

République algérienne démocratique et populaire



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche

Scientifique



École Normale Supérieure de l'Enseignement

Technologique-Skikda

Département de Technologie

Filière : Génie Civil

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Professeur d'Enseignement Secondaire

Technique

Thème :

Etude D'un Appart Hôtel En Entre-Sol+RDC+5+Buandrie Contrevente Par

Des Voiles Portique

Au Grand Phare Wilaya De Jijel

Présenté par : Boussaha Ikram

Bekhira Yamina

Encadrant(e) : Fortas Lahcene

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Rôle
Bousbia Badreddin	MCB	ENSET-Skikda	Président
Fortas Lahcene	MCB	ENSET-Skikda	Encadrant
Abdelfatah Boufeloussa	MAB	ENSET-Skikda	Examinateur

Année Universitaire : 2023/2024

Remerciements :

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances :

A notre encadreur Mr « FORTAS LAHCENE » de nous avoir encadrés ainsi que leurs orientations, et précieux conseil avec lequel ils ont suivi et guidé ce travail

A notre chef département Mr « Salih Rahmouni » pour sa disponibilité et son encouragement

Aux membres du jury pour avoir accepté d'examiner notre mémoire.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

Tout d'abord, je remercie **Dieu** de m'avoir donné le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.

À ma chère maman **Souad**, ma raison de vivre, qui est toujours restée proche de moi dans les moments difficiles de ma vie, un

témoignage de ma gratitude pour sa patience, son amour et ses

sacrifices.

À mon cher papa **Salim** pour son amour et son dévouement.

À vous, mes parents, je dis merci d'avoir fait de moi celui que je suis aujourd'hui

aucune dédicace ne pourra exprimer mes respects, mes considérations et ma grande admiration pour vous,

puisse ce travail vous témoigner mon affectation et mon profond amour.

À mon unique et très cher frère **Badri**, mon soutien dans la vie et ma source de fierté, je sais que ma réussite est très importante à

vos yeux. Je vous souhaite une vie pleine de bonheur, de joie et de réussite.

À ma grand-mère **Fatima Zahra**, la source de chaleur et d'affection familiale. Que Dieu vous accorde longue vie et bonne santé.

À ma cousine **Zaineb** mon âme sœur et ma compagne, je te souhaite du succès, ma futur médecin.

Mes salutations à chaque famille de **Boussaha** une à une pour leur soutien.

À ma chère compagne et amie proche **Bekhira Yamina**, pour sa compréhension, sa compassion et sa toujours présence pour moi.

À tous mes amis qui m'encouragent toujours et à qui je souhaite plus de réussite, et à mes compagnons de chemin **Djandi Ouïam**,

Aouadi chourouk, Aidi mokhtarai, Guerraiche Omayma, Lahouel Lina, Achit Romaisa, Zekri Maroua, Badji Hind, Hanancha Fatima

Zahra, Hlayli Chaima, Hidaya, Boutlisse Lilya, Mayse, Sellab Farida, Réghaïssia Salsabil, Boutouil Djihan, Aya, Fatima, Soumai, Manal,

wissale.

Ikram

Dédicace

Louange à **Dieu** seul pour sa bienveillance et merci à lui pour sa réussite et sa gratitude.

Ce modeste travail est Dédié spécialement

À ma chère maman **Fatma**, ma raison de vivre, en témoignage de ma reconnaissance pour sa patience, son amour et ses sacrifices.

A mon cher papa **Mostapha** pour son amour et son dévouement.

A vous, mes parents, je dis merci d'avoir fait de moi celui que je suis aujourd'hui
aucune dédicace ne pourra exprimer mes respects, mes considérations et ma grande admiration pour vous,
puisse ce travail vous témoigner mon affectation et mon profond amour.

A mes chères sœurs, **Rabia, Siham, Fatma, Halima**, à mes chers frères **Youssef** et **Mokhtar**, et **leurs enfants**, mon soutien dans la vie, je sais que ma réussite est très importante à leurs yeux. Que Dieu vous garde pour moi

À vous, mes princesses et mes princes je souhaite une vie pleine de bonheur de joie et de réussite.

A ma chère binôme et Mon amie intime **Boussaha Ikram**

Pour sa entente, sa sympathie et sa présence constante près de moi

A tous mes amis qui m'encouragent toujours et à qui je souhaite plus de réussite, et à mes compagnons de chemin

Hayat, Chaima, Aziza, Wissame, Maroua, Chahinaz, Youssra, Maroua, Lila, Malek,

Hind, Maroua, Fatma, Ghofrane, Mokhtaria, Omayma, Salwa, Zahia, Ikram, Takwa.

Yamina

Sommaire

Remerciement

Dédicace

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Symboles et notations

Résumé

Introduction générale

Chapitre I : Présentation d'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.Présentation de l'ouvrage	3
I.1.Introduction	3
I.2 Caractéristiques géométriques de l'ossature	3
I.2.1 plancher	4
I.2.2. Escalier	4
I.2.3. Maçonnerie	4
I.2.4. L'ossature (la superstructure)	4
I.2.5. L'acrotère	4
I.2.6. Revêtement	4
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	5
I.3.1. Introduction	5
I.3.2. Les état-limites	5
I.3.3. Le Béton	5
I.3.4. Acier	9
I.3.5. Actions et sollicitations	11

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction	15
II.2. Pré dimensionnement des poutres	15

II.2.1. Les poutres principales	15
II.2.2. Les poutres secondaires	16
II.3. Pré dimensionnement des planchers	16
II.3.1. Plancher à corps creux	16
II.3.2. Les dalles pleines	17
II.3.3. Les poutrelles	18
II.4. Pré dimensionnement des voiles	19
II.5. Pré dimensionnement des escaliers	20
II.5.1. Les escaliers de RDC	21
II.5.2. Les escalier de l'étage courant	21
II.6. Evaluation des charges et surcharge	22
II.6.1. Plancher Terrasse à Corps Creux	22
II.6.2. Plancher Etage Courant à Corps Creux	23
II.6.3. Murs Extérieurs	24
II.6.4. Les escaliers	24
II.6.5. Les balcons	25
II.6.6. Plancher (dalle pleine)	25
II.6.7. Acrotère	25
II.7. Pré dimensionnement des poteaux	26
II.7.1. Introduction	26
II.7.2. Méthode de calcul.....	26
II.7.3. La loi de dégression des charges	28
II.7.4. Descente des charges du poteau plus sollicité	28
II.8. Calcul des sections des poteaux	31
Chapitre III : Calcul des éléments secondaire	
III.1.Introduction	34
III.2. L'acrotère	34
III.2.1. Vérification sous l'effet de séisme	34
III.2.2. Calcul des efforts	35
III.2.3. Calcul de l'excentricité	35
III.2.4. Calcul du ferrailage	36
III.2.5. Vérification à L'E.L.S	38
III.3. Planchers corps creux	40
III.3.1. Evaluation des charges	40
III.3.2.Méthode de calcul	40

III.3.3. Calcul de ferrailage	48
III.3.4. Vérification de l'effort tranchant à L'E.L.U	50
III.3.5. Vérification des contraintes à L'E.L.S	50
III.3.6. Vérification de la flèche à L'E.L.S	50
III.3.7. Ferrailage de la dalle de compression	53
III.4. Les escaliers	54
III.4.1. Détermination des charges et surcharges	54
III.4.2. Calcul de ferrailage	55
III.5. Etude de la poutre brisé	61
III.5.1. Pré dimensionnement de la poutre brisé	61
III.5.2. Evaluation des charges	61
III.5.3. Calcul de ferrailage	62
III.5.4. Torsion	63
III.6. Les balcons	65
III.6.1. Introduction	65
III.6.2. Evaluation des charges	65
III.6.3. Combinaison des charges	65
III.6.4. Calcul des sollicitations	65
III.6.5. Calcul de ferrailage	66
III.6.6. Vérifications	66
Chapitre IV : Etude sismique	
IV.1. Introduction	69
IV.2. Méthodes de calcul	69
IV.2.1. Méthode statique équivalente	69
IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale	70
IV.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	70
IV.3. Choix de la méthode de calcul	70
IV.3.1. Classification des zones sismiques	70
IV.3.2. Classification de l'ouvrage selon leur importance	70
IV.3.3. classification selon leur configuration	71
IV.4. Modélisation de la structure	71
IV.4.1. Description du logiciel ETABS	72
IV.5. Méthode dynamique modale spectrale	72
IV.5.1. Spectre de réponse de calcul	73
IV.5.2. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente	75

IV.6. Résultats trouvés par logiciel ETABS	77
IV.7. Vérification les Résultats des deux méthodes	77
IV.7.1. Vérification de la période	77
IV.7.2. Vérification de l'effort tranchant à la base	78
IV.7.3. Vérification des déplacements	79
IV.7.4. Justification vis-à-vis de l'effet ($P - \Delta$)	80
IV.7.5. Stabilité au renversement	82
IV.7.6. Vérification spécifique des poteaux	82

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

V.1. Introduction	84
V.2. Combinaison des charges	84
V.3. Caractéristique des matériaux	84
V.4. Ferrailage des poteaux	84
V.4.1. Recommandation du RPA 99/Version 2003	85
V.4.2. Les sollicitations obtenues par logiciel ETABS	86
V.4.3. Exemple de calcul de ferrailage	86
V.4.4. Résultats de ferrailage des autres poteaux	91
V.5. Ferrailage des poutres	92
V.5.1. Les recommandation du RPA99 (v2003) (art 7.5.2.1)	92
V.5.2. Les recommandation du BAEL	93
V.5.3. Exemple de calcul	93
V.5.4. Résultat du ferrailage des poutres	96
V.6. Ferrailage des voiles	97
V.6.1. Recommandation du règlement RPA99	97
V.6.2. Méthode de calcul des voiles	98
V.6.3. Exemple de calcul	98
V.6.4. Résultat de cacul des autres voiles	101

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	104
VI.2. Etude du voile périphérique	104
VI.2.1. dimensionnement	104
VI.2.2. Caractéristiques du sol	104
VI.2.3. Calcul des charges	104
VI.2.4. Ferrailage du voile	105

VI.3. Etude des fondations	107
VI.3.1. Définition	107
VI.3.2. Justification du choix du type de fondations	107
VI.3.3. Choix du type de fondations	108
VI.3.4.Exemple de calcul	108
VI.4.Poutre Libage	109
VI.4.1. Calcul des sollicitations des poutres de libage	109
VI.4.2.Calcul de ferrailage longitudinal	110
VI.4.3.Calcul de ferrailage transversal	111

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Les plans

Liste de figure

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

FigureI.1 : Évaluation de f_{cj} en fonction de l'âge du béton	6
FigureI.2 : Éprouvette 16x32	6
FigureI.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU	7
FigureI.4 : Diagramme linéaire des contraintes du béton	8
FigureI.5 : Diagramme contraintes-déformations (de calcul) de l'acier	9
FigureI.6 : Diagramme de déformation limite de la section	12

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

FigureII.1 : Poutre principale	15
FigureII.2 : poutre secondaire	16
Figure II.3 : Schéma descriptif d'une dalle à corps creux	16
Figure II.4 : Schéma des poutrelles	19
Figure II.5 : Coupe de voile en élévation	20
FigureII.6 : Les composants de l'escalier	20
Figure II.7 : les différent couche de plancher terrasse accessible	22
Figure II.8 : Coupe de l'acrotère	25
Figure II.9 : Loi de la dégression	28
Figure II.10 : Emplacement de Poteau étage courant	29
Figure II.11 : Emplacement de Poteau terrasse inaccessible	29

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

Figure III.1 : Coupe sur l'acrotère	34
Figure III.2 : La section équivalente de calcul de l'acrotère	36
Figure III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	39
Figure III.4 : Schéma statique des poutrelles	42
Figure III.5 : Diagramme de M et T à l'ELU (plancher terrasse inaccessible)	44
Figure III.6 : Diagramme de M et T à l'ELS (plancher terrasse inaccessible)	44
Figure III.7 : Diagramme de M et T à l'ELU (plancher terrasse accessible)	45
Figure III.8 : Diagramme de M et T à l'ELS (plancher terrasse accessible)	46

Figure III.9 : Diagramme de M et T à l'ELU (plancher d'étage courant)	47
Figure III.10 : Diagramme de M et T à l'ELS (plancher d'étage courant)	47
Figure III.11 : Schéma du ferrailage de la poutrelle	53
Figure III.12 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression	54
Figure III.13 : Schéma statique d'escalier de l'étage courant	54
Figure III.14 : Schéma de ferrailage des escaliers	64
Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la poutre prisée	65
Figure III.16 : Schéma statique de balcon	66
Figure III.17 : Schéma de ferrailage des balcons	67
Chapitre IV : Etude sismique	
Figure IV.1 : La courbe de spectre de réponse	73
Figure IV.2 : Disposition des voiles	74
Figure IV.3 : Formes modales de la structure	74
Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux	
Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux	92
Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poutres	96
Figure V.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	97
Figure V.4 : Schéma de ferrailage de voile	102
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
Figure VI.1 : Schéma de ferrailage des voiles périphérique	107
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage des semelles isolées	109
Figure VI.3 : Diagramme des moments dans la poutre de libage a l'ELU	109
Figure VI.4 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de libage a l'ELU	110
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de poutre libage	111

Liste des Tableaux

Tableau.I.1 : Limite d'élasticité garantie des aciers pour béton armé	9
Tableau.II.1 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible	22
Tableau.II.2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible	23
Tableau.II.3 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant	23
Tableau.II.4 : Charge permanente de murs extérieurs	24
Tableau.II.5 : Evaluation des charges de volée	24
Tableau.II.6 : Evaluation des charges de palier	24
Tableau.II.7 : Evaluation des charges de balcon	25
Tableau.II.8 : Evaluation des charges dans le plancher (dalle pleine)	25
Tableau.II.9 : Charge permanente de la structure.....	30
Tableau.II.10 : Les sections des poteaux de chaque niveau	31
Tableau.III.1 : Calcul des efforts internes (M, T) à l'ELU et à l'ELS- terrasse inaccessible.....	43
Tableau.III.2 : Calcul des efforts internes (M, T) à l'ELU et à l'ELS- terrasse accessible.....	45
Tableau.III.3 : Calcul des efforts internes (M, T) à l'ELU et à l'ELS- étage	46
Tableau.III.4 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des escaliers	55
Tableau.IV.1 : Centre de masse et centre de rigidité	77
Tableau.IV.2 : valeur des périodes trouvée par logiciel Etabs	77
Tableau.IV.3 : Vérification de la période.....	78
Tableau.VI.4 :L'effort tranchant à la base.....	78
Tableau.VI.5 : Résultat de vérification de l'effort tranchant à la base.....	79
Tableau.IV.6 : Valeur de déplacement calculé et admissibles (dans le sens X)	80
Tableau.IV.7 : Valeur de déplacement calculé et admissibles (dans le sens Y)	80
Tableau.IV.8 : Vérification à l'effet P- Δ sens (x-x)	81
Tableau.IV.9 : Vérification à l'effet P- Δ sens (y-y)	81
Tableau.IV.10 : Résultat de vérification de Stabilité au renversement selon X.....	82
Tableau.IV.11 : Résultat de vérification de Stabilité au renversement selon Y.....	82

Tableau.V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	84
Tableau.V.2 : section d'armature maximale et minimale exige par le RPA99/version2003	85
Tableau.V.3 : Les sollicitations obtenues par logiciel ETABS	86
Tableau.V.4 : Vérification du flambement	91
Tableau V.5 : Vérification de la stabilité de forme	91
Tableau V.6 : Résultats de ferrailage longitudinal des poteaux	91
TableauV.7 : Résultat du ferrailage des poutres	96
Tableau.V.8 : Section des armatures vertical	101
Tableau.V.9 : Description des armatures verticales	102
Tableau.V.10 : Description des armatures horizontales.....	102
Tableau VI.1 : Calcul du ferrailage du voile périphérique	105

Notion et symboles

1. Majuscules Romaines

A (ou A_s)	: Aire d'une section d'acier (longitudinale)
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	: Aire d'une section de béton
E_{ij}	: Module de déformation du béton instantané
E_s	: Module de déformation de l'acier
F	: Force ou action en générale
I_l	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton ELS
M_{ser}	: Moment fléchissant de calcul de service
M_u	: Moment fléchissant de calcul de ultime
N_{ser}	: Effort normale de calcul de service
N_u	: Effort normale de calcul de ultime
G	: Action permanente
Q	: Action d'exploitation
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime

2. Minuscule Romaines

a	: Largeur d'un poteau
a_o et b_o	: Dimension d'une fondation
b	: Largeur d'une poutre (table), poteau
b_o	: Largeur de l'âme d'une poutre
d et d_o	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport a la fibre la plus comprimé de la section de béton
e	: Excentricité de l'effort normale, Epaisseur d'une dalle
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	: Résistance caractéristique a la compression de béton âge de j jours
f_{tj}	: Résistance caractéristique a la traction de béton âge de j jours
g	: Charge permanente unitaire

h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation
 h_o : Hauteur du talon d'une poutre
 h_1 : Hauteur du hourdis d'une poutre
 i : Rayon de giration d'une section
 j : Nombre de jours de maturité de béton
 l : Porté d'une poutre ou d'une dalle
 l_s : Longueur de scellement droit
 l_f : Longueur de flambement
 n : Coefficient d'équivalence acier-béton
 q : Charge permanente unitaire
 S_t : Espacement des armatures transversales
 u : Périmètre
 x : Abscisse
 y : Ordonnée
 y_1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS
 y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU
 z ou z_b : Bras de levier de couple de flexion

3. Minuscules Grecs

a_u : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU
 γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gama)
 γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton
 ϵ_{bcmax} : Déformation maximale du béton comprimé (epsilon)
 ϵ_{st} : Déformation maximale des armature tendues
 ϵ_{sc} : Déformation maximale des armatures comprimées
 η : Coefficient de fissuration relatif aune armature (eta)
 λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lampda)
 μ_{ser} : Moment ultime réduit à ELS (mu)
 μ_u : Moment ultime réduit à ELU
 ν : Coefficient de poisson (nu)
 ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho)

- σ : Contrainte normale (sigma)
- σ_{bcmax} : Contrainte normale du béton comprime
- σ_{st} : Contrainte dans les acier tendus
- σ_{sc} : Contrainte dans les acier comprimés
- τ : Contrainte tangente (tau)
- τ_u : Contrainte tangente conventionnelle
- τ_s : Contrainte d'adhérence
- τ_s : Contrainte d'adhérence d'entraînement
- ϕ : Coefficient du fluage (phi)
- ψ_s : Coefficient de scellement relatif a une armature (psi)

4. Unités :

Les unités utilisées en béton armée sont celle du système international (USI) et leur multiples :

- m, (cm,mm) : Longueur,dimension ,portée
- cm² : Section d'acier
- m² : Section
- KN, N, MN : Charge ponctuelle
- KN.m⁻¹, (N.m⁻¹, MN.m⁻¹) : Charge linéique
- KN.m⁻², (N.m⁻², MN.m⁻²) : Charge surfacique
- KN.m⁻³, (N.m⁻³,MN.m⁻³) : Charge volumique
- KN.m, N.m, N.m : Moment
- Mpa, (Pa, Kpa) : Contrainte

ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لفندق ذو طابق تحت أرضي، طابق أرضي، خمسة طوابق ومغسلة للإستعمال السكني، مدعمة بنظام مختلط (أعمدة وعارضات-جدران)، والواقعة بولاية جيجل المصنفة

ضمن منطقة متوسطة الزلازل رقم Ila

تم إجراء تحليل هيكلي، وبعدها تم التحليل الديناميكي باستخدام برنامج ETABS، وقد تمت هذه الحسابات وفقا للتشريعات الجزائرية : النسخة 2003 من القوانين الزلزالية RPA99 والمرسوم CBA93 .

كلمات البحث : فندق، متوسطة الزلازل، ETABS, RPA99, CBA93

Résumé

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique d'un appart – hôtel constituée d'un entre sol et rez de chaussée et 5 étages avec buanderie à usage d'habitation, contreventée par des voiles-portique, implantée au grand phare Wilaya de Jijel, zone de moyen sismicité (zone IIa)

Une analyse structurelle analytique a été réalisée, suivie d'une analyse dynamique à l'aide du logiciel ETABS .Ces calculs ont été effectués conformément à la réglementation algérienne : le RPA99 version 2003 et le CBA93.

Mots clés : Un appart – hôtel, Moyen sismicité, ETABS, RPA99, CBA93

Abstract

This project mainly consists of the dynamic study of an apartment hotel consisting of between ground and floor level and 5th floor with laundry room for residential use, braced by portico sails. The structure is located at the large Wilaya de Jijel lighthouse, zone of medium seismicity (zone IIa).

Analytical structural analysis was performed, followed by dynamic analysis using ETABS software. These calculations were carried out in accordance with Algerian regulations: RPA99 version 2003 and CBA93.

Keywords: Apartment hotel, Medium seismicity ,ETABS, RPA99, CBA93

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale :

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Et les spécialistes en génie civil à une vision au futur en pratiquant une profession interdisciplinaire qui a des impacts sur la vie quotidienne des gens. Il contient un groupe d'activités qui conduisent à la réalisation de tout ouvrage liés au sol, ces activités se partagent en deux grandes catégories :

- Le bâtiment : ouvrage abritant des individus ou des biens
- Les Travaux Publics : ouvrages de construction d'utilité générale

Malheureusement ces ouvrages sont toujours endommagé par des risque naturels, parmi ces catastrophes affectant la surface de la terre, les secousses sismiques, elles sont sans doute celles qui ont le plus effets destructeurs dans les zones urbanisées, face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est de développer les technique de construire. Cela signifie construire de maniéré telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

La construction parasismique est l'une des nouvelles techniques, elle est le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis dans des hypothèses et des théories des vérifications, avec plus ou moins de détails, dans le Règlement Parasismique Algérien *RPA99 Version 2003*, le CBA93 et aussi le BAEL91, l'objectif de ces règlement est d'assurer la sécurité et l'économie de vie humaine et de construction.

Le présent Projet du mémoire consiste à l'étude d'un hôtel en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un entre-sol, un RDC et 6 étages qui ne sont pas encore réalisé à Jijel.

Chapitre I :
Présentation d'ouvrage
et caractéristiques des
matériaux

I. Présentation de l'ouvrage :

I.1. Introduction : La conception du projet de génie civil est élaborée sur la base des aspects fonctionnels, Structurel e formel.

Les ingénieurs doivent donc prendre en compte les données suivantes :

- L'usage.
- Résistance et la stabilité.
- Exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Situation économiques.

Le présent projet de fin d'étude consiste à l'étude structurale d'un Hôtel R+5+buanderie avec entresol à usage d'habitation constitué de :

- L'entre sol destiné comme un parking.
- Un rez-de-chaussée (RDC).
- 5 étages à usage d'habitation.
- Une terrasse accessible (buanderie).
- Un acrotère.
- Cet ouvrage, est implanté à grand phare willaya de Jijel classé selon le RPA99 version 2003 comme zone de moyenne sismicité (Zone II a).

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ossature :

➤ **Les dimensions** : les dimensions de notre ouvrage son relevé du plan d'architecture du projet ses caractéristiques sont données comme suit :

- Hauteur totale :.....23.94m.
- L'entresol :
 - Longueur :.....22.30m.
 - Largeur :.....19.80m.
 - Hauteur :.....2.85m.
- RDC :
 - Longueur :.....22.30m.
 - Largeur :.....16.48m.
 - Hauteur :.....3.74m.
- Du 1 er au 5ème étage :
 - Longueur :.....22.38m.
 - Largeur :.....17.62m.
 - Hauteur :.....3.40m.

Chapitre I : Présentation d'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.2.1. plancher (COURS B.A ENSET) :

Ce sont des éléments plans limitant les différents niveaux, ils ont un rôle essentiel :

- Transmission des charges.
- Résistance (supporte les charges G et Q).
- Isolation phonique et thermique.

Dans notre hôtel on distingue deux types de planchers :

- Plancher étage courant et terrasse : dalle à corps-creux.
- Plancher de RDC, l'entre sol : dalle pleine.

I.2.2. Escalier (COURS B.A ENSET) :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

I.2.3. Maçonnerie (COURS B.A ENSET) :

La maçonnerie de notre hôtel est constituée de briques creuses.

- o Murs extérieurs : constitués d'une double paroi.
 - Une paroi de 15 cm d'épaisseur.
 - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
 - Une paroi de 10 cm d'épaisseur.
- o Murs intérieurs : constitués par une seule paroi de 10 cm d'épaisseur.

I.2.4. L'ossature (la superstructure) :

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

I.2.5. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'évacuation des eaux pluviales et donner la sécurité.

I.2.6. Revêtement (COURS B.A ENSET) :

Pour cet ouvrage nous avons choisi trois types de revêtements :

- Enduit en ciment et en plâtre.
- Carrelage.
- Etanchéité.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.3.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage en fonction de la résistance de différents éléments de structure (poteaux, poutres, voiles) à diverses sollicitations (compression, flexion), et la résistance de ces éléments dépend du type de matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

- Donc le béton et l'acier utilisé dans la réalisation de cet ouvrage seront choisis selon les règles techniques de conception en vigueur :

- Le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 R 99.
- Le document technique réglementaire DTR B.C.2.2.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme C.B.A.93.

I.3.2. Les état-limites (BAEL 91) :

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

On distingue deux catégories d'états-limites :

a. Etat limite ultime (ELU) :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. Cet état est caractérisé par :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

b. Etat limite de services (ELS) :

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause. Cet état est caractérisé par :

- Etat limite d'ouverture de fissures : risque d'ouverture de fissures (contraintes admissibles).
- Etat limite de compression du béton : volontairement la contrainte de compression est limitée à une valeur raisonnable.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.

I.3.3. Le Béton (COURS B.A ENSET) :

a. Définition :

Le béton est matériaux obtenu par durcissement, constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), et de l'eau de gâchage. A ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants qui améliorent sensiblement sa performance.

b. Dosage de béton :

- Ciment (CPA325) : 350 Kg/m³.
- Gravier (15 ≤ D ≤ 25mm) : 800 Kg.
- Sable (D ≤ 5mm) : 400 Kg.
- Eau : 180L.

La masse volumique du béton varie entre **2200 Kg/m³ et 2500 Kg/m³**.

c. Résistances mécanique du béton :

c.1. Résistance à la compression f_{cj} :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression " f_{c28} " (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par essai sur éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et 32cm de hauteur.

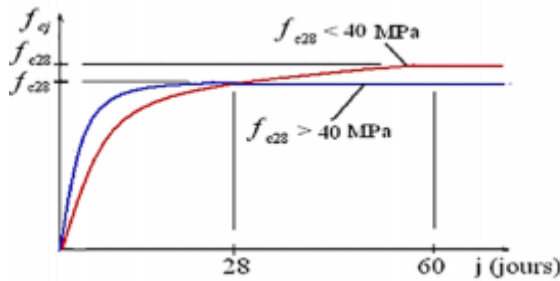


Figure I.1 : Évaluation de f_{cj} en fonction de l'âge du béton (COUR B.A ENSET)

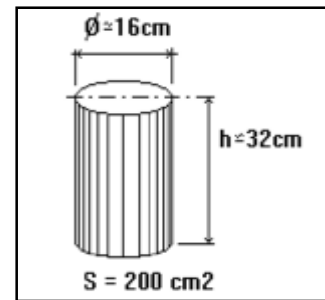


Figure I.2 : Éprouvette 16x32 (COUR B.A ENSET)

On peut admettre (Selon BAEL/Art A.2.1, 11) que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$j < 28 \text{ jours} \left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pour les ouvrages courants, la résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

c.2. Résistance à la traction f_{tj} :

Généralement le béton est un matériau travaillant bien en compression avec une mauvaise résistance à la traction, et cette dernière est déterminée par plusieurs essais parmi ces essais on a :

- Traction par fendage d'une éprouvette cylindrique (essais brésiliens).
- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.

Chapitre I : Présentation d'ouvrage et caractéristiques des matériaux

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, noté f_{tj} , est définie par la relation (A.2.1, 12 BAEL91) :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

Pour notre travaux, nous utilisons le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

d. Contrainte limite :

d.1. Etat limite ultime (E.L.U) :

d.1.1. Contrainte ultime du béton :

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme appelé "parabole- rectangle" (Figure). En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰. En compression avec flexion le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

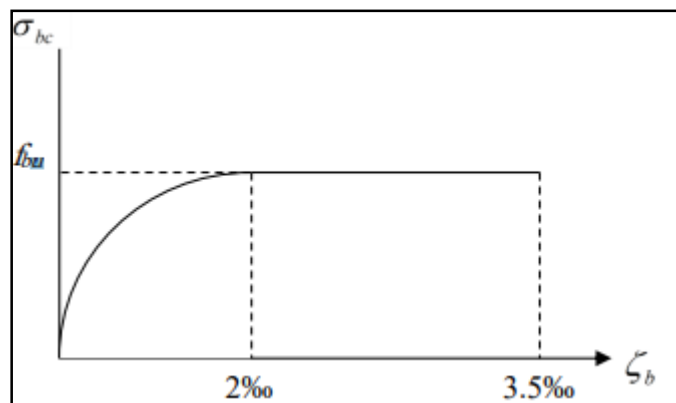


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation
du béton à l'ELU (BAEL91)

Selon le (BAEL91/Art A-4. 3.4) la contrainte de béton à l'état limite ultime est :

$$F_{bu} = 0,85 x f_{cj} / (\theta \times \gamma_b)$$

Avec :

- f_{bu} : contrainte limite ultime de compression.
- γ_b coefficient de sécurité :
- $\gamma_b = 1,15$ « pour les situations accidentelles ». Donc $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,50$ « pour les situations durables ». Donc : $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$
- 0,85 : coefficient de minoration de la résistance du béton tenant compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge et de la condition de bétonnage.
- θ