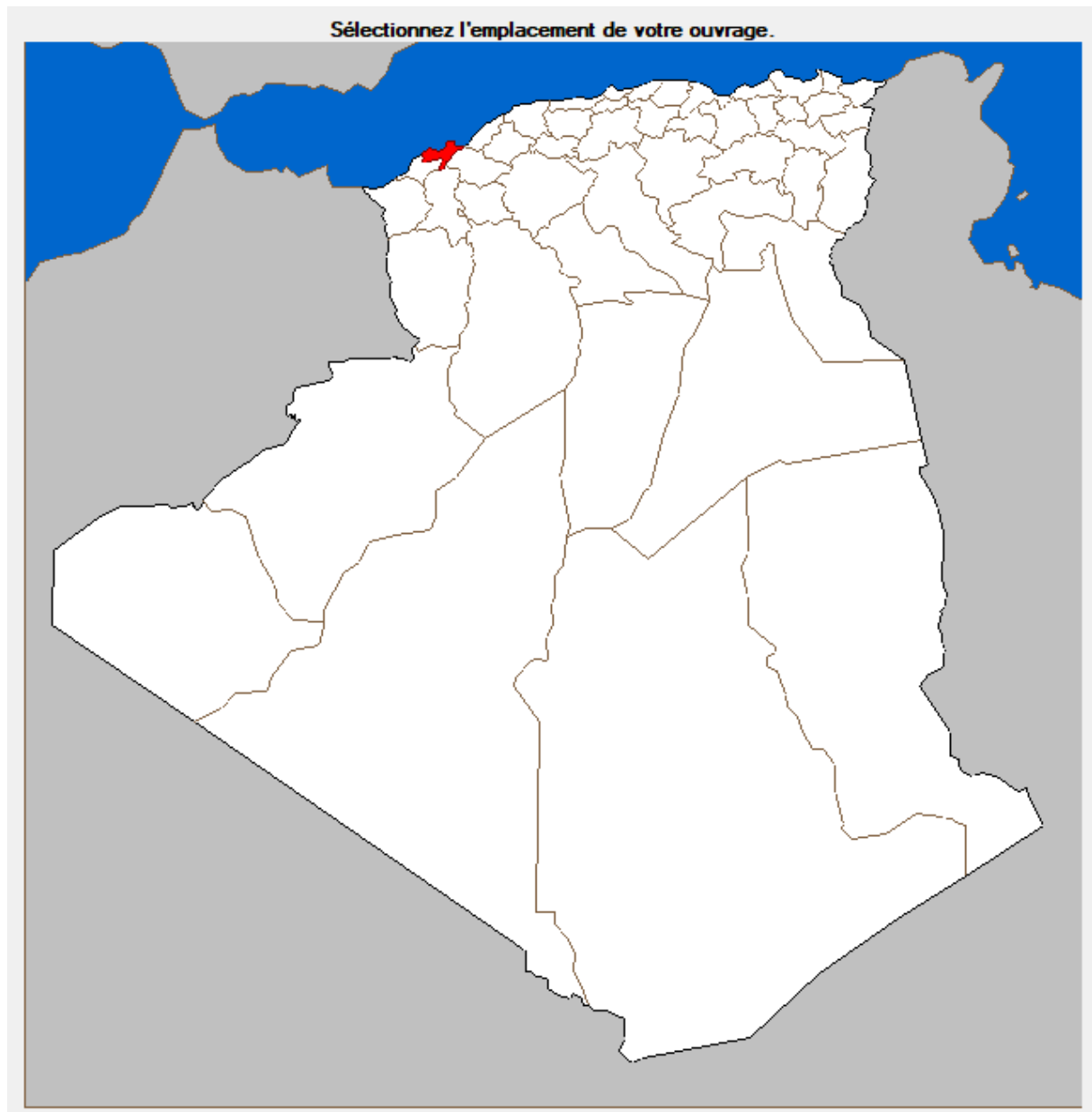


Figure 7.12 : La sélection de l'emplacement du projet.

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

❖ Générateur de prix

 Générateur de prix. Dernière actualisation: Avril 2017. Configuration

Emplacement:

L'un des objectifs principaux du Générateur de prix est d'offrir le coût le plus juste possible d'une partie de l'ouvrage. Dans cette fenêtre, vous devrez choisir les paramètres qui se rapprochent le plus des caractéristiques de votre ouvrage. Plus ce choix se rapproche de la réalité de votre ouvrage, plus les prix générés seront proches de ceux du marché.
Toutes les possibilités disponibles pour chaque paramètre possèdent une aide (bouton "?" en haut à droite de la fenêtre) dans laquelle sont indiquées des caractéristiques objectives qui vous permettront de classer correctement votre ouvrage.

Surface totale construite	944,32 m ²	Nombre de niveaux hors sol	6
Surface du niveau type	687,89 m ²	Nombre de niveaux en sous-sol	1

Accessibilité

☐ Très bonne

☒ **Bonne**

☐ Normale

☐ Difficulté moyenne

☐ Difficulté élevée

Topographie

☐ Plate

☒ **Avec dénivelés minimaux**

☐ Avec dénivelés marqués

☐ Accidentée

☐ Très accidentée

Marché

☐ En hausse

☐ Croissance modérée

☒ **Croissance soutenue(normale)**

☐ Récession modérée

☐ Récession marquée(crise)

Type de projet

☐ Logement individuel

☐ Maisons en bande

☒ **Bâtiment collectif**

☐ Autres utilisations

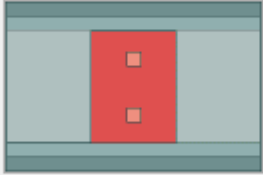
Situation

☒ **Mitoyenne**

☐ En biseau

☐ Isolée

Géométrie du niveau



Distance à la décharge autorisée km

Coefficients constants et variables dans la décomposition d'une unité d'ouvrage

Dans la décomposition d'une partie d'ouvrage, il existe des coefficients constants et d'autres variables. Le prix de la main d'oeuvre est fixé par convention et ne dépend que de la zone géographique. Dans une même partie, la quantité des matériaux ne dépend d'aucun des coefficients présents dans cette fenêtre. Les autres valeurs de la décomposition (rendement et prix de main d'oeuvre et de machinerie) dépendent des paramètres qui sont quantifiés ici.

Figure 7.13 : Générateur de prix .

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

❖ Données supplémentaires

Données supplémentaires

☒ Génération de l'arbre des chapitres, des sous-chapitres et des paragraphes

Sélectionnez le niveau désiré:

☐ Un niveau (seulement chapitres)

☐ Deux niveaux (chapitres et sous-chapitres)

☒ **Trois niveaux (chapitres, sous-chapitres et paragraphes)**

Documents à générer

✓ ☐ Seulement budget

✓ ☒ **Budget et Cahier des charges**

✓ ☒ Évaluation d'entretien décennal

✓ ☒ Mémoire graphique des matériaux

✓ ☒ Fiches de prévention des risques

✓ ☒ Schéma d'organisation et de gestion des déchets

✓ ☒ Étude d'impact environnemental

Détails constructifs:

✓ ☒ Distribution et évacuation des eaux

✓ ☒ Systèmes d'isolation

✓ ☒ Toitures terrasses

✓ ☒ Protections collectives

✓ ☒ Systèmes d'imperméabilisation

Détail des parties

Les parties sont décrites en détail dans le Cahier des clauses techniques particulières, dans le paragraphe Prescriptions relatives à l'exécution par unité d'ouvrage.

✓ Module acquis avec votre licence. ✗ Module non acquis avec votre licence.

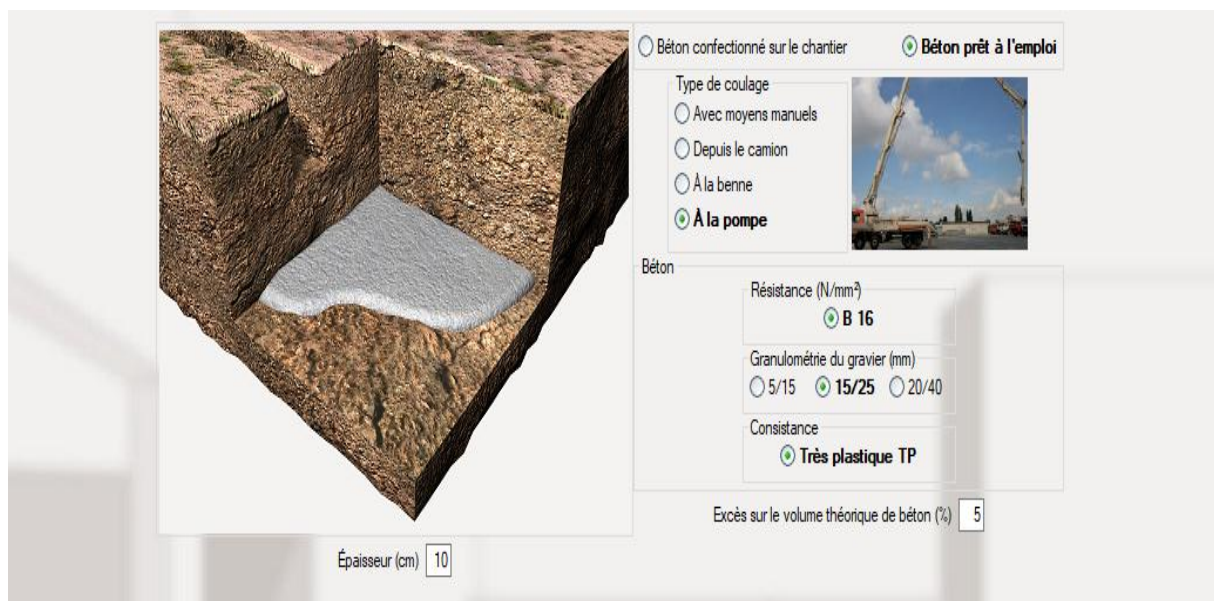
Accepter

Figure 7.14 : Données supplémentaires.

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

7.7.2. Etape 2

Après la création de notre base de données on a importé depuis un format C.S.V qu'on a déjà travaillé sur avec un logiciel ms Project qui nous a donnée des différentes taches de notre projet y compris la quantité du béton.



7.7.3. BETON DE PROPRETE

On a pris un béton prêt a l'emploi et le coulage a la pompe avec un béton a résistance b 16 le granulats 15/22 et la consistance très plastique

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

Béton Acier Séparateurs Coffrage

☐ Béton confectionné sur le chantier ☒ **Béton prêt à l'emploi**

Type de coulage

☐ Avec moyens manuels

☐ À la benne

☒ **À la pompe**

Type d'environnement

☐ Sec ☒ **Humide** ☐ Marin ☐ Avec risque d'attaque chimique

Classe d'environnement

☒ **2a** ☐ 2b¹ ☐ 2b² ☐ 3

Résistance (N/mm²)

☐ B 20 ☐ B 25 ☒ **B 30** ☐ B 35 ☐ B 40 ☐ B 45

Granulométrie du gravier (mm)

☐ 5/15 ☒ **15/25**

Consistance

☒ **Fluide FI**

Avec additif hydrofuge

☒ **Non** ☐ Oui

Excès sur le volume théorique de béton (%)

7.7.4. Radier :

Figure 7.16 : Béton.

Figure 7.17 : Acier

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

Béton Acier Séparateurs Compléments Finition

Quantité d'acier (kg/m³) 85,000

Ferraillage de l'armature et pose

☒ Ferraillage de l'armature et pose en coffrage ou sur site

☐ Ferraillage de l'armature (coupe, façonnage et assemblage des éléments) sur le post ferraillage en chantier et pose en coffrage sur site



Type d'acier

☒ Fe E 500

☐ Fe E 400

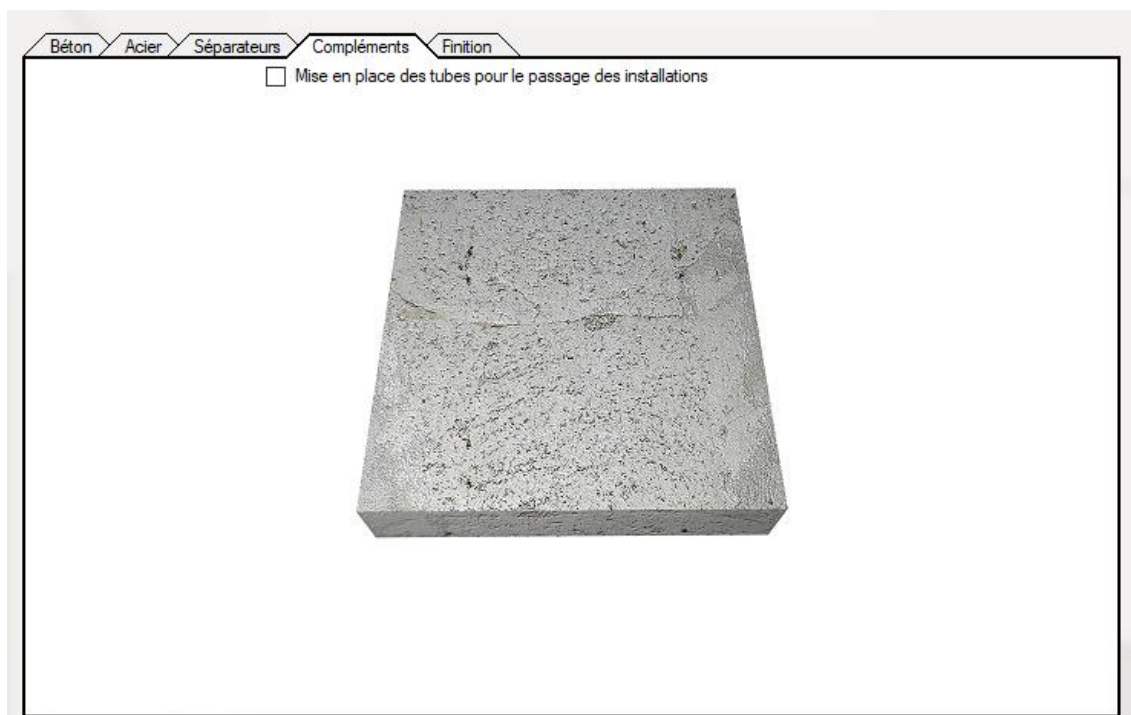


Épointages et chutes d'acier (%) 2

On a extrait la quantité d'acier a partir de l'Excel et on a choisi Fe 500 et le ferraillage de l'armature et pose en coffrage ou sur site

Figure 7.18 : Séparateurs.

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale



Chapitre 07 : Etude technico-commerciale



Figure 7.20 : Finition.

On a sélectionné par règle vibrante puis polissage à la lisseuse mécanique, avec incorporation d'une couche de roulement par saupoudrage avec des granulats de quartz

(Rendement 5 Kg/m²) et application finale d'un liquide de séchage incolore

(Rendement 0.15 Kg/m²). Avec un pulvérisateur

7.7.5. Poutre :

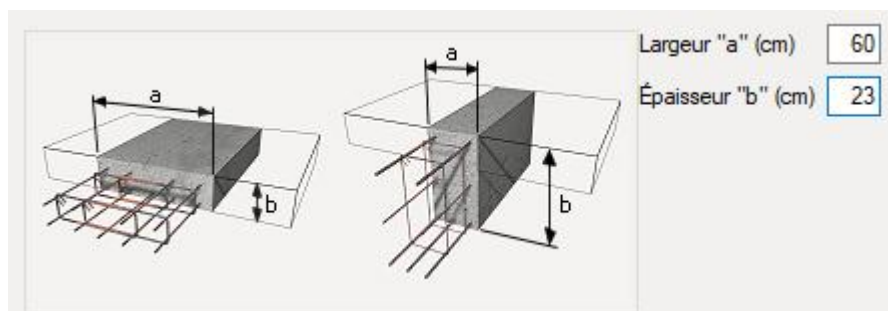


Figure 7.21 : Poutre.

On a sélectionné béton prêt à l'emploi le type de coulage à la pompe le type d'environnement humide et la classe d'environnement 2a résistance b 30 granulat du gravier 15/25 consistance fluide f1 sans additif hydrofuge

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

Béton Acier Séparateurs Coffrage

☐ Béton confectionné sur le chantier ☒ **Béton prêt à l'emploi**

Type de coulage

☐ Avec moyens manuels

☐ À la benne

☒ **À la pompe**



Type d'environnement

☐ Sec ☒ **Humide** ☐ Marin ☐ Avec risque d'attaque chimique

Classe d'environnement

☒ **2a** ☐ 2b¹ ☐ 2b² ☐ 3

Résistance (N/mm²)

☐ B 20 ☐ B 25 ☒ **B 30** ☐ B 35 ☐ B 40 ☐ B 45

Granulométrie du gravier (mm)

☐ 5/15 ☒ **15/25**

Consistance

☒ **Fluide F1**

Avec additif hydrofuge

☒ **Non** ☐ Oui

Excès sur le volume théorique de béton (%)

Figure 7.22 : Béton.

Béton Acier Séparateurs Coffrage

Quantité d'acier (kg/m³)

Ferrailage de l'armature et pose

☒ **Ferrailage de l'armature (coupe, façonnage et assemblage des éléments) sur le post ferrailage en chantier et pose en coffrage sur site**



+



Type d'acier

☒ **Fe E 500**

☐ Fe E 400



Épointages et chutes d'acier (%)

Figure 07.23 : Acier.

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

On a sélectionné ferrailage de l'armature sur le post ferrailage en chantier et pose en coffrage sur site avec Fe 500

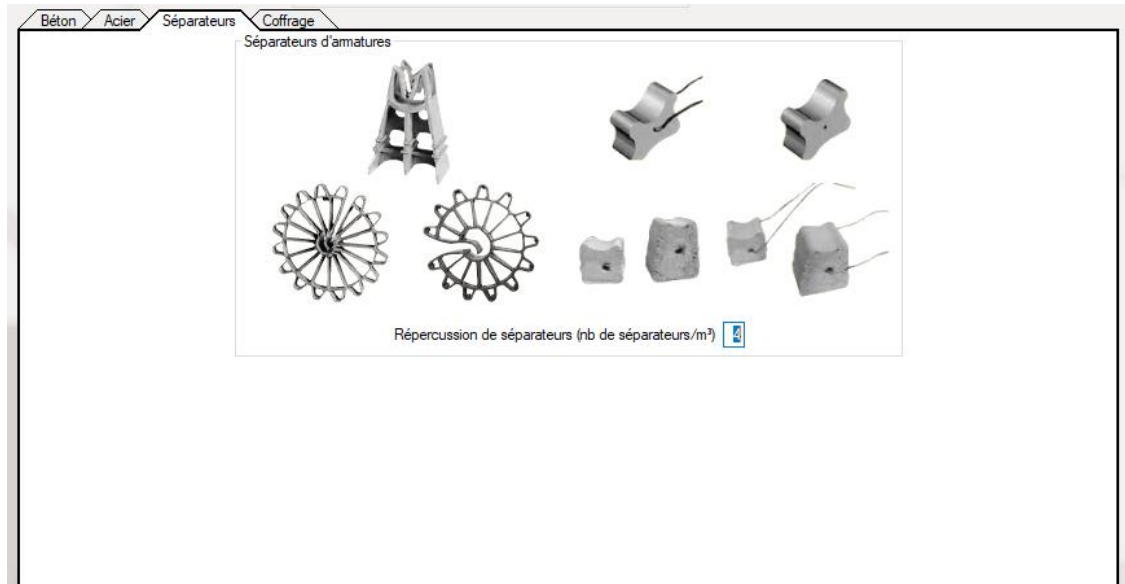


Figure 7.24 : Séparateurs.

Hauteur sous plafond jusqu'à 3 m avec poutre plate position droite et le système de coffrage panneaux en bois traité, renforcé avec des tiges et des profilés

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

Béton Acier Séparateurs Coffrage

☒ Avec système de coffrage

Hauteur sous plafond

☒ Jusqu'à 3 m ☐ Entre 3 et 4 m ☐ Entre 4 et 5 m

Poutre

Type

☒ Plate ☐ En retombée

Position

☒ Droite ☐ Inclinée

Finition du béton

☒ À revêtir

Système de coffrage

Surface coffrante

☒ Panneaux en bois traité, renforcés avec des tiges et des profilés

Nombre d'utilisations 15

Structure support horizontale

☒ Poutrelles métalliques et accessoires de montage

Nombre d'utilisations 150

Structure support verticale

Étais

Nombre d'étais (U/m²) 4.0

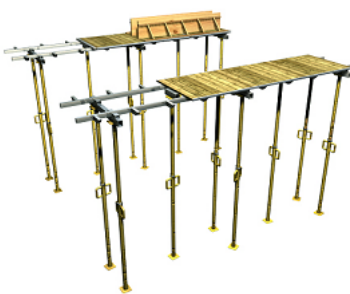
Nombre d'utilisations 150

Décoffrant

☒ Agent démoulant pour coffrages métalliques, phénoliques ou en bois

Rendement (l/m²) 0.030



7.7.6. Dalle plein :

Dalle

☒ Horizontal ☐ Inclinée

Épaisseur de la dalle (cm) 25

Hauteur sous plafond

☒ Jusqu'à 3 m ☐ Entre 3 et 4 m ☐ Entre 4 et 5 m

Dalle pleine

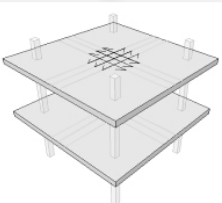



Figure 07.26 : Dalle.

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

Pour le béton prêt à l'emploi on a un type de coulage à la pompe avec le type d'environnement 2a résistance b 30 granulats du gravier 15/25 et consistance très plastique sans additif hydrofuge

Dalle Béton Acier Treillis soudé Séparateurs Coffrage Séchage

Dalle

Quantité d'acier (kg/m²)

Ferraillage de l'armature et pose

☒ Ferraillage de l'armature (coupe, façonnage et assemblage des éléments) sur le post ferraillage en chantier et pose en coffrage sur site

 + 

Type d'acier

☒ Fe E 500

☐ Fe E 400



Époinçages et chutes d'acier (%)

☐ Huile H ☒ Très plastique TP ☐ Plastique P

Avec additif hydrofuge

☒ Non ☐ Oui

Excès sur le volume théorique de béton (%)

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

Ferraillage de l'armature sur le post ferraillage en chantier en chantier et pose en coffrage sur site avec Fe 500

The screenshot displays a software interface for concrete slab design, with tabs for Dalle, Béton, Acier, Treillis soudé, Séparateurs, Coffrage, and Séchage. The 'Coffrage' (Formwork) tab is active, showing options for the formwork system and structure.

Finition du béton sur la face inférieure de la dalle

- ☒ **A revêtir**
- ☐ Avec plaques en EPS
- ☐ Visible à texture lisse

Système de coffrage

Surface coffrante

- ☒ **Panneaux en bois traité, renforcés avec des tiges et des profilés**

Nombre d'utilisations

Structure support horizontale

- ☒ **Poutrelles métalliques et accessoires de montage**

Nombre d'utilisations

Structure support verticale

Étais

Nombre d'étais (U/m²)

Nombre d'utilisations

Décoffrant

Agent démoulant pour coffrages métalliques, phénoliques ou en bois

Rendement (l/m²)

A 3D rendering of the formwork system is shown on the right side of the interface.

Figure 7.29 : Coffrage.

Finition du béton sur la face inférieure de la dalle a revêtir avec un système de coffrage panneaux en bois traité avec des tiges et des profiles

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

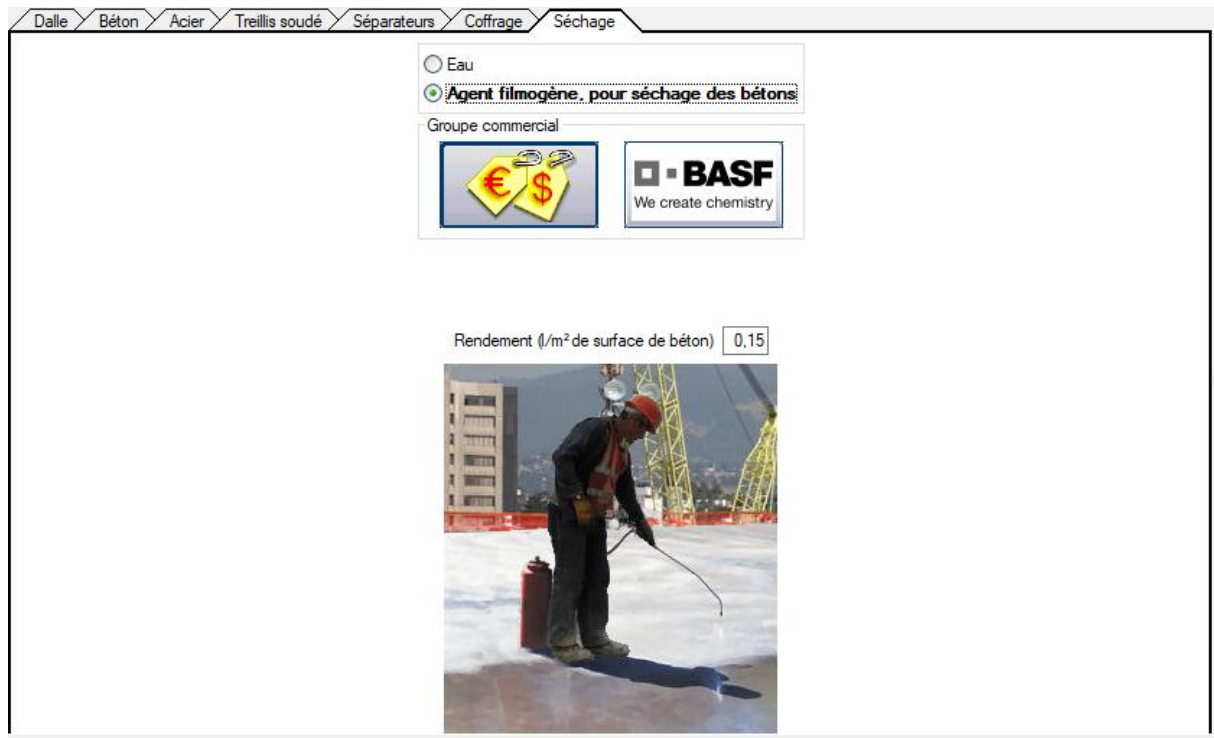


Figure 7.30 : Séchage.

Pour le séchage on a choisi un agent filmogène pour des béton

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

7.8. Etude de coût direct :

Ouvrage :			AYAD MOHAMED CHERIF			
Budget					% C.I.	0
Code	Type	Unité	Résumé	Quantité	Prix (DA)	Montant (DA)
AYAD	Chapitre		AYAD		427 333 721,55	427 333 721,55
1	Chapitre		Projet R+16		427 333 721,55	427 333 721,55
1.1	Chapitre		Infrastructure		118 873 893,98	118 873 893,98
1.1.1	Chapitre		Fondation		44 768 258,47	44 768 258,47
1.1.1.1	Unité d'ouvrage	m3	BP	94,43	1 354,75	127 929,04
1.1.1.2	Unité d'ouvrage	m3	Radier	1 888,64	23 636,23	44 640 329,43
			1.1.1		44 768 258,47	44 768 258,47
1.1.2	Chapitre		Sous-sol3		24 716 647,57	24 716 647,57
1.1.2.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile périphérique	94,44	31 094,56	2 936 570,25
1.1.2.2	Unité d'ouvrage	m3	Voile	131,52	31 454,56	4 136 903,73
1.1.2.3	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	198,90	76 849,64	15 285 393,40
1.1.2.4	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	55,53	41 170,94	2 286 222,30
1.1.2.5	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	2,33	30 711,54	71 557,89
			1.1.2		24 716 647,57	24 716 647,57
1.1.3	Chapitre		Sous-sol2		24 694 493,97	24 694 493,97
1.1.3.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile périphérique	94,44	31 094,56	2 936 570,25
1.1.3.2	Unité d'ouvrage	m3	Voile	131,52	31 454,56	4 136 903,73
1.1.3.3	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	198,90	76 849,64	15 285 393,40
1.1.3.4	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	55,53	41 170,94	2 286 222,30
1.1.3.5	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	2,33	21 203,56	49 404,29
			1.1.3		24 694 493,97	24 694 493,97
1.1.4	Chapitre		Sous-sol1		24 694 493,97	24 694 493,97
1.1.4.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile périphérique	94,44	31 094,56	2 936 570,25
1.1.4.2	Unité d'ouvrage	m3	Voile	131,52	31 454,56	4 136 903,73
1.1.4.3	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	198,90	76 849,64	15 285 393,40
1.1.4.4	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	55,53	41 170,94	2 286 222,30
1.1.4.5	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	2,33	21 203,56	49 404,29
			1.1.4		24 694 493,97	24 694 493,97
			1.1		118 873 893,98	118 873 893,98
1.2	Chapitre		Superstructure		308 459 827,57	308 459 827,57
1.2.1	Chapitre		Rds		17 659 976,83	17 659 976,83
1.2.1.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile	117,12	31 454,56	3 683 958,07
1.2.1.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	155,30	76 849,64	11 934 749,09
1.2.1.3	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	47,51	41 170,94	1 956 031,36
1.2.1.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	4,02	21 203,56	85 238,31
			1.2.1		17 659 976,83	17 659 976,83
1.2.2	Chapitre		Mezzanine		17 659 976,83	17 659 976,83

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

1.2.2.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile	117,12	31 454,56	3 683 958,07
1.2.2.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	155,30	76 849,64	11 934 749,09
1.2.2.3	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	47,51	41 170,94	1 956 031,36
1.2.2.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	4,02	21 203,56	85 238,31
			1.2.2		17 659 976,83	17 659 976,83
1.2.3	Chapitre		Étée1		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.3.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile	103,46	31 454,56	3 254 288,78
1.2.3.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	166,68	76 849,64	12 809 298,00
1.2.3.3	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	47,51	41 170,94	1 956 031,36
1.2.3.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	4,02	21 203,56	85 238,31
			1.2.3		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.4	Chapitre		Étée2		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.4.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile	103,46	31 454,56	3 254 288,78
1.2.4.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	166,68	76 849,64	12 809 298,00
1.2.4.3	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	47,51	41 170,94	1 956 031,36
1.2.4.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	4,02	21 203,56	85 238,31
			1.2.4		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.5	Chapitre		Étée3		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.5.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile	103,46	31 454,56	3 254 288,78
1.2.5.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	166,68	76 849,64	12 809 298,00
1.2.5.3	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	47,51	41 170,94	1 956 031,36
1.2.5.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	4,02	21 203,56	85 238,31
			1.2.5		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.6	Chapitre		Étée4		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.6.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile	103,46	31 454,56	3 254 288,78
1.2.6.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	166,68	76 849,64	12 809 298,00
1.2.6.3	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	47,51	41 170,94	1 956 031,36
1.2.6.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	4,02	21 203,56	85 238,31
			1.2.6		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.7	Chapitre		Étée5		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.7.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile	103,46	31 454,56	3 254 288,78
1.2.7.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	166,68	76 849,64	12 809 298,00
1.2.7.3	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	47,51	41 170,94	1 956 031,36
1.2.7.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	4,02	21 203,56	85 238,31
			1.2.7		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.8	Chapitre		Étée6		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.8.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile	103,46	31 454,56	3 254 288,78
1.2.8.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	166,68	76 849,64	12 809 298,00
1.2.8.3	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	47,51	41 170,94	1 956 031,36
1.2.8.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	4,02	21 203,56	85 238,31
			1.2.8		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.9	Chapitre		Étée7		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.9.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile	103,46	31 454,56	3 254 288,78
1.2.9.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	166,68	76 849,64	12 809 298,00
1.2.9.3	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	47,51	41 170,94	1 956 031,36
1.2.9.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	4,02	21 203,56	85 238,31
			1.2.9		18 104 856,45	18 104 856,45

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

1.2.10	Chapitre		Etége8		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.10.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile	103,46	31 454,56	3 254 288,78
1.2.10.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	166,68	76 849,64	12 809 298,00
1.2.10.3	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	47,51	41 170,94	1 956 031,36
1.2.10.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	4,02	21 203,56	85 238,31
			1.2.10		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.11	Chapitre		Etége9		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.11.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile	103,46	31 454,56	3 254 288,78
1.2.11.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	166,68	76 849,64	12 809 298,00
1.2.11.3	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	47,51	41 170,94	1 956 031,36
1.2.11.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	4,02	21 203,56	85 238,31
			1.2.11		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.12	Chapitre		Etége10		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.12.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile	103,46	31 454,56	3 254 288,78
1.2.12.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	166,68	76 849,64	12 809 298,00
1.2.12.3	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	47,51	41 170,94	1 956 031,36
1.2.12.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	4,02	21 203,56	85 238,31
			1.2.12		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.13	Chapitre		Etége11		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.13.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile	103,46	31 454,56	3 254 288,78
1.2.13.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	166,68	76 849,64	12 809 298,00
1.2.13.3	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	47,51	41 170,94	1 956 031,36
1.2.13.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	4,02	21 203,56	85 238,31
			1.2.13		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.14	Chapitre		Etége12		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.14.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile	103,46	31 454,56	3 254 288,78
1.2.14.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	166,68	76 849,64	12 809 298,00
1.2.14.3	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	47,51	41 170,94	1 956 031,36
1.2.14.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	4,02	21 203,56	85 238,31
			1.2.14		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.15	Chapitre		Etége13		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.15.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile	103,46	31 454,56	3 254 288,78
1.2.15.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	166,68	76 849,64	12 809 298,00
1.2.15.3	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	47,51	41 170,94	1 956 031,36
1.2.15.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	4,02	21 203,56	85 238,31
			1.2.15		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.16	Chapitre		Etége14		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.16.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile	103,46	31 454,56	3 254 288,78
1.2.16.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	166,68	76 849,64	12 809 298,00
1.2.16.3	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	47,51	41 170,94	1 956 031,36
1.2.16.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	4,02	21 203,56	85 238,31
			1.2.16		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.17	Chapitre		Etége15		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.17.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile	103,46	31 454,56	3 254 288,78
1.2.17.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	166,68	76 849,64	12 809 298,00
1.2.17.3	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	47,51	41 170,94	1 956 031,36
1.2.17.4	Unité d'ouvrage	m3	Escalier	4,02	21 203,56	85 238,31

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

			1.2.17		18 104 856,45	18 104 856,45
1.2.18	Chapitre		Etége16		1 567 027,16	1 567 027,16
1.2.18.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile	27,83	31 454,56	875 380,40
1.2.18.2	Unité d'ouvrage	m3	Dalle plein	9,00	76 849,64	691 646,76
1.2.18.3	Unité d'ouvrage	m3	Acrotère	20,29	0,00	0,00
			1.2.18		1 567 027,16	1 567 027,16
			1.2		308 459 827,57	308 459 827,57
			1		427 333 721,55	427 333 721,55
			AYAD MOHAMED CHERIF		427 333 721,55	427 333 721,55

Tableau 7.3 : Coût direct.

7.9. Etude de coût indirect avec la marge bénéficiaire :

BORDEREAU DES QUANTITÉS ET PRIX						
N°	TYPE	Un.	RÉSUMÉ	QTE	P.U.	MONTANT
1.1	Chapitre		Infrastructure			
1.1.2	Chapitre		Béton armé dosé à 350 Kg			
1.1.2.1	Unité d'ouvrage	m3	a- pour BP	94,43	12 418,00	1 172 631,74
1.1.2.1	Unité d'ouvrage	m3	b- pour Radier	1 888,64	32 585,00	61 541 334,40
1.1.2.3	Unité d'ouvrage	m3	c- Viol périphérique	283,32	42 867,00	12 145 078,44
1.1.2.4	Unité d'ouvrage	m3	d- Verticaux	394,56	59 188,00	23 353 217,28
1.1.2.6	Unité d'ouvrage	m2	f- Dallage	596,70	105 946,00	63 217 978,20
1.1.2.5	Unité d'ouvrage	m3	e- Escalier	6,99	42 340,00	295 956,60
1.1.2.6	Unité d'ouvrage	m2	g- Poutre	166,59	56 759,00	9 455 481,81
1.2	Chapitre		Superstructure			
1.2.1.1	Unité d'ouvrage	m3	Verticaux	1 671,65	43 364,00	72 489 430,60
1.2.1.2	Unité d'ouvrage	m3	Poutre	807,61	57 586,00	46 507 029,46
1.2.1.3	Unité d'ouvrage	m2	Dalle pleine	2 819,76	105 946,00	298 742 292,96
1.2.1.3	Unité d'ouvrage	m2	Escalier	68,39	29 232,00	1 999 176,48
1.2.1.4	Unité d'ouvrage	m3	Acrotère	20,29		
T	Chapitre		TOTAL			590 919 607,97

Tableau 7.4 : Devis.

Chapitre 07 : Etude technico-commerciale

7.10. Conclusions :

Dans ce chapitre nous Avon procédé a différentes étapes qui englobe un regroupement de procédé qui nous a permis de donner une estimation précise du projet regroupant l'organisation le temp et le prix de chaque taches

Conclusion générale

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 civil 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

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 Mougín, 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.

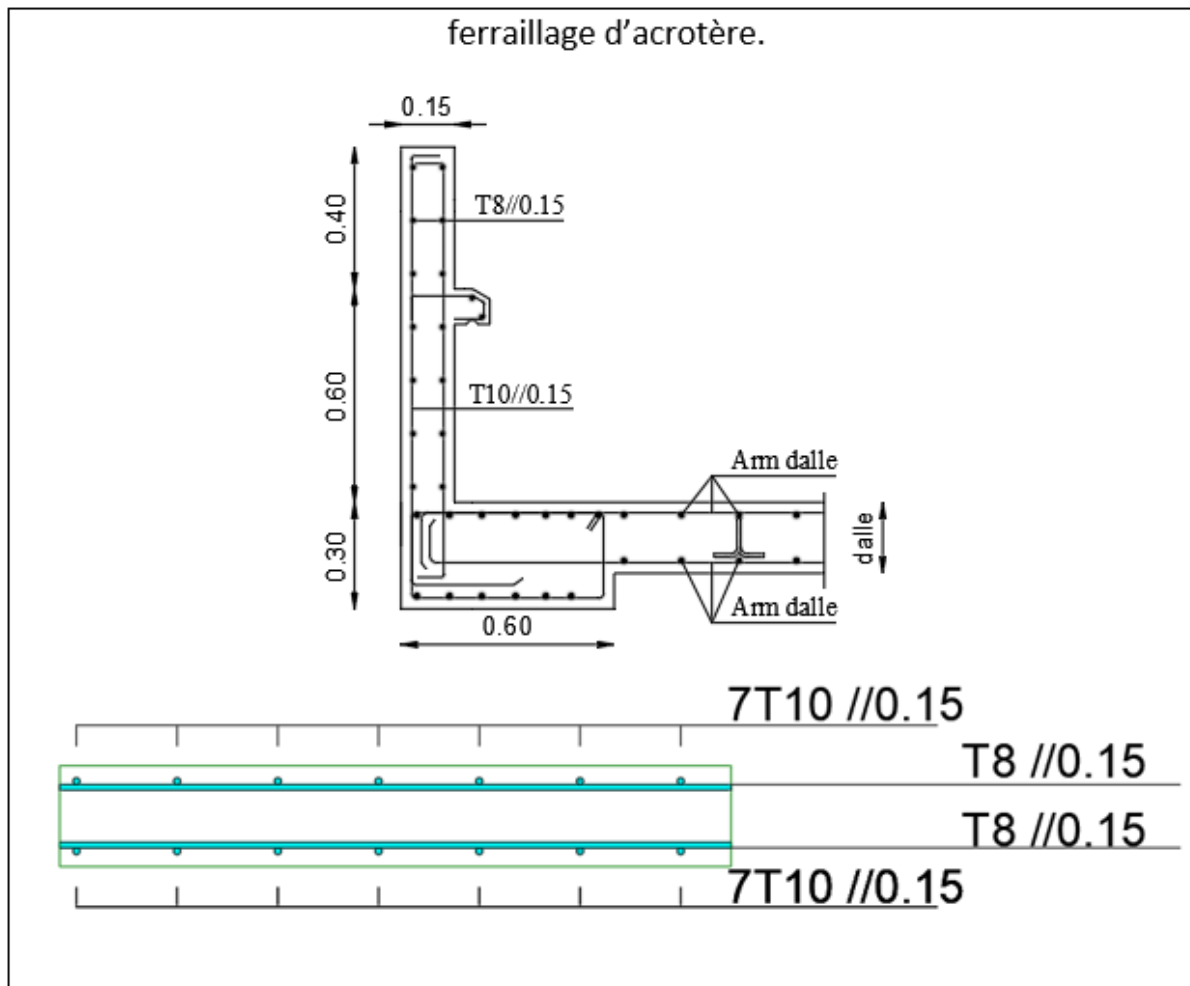
- **Cours :**

1^{er} année master : béton armé, dynamique et mécanique des structures.

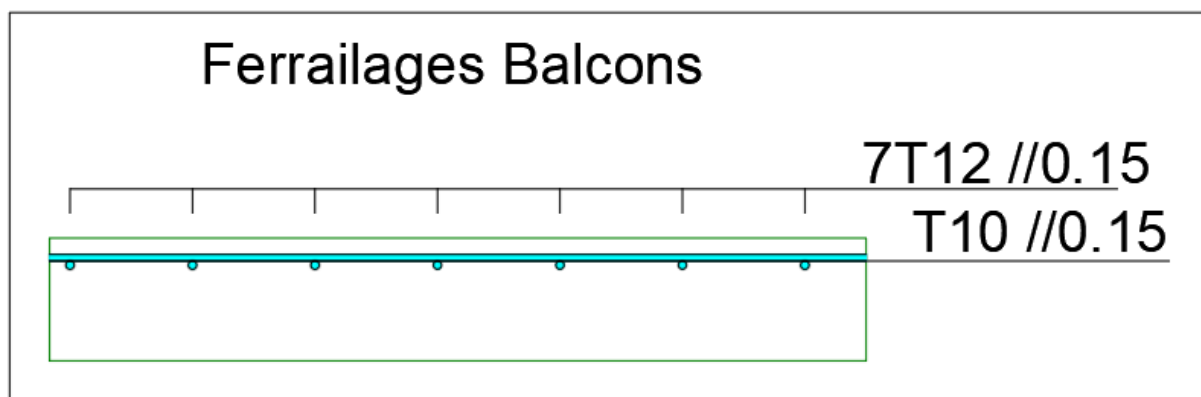
Annexe

Annexe

Annexe

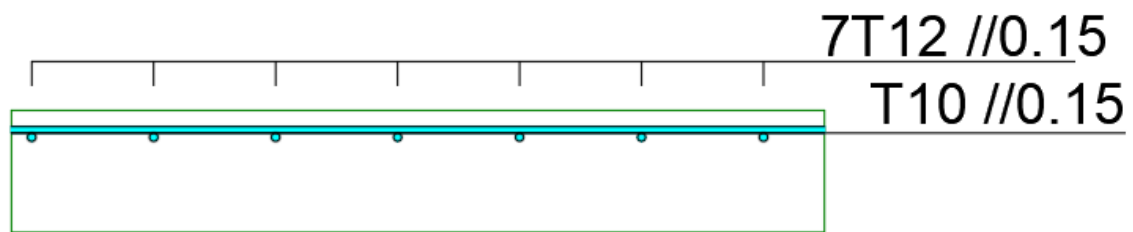


Schémas de ferrailage d'acrotères.

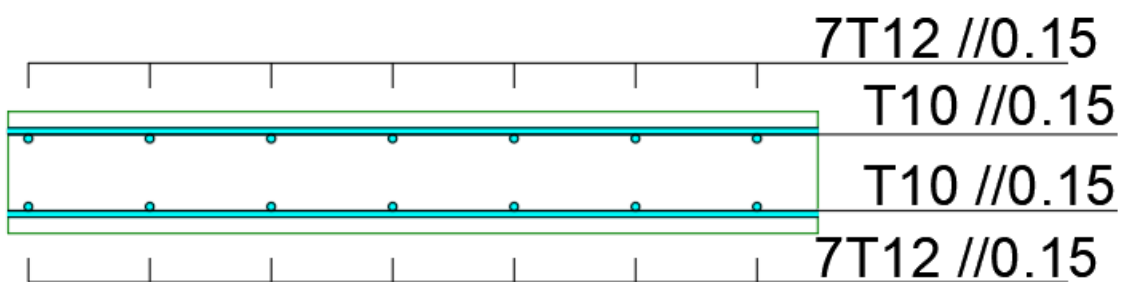


Annexe

Ferrailages Volées



Ferrailages Paliers



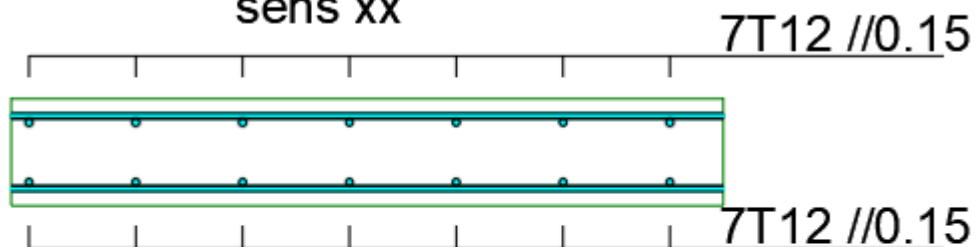
Schémas de ferrailage de Balcons.

Schémas de ferrailage de Volées.

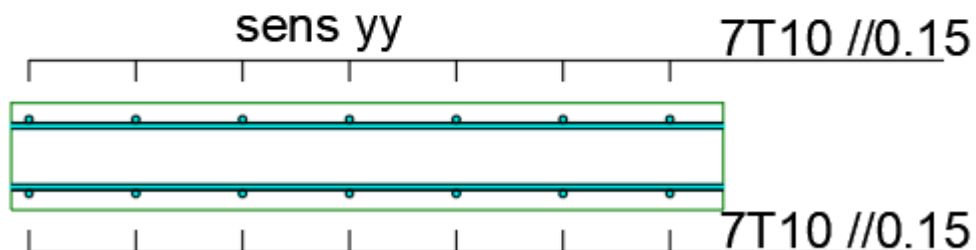
Schémas de ferrailage de Paliers.

Ferrailages Dalle Triangulaire

sens xx

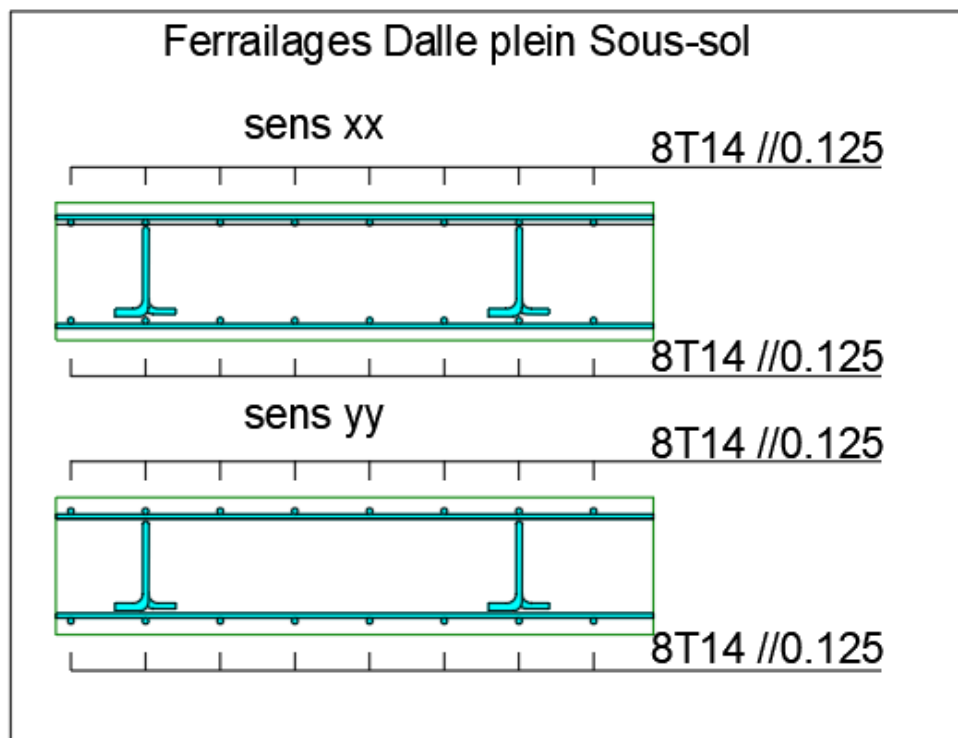


sens yy

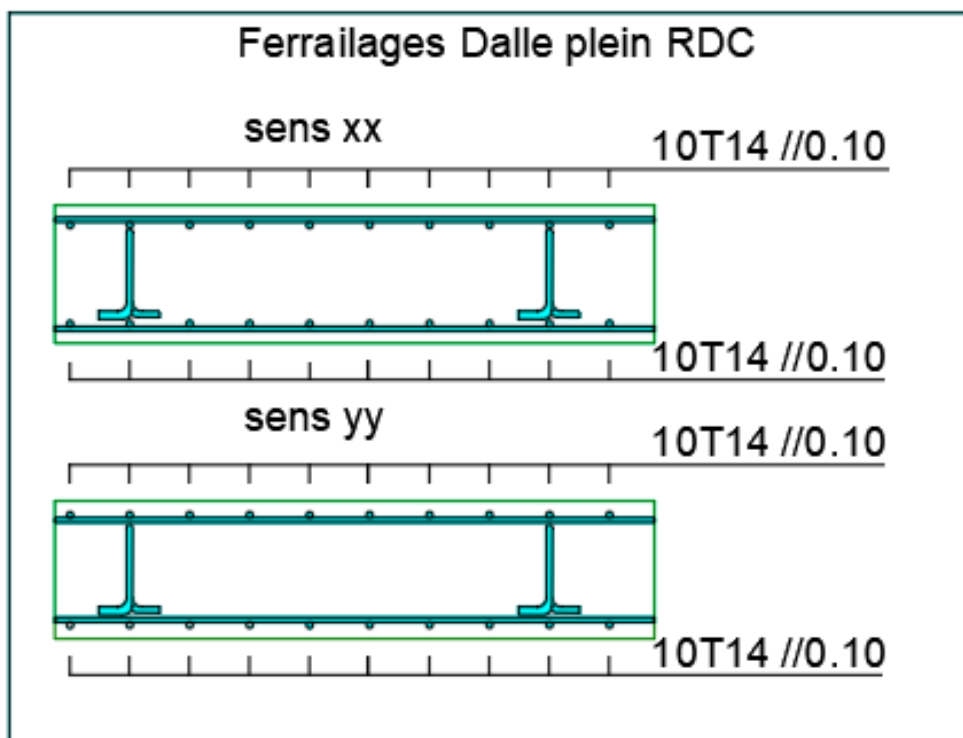


Annexe

Schémas de ferrailage de Dalle Triangulaire

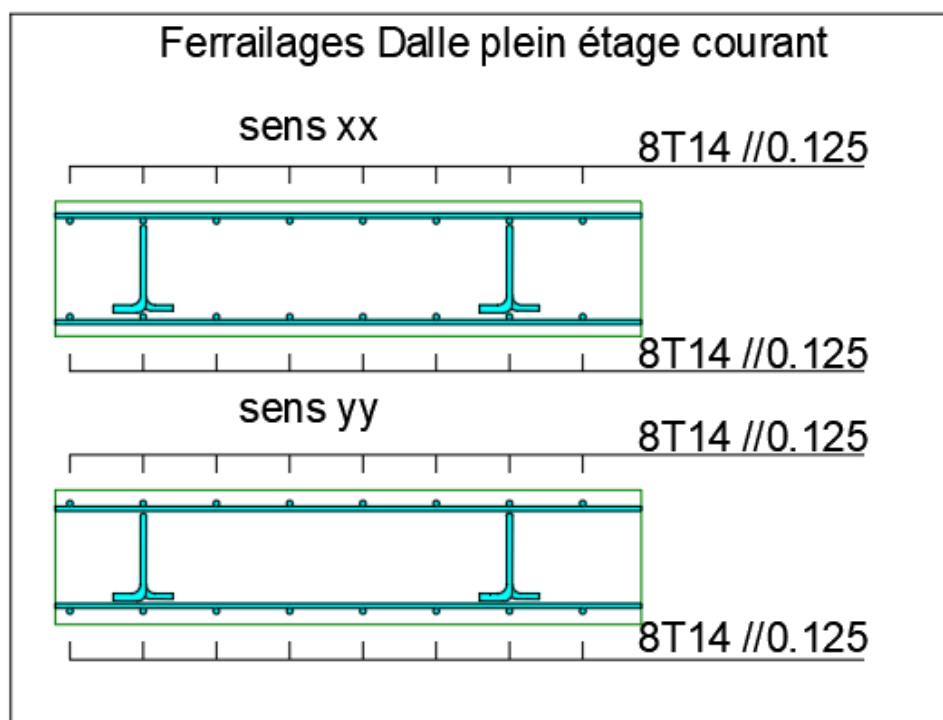


Schémas de ferrailage de Dalle plein Sous-sol.

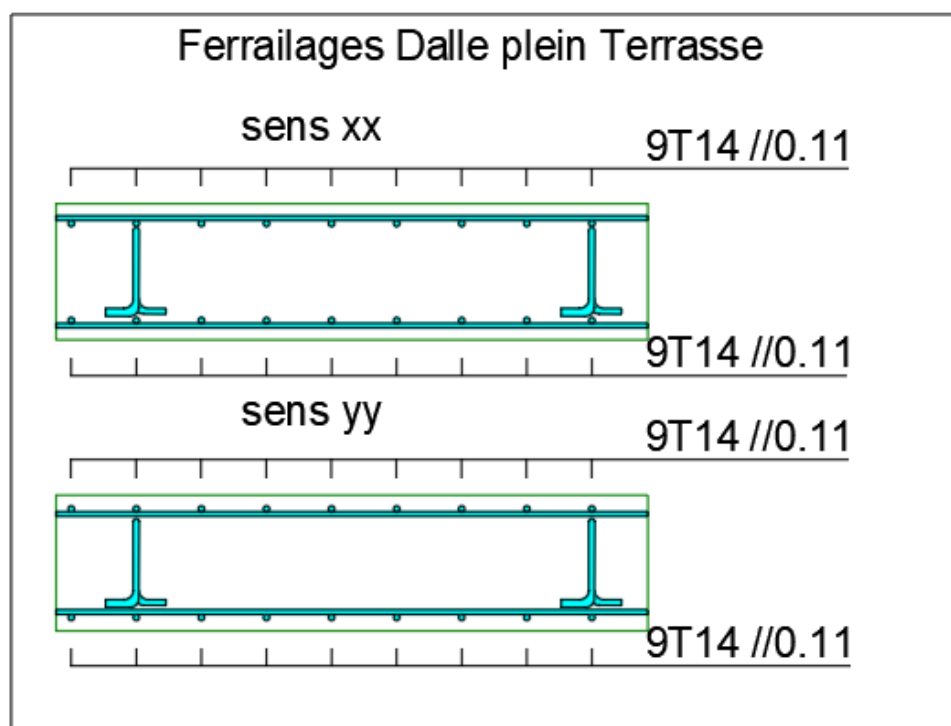


Annexe

Schémas de ferrailage de Dalle plein RDC.



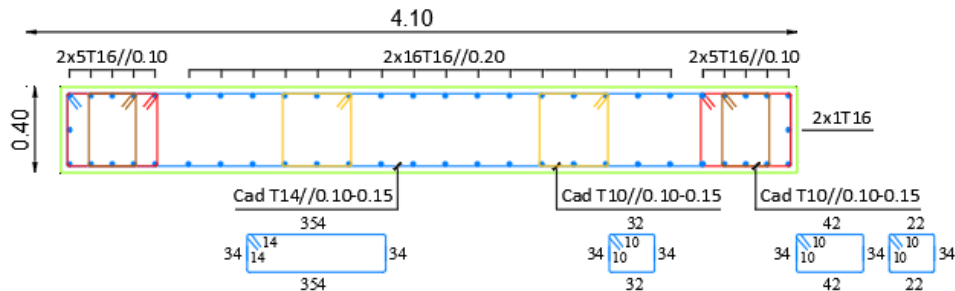
Schémas de ferrailage de Dalle plein étage courant.



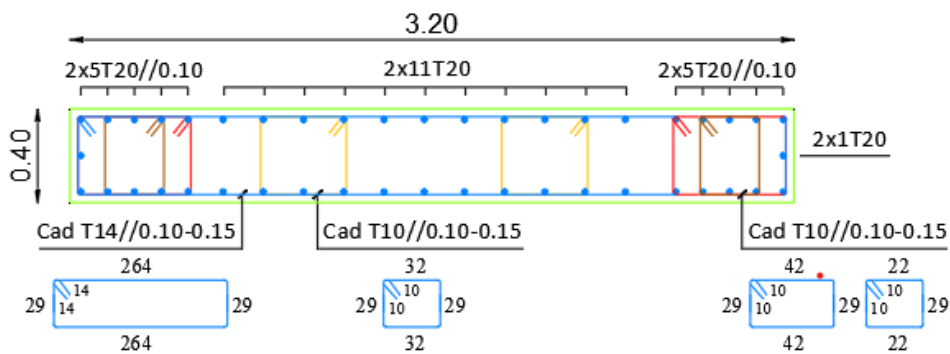
Annexe

Schémas de ferrailage de Dalle plein Terrasse.

Ferrailages Voile Sous-sol3 (4.10*0.40)m



Ferrailages Voile Sous-sol3 (3.20*0.40)m

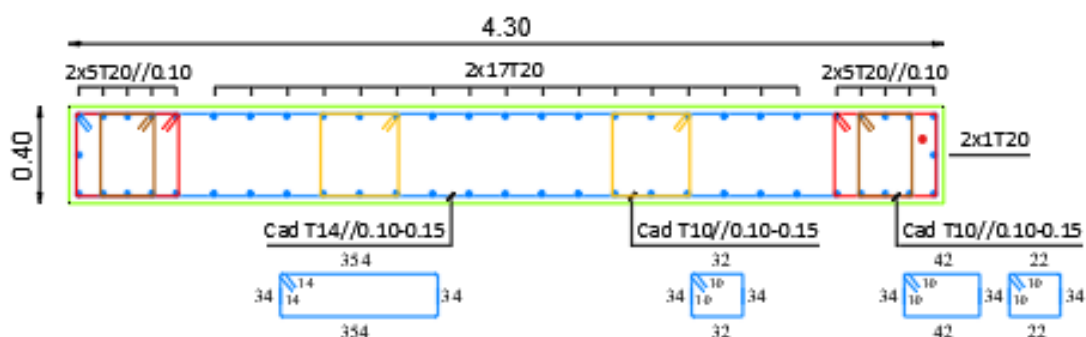


Schémas de ferrailage de Voile Sous-sol3 (4.10*0.40) m.

Schémas de ferrailage de Voile Sous-sol3 (3.20*0.40) m.

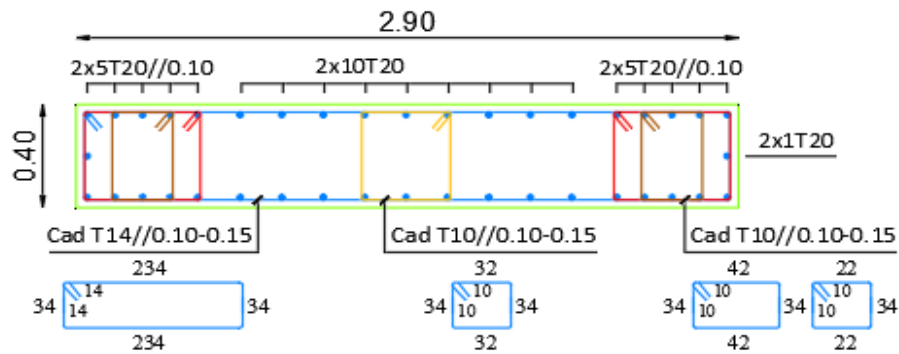
Schémas de ferrailage de Voile Sous-sol3 (4.30*0.40) m.

Ferrailages Voile Sous-sol3 (4.30*0.40)m



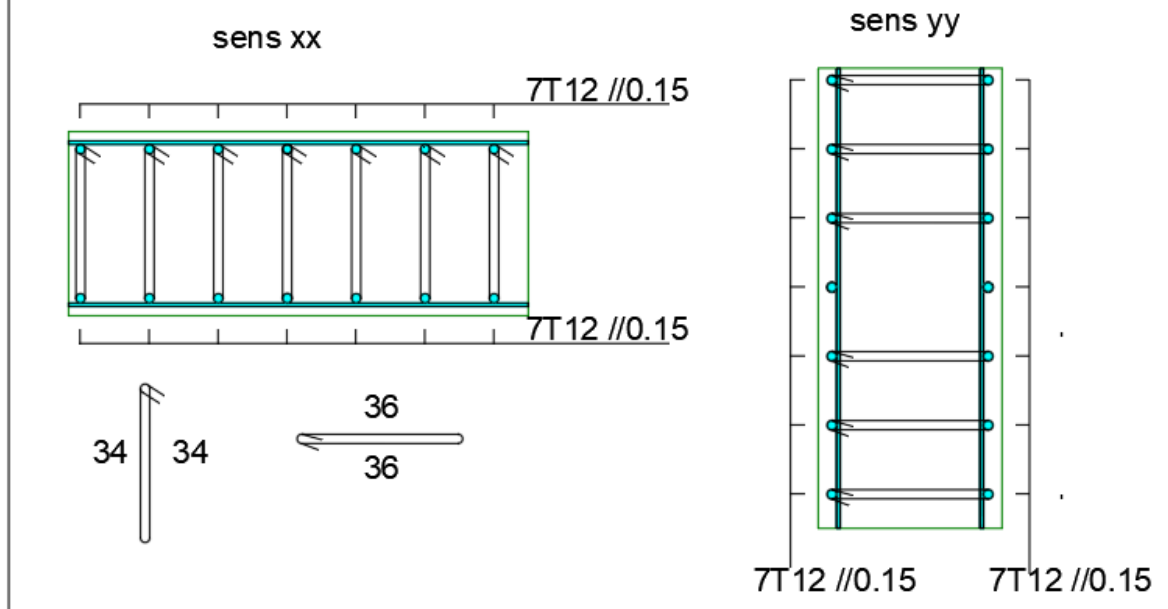
Annexe

Ferrailages Voile Sous-sol3 (2.90*0.40)m



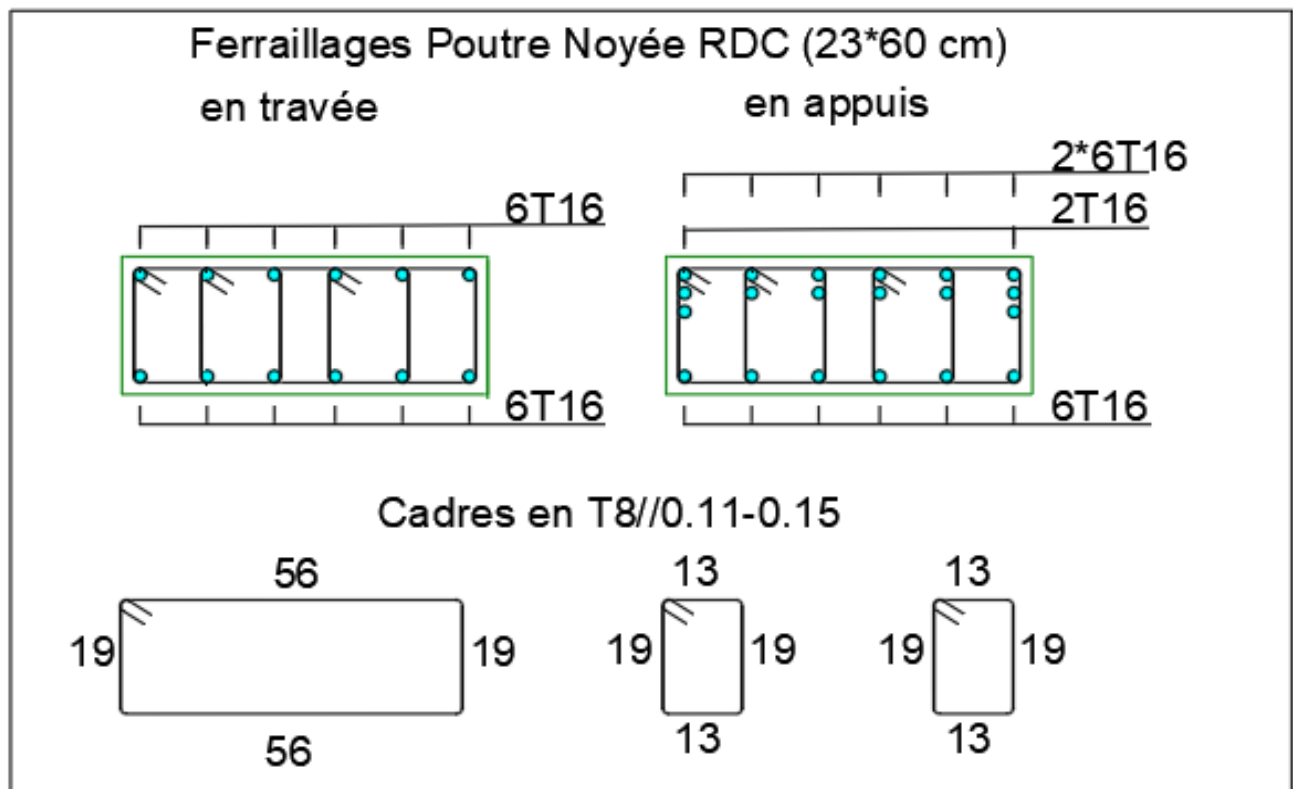
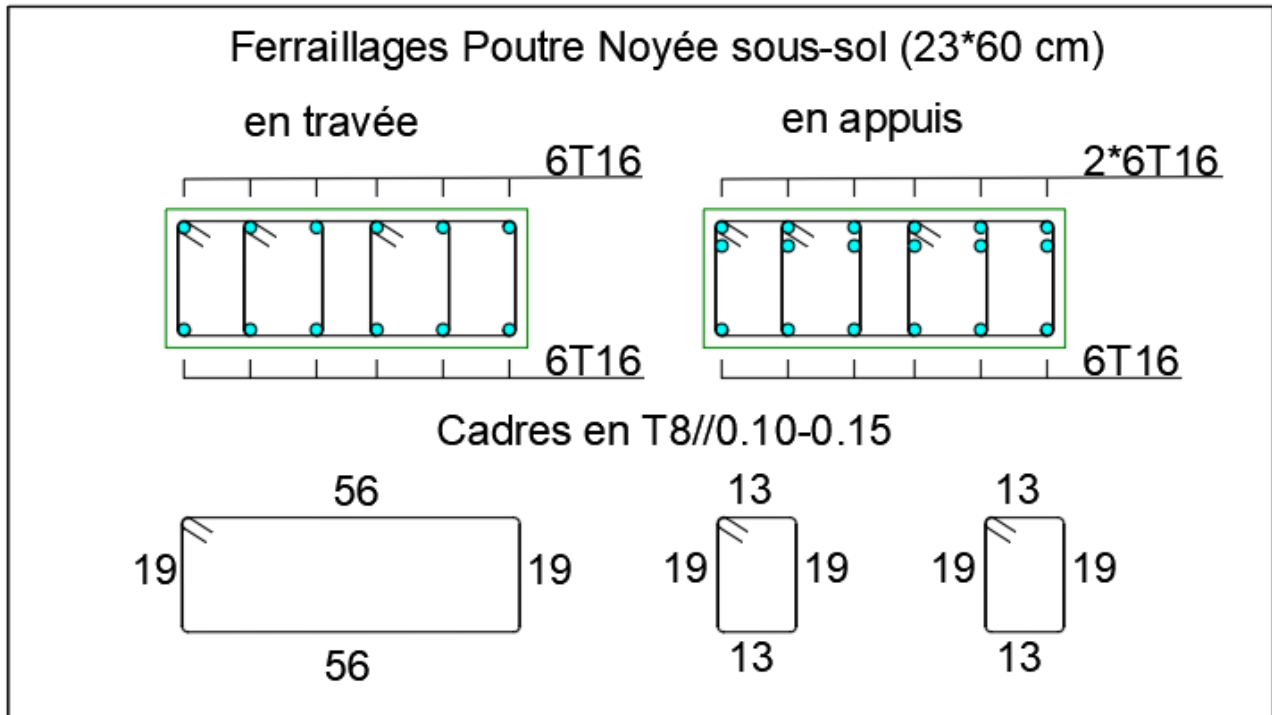
Schémas de ferrailage de Voile Sous-sol3 (2.90*0.40) m.

Ferrailages Voile périphérique



Schémas de ferrailage de Voile périphérique.

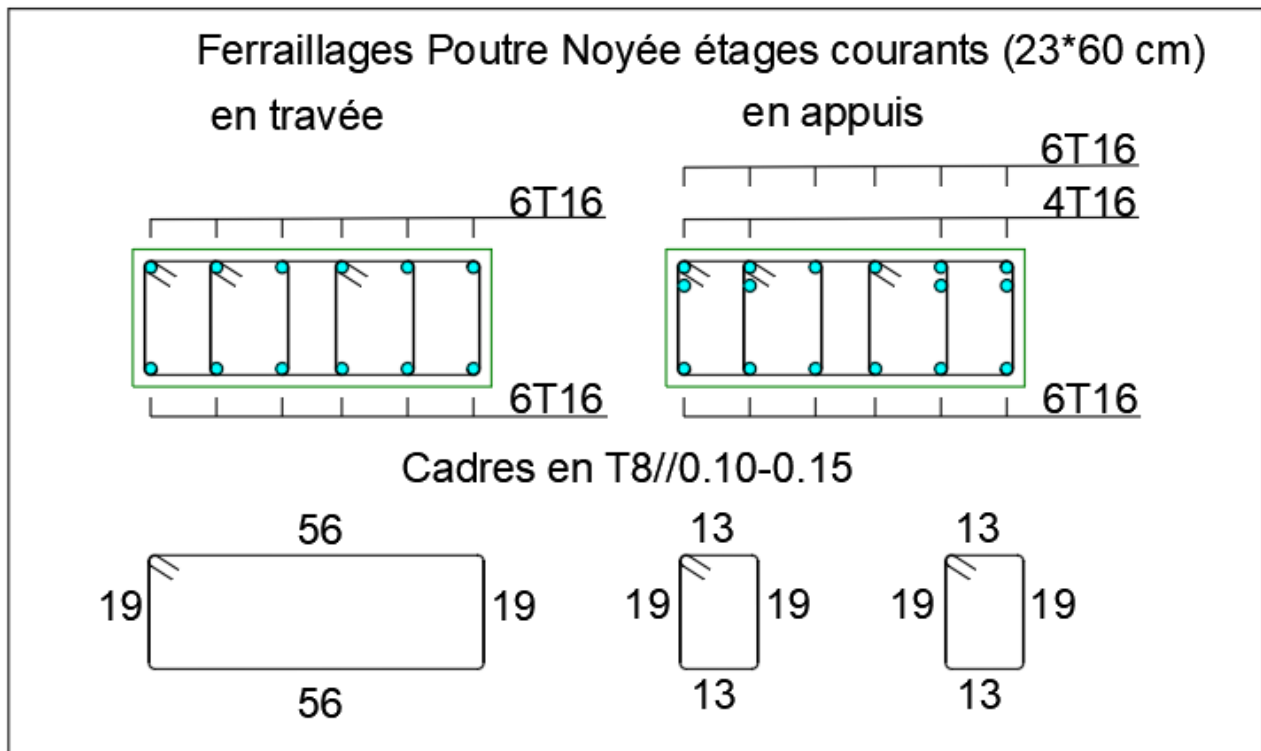
Annexe



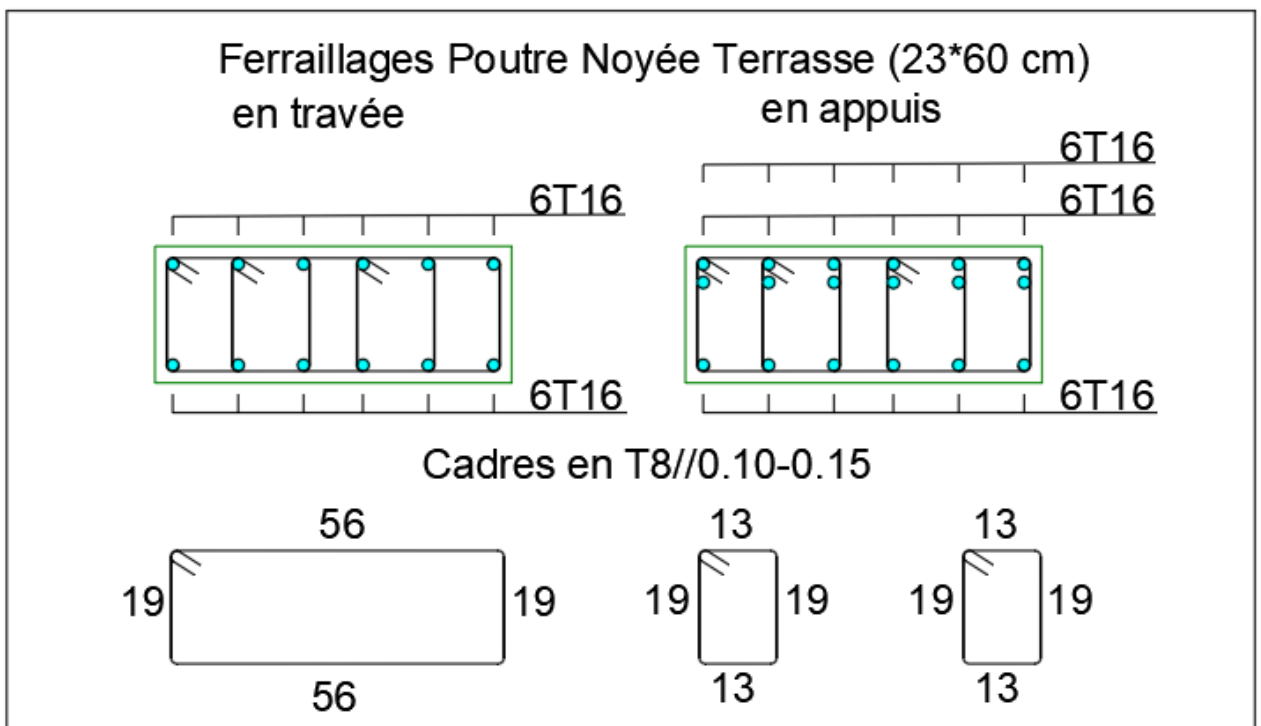
Schémas de ferraillage de Poutre Noyée Sous-sol.

Schémas de ferraillage de Poutre Noyée RDC.

Annexe

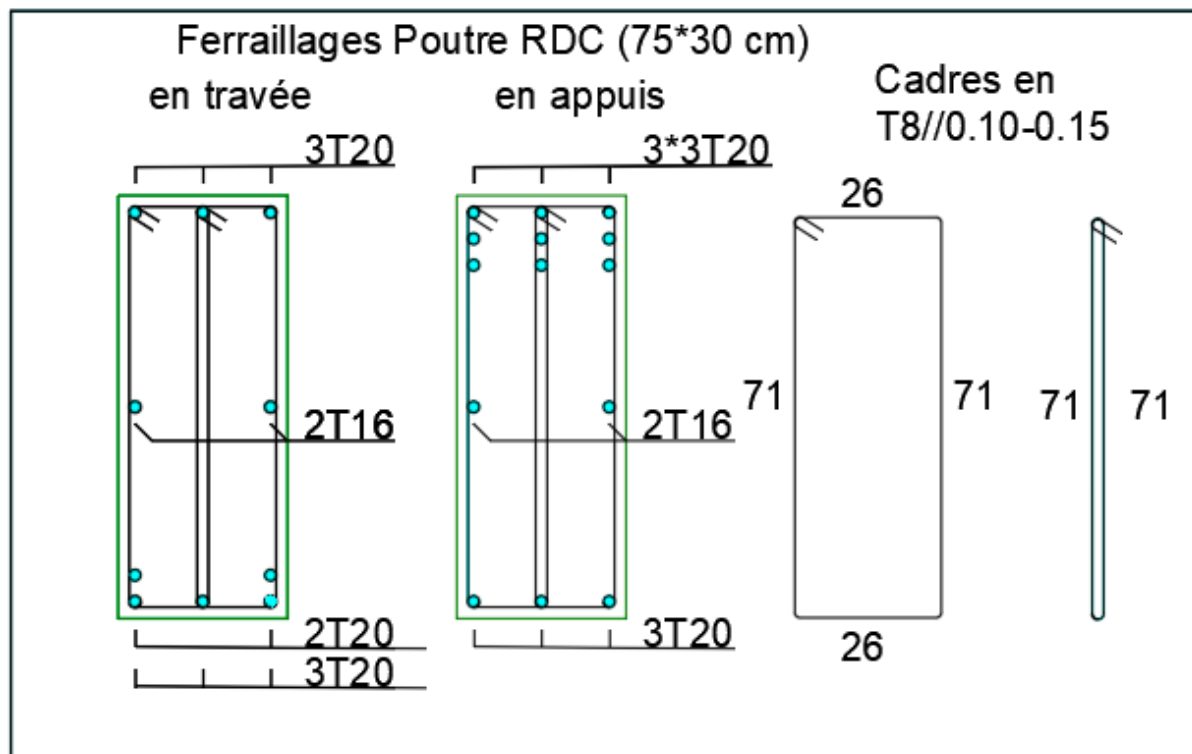
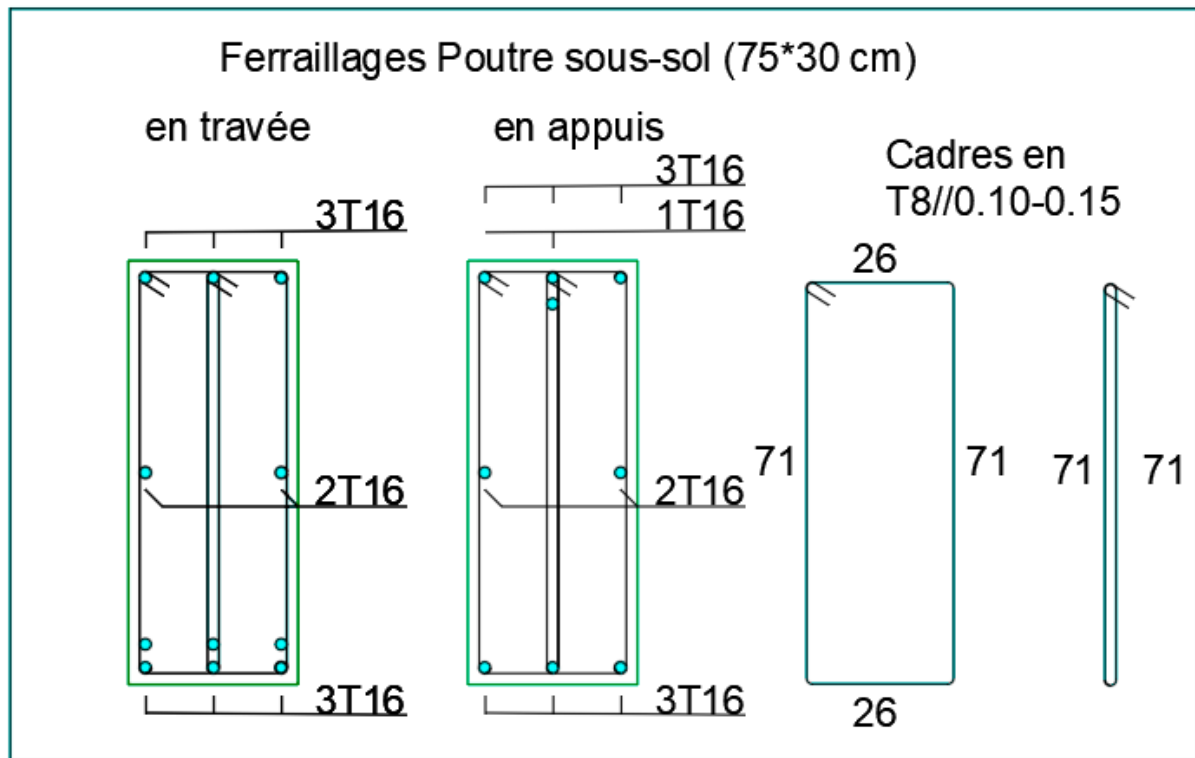


Schémas de ferraillage de Poutre Noyée étages courants.



Schémas de ferraillage de Poutre Noyée Terrasse.

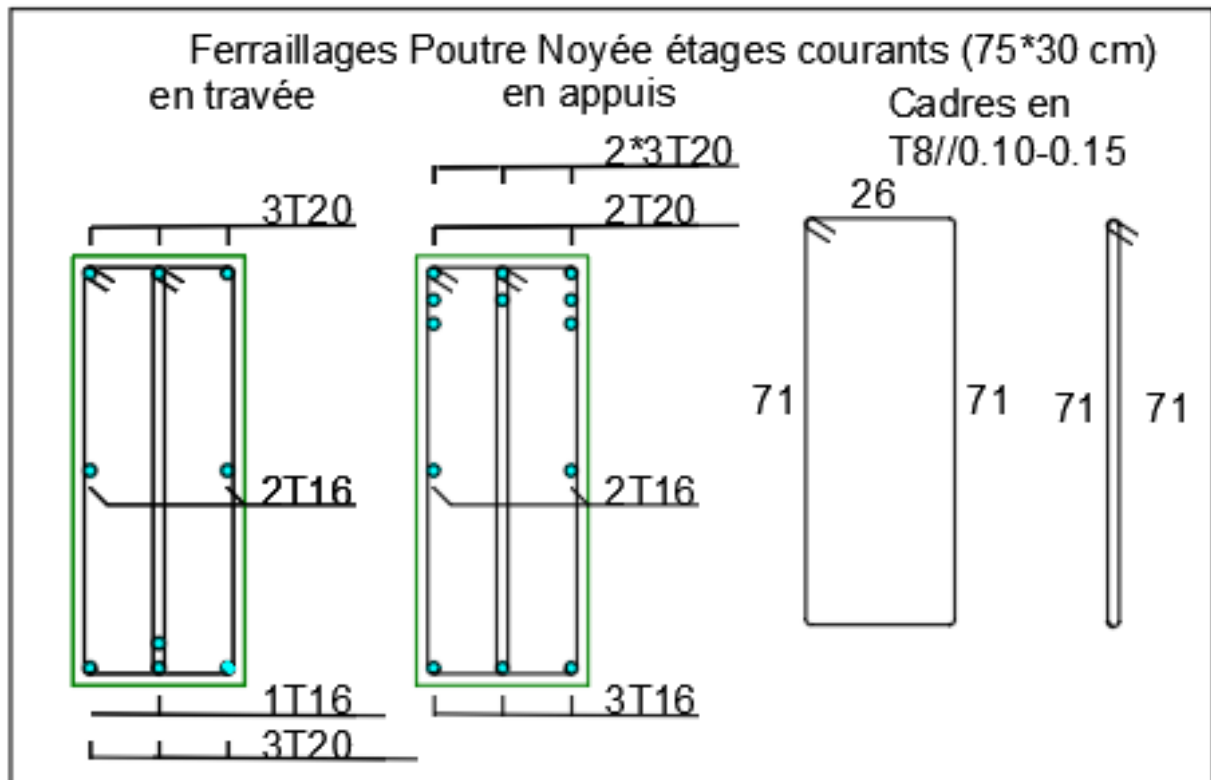
Annexe



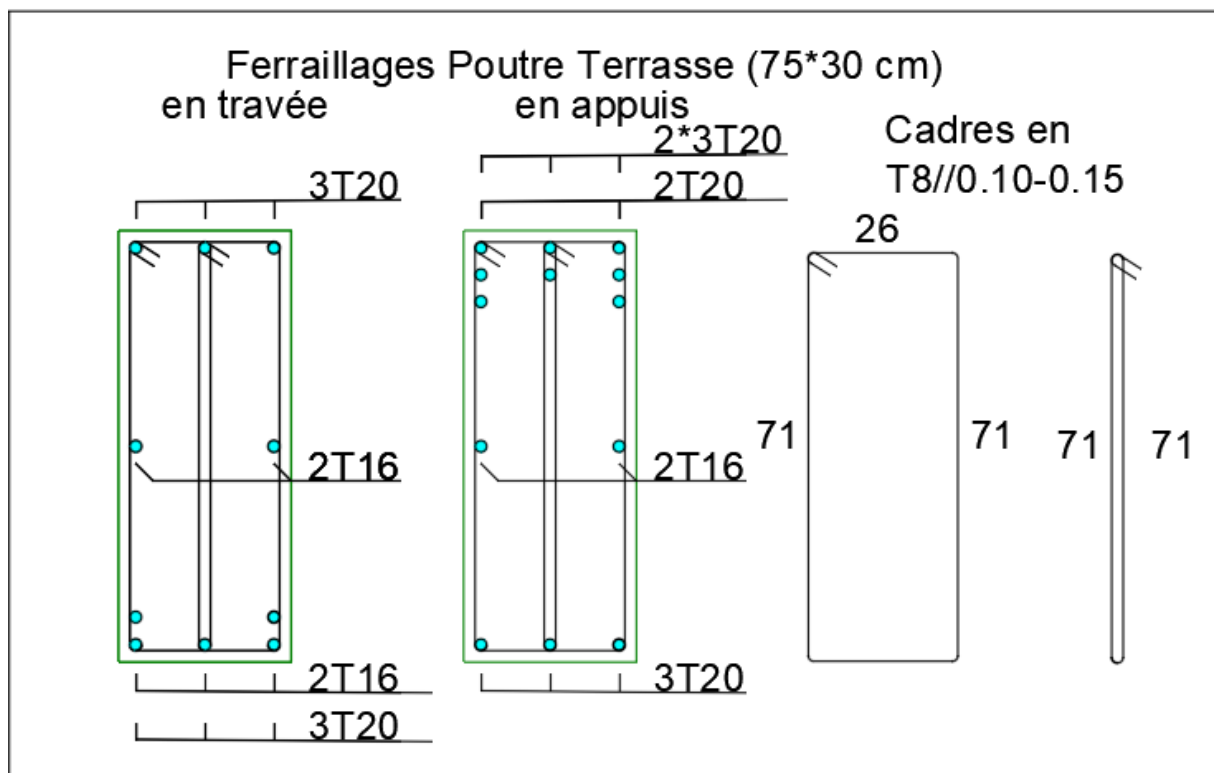
Schémas de ferrailage de Poutre Sous-sol.

Schémas de ferrailage de Poutre RDC.

Annexe

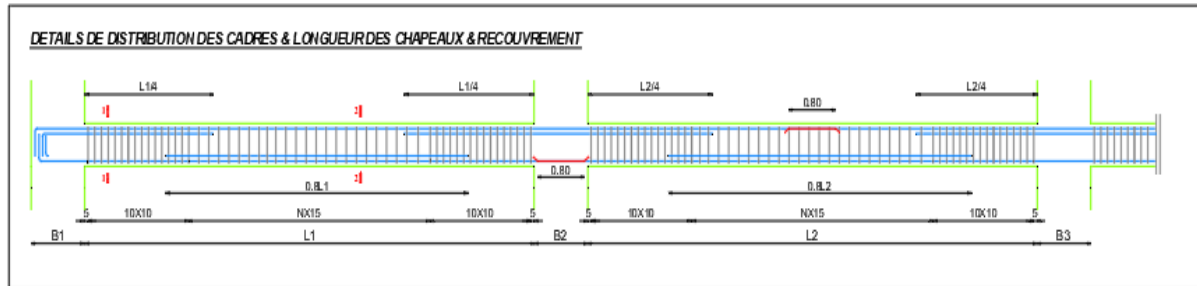


Schémas de ferraillage de Poutre étages courants.

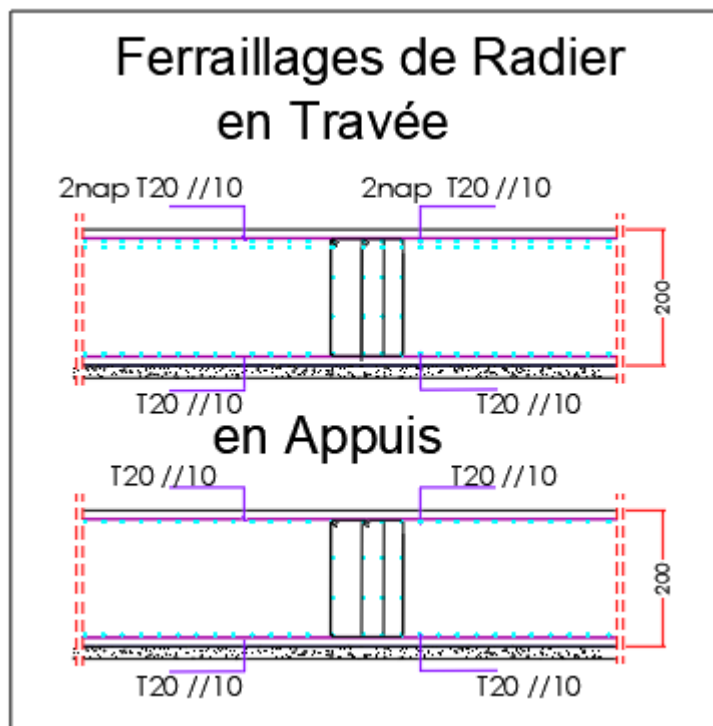


Schémas de ferraillage de Poutre Noyée Terrasse.

Annexe



Schémas de ferrailage de Poutre coupe.



Schémas de ferrailage de Radier.

Annexe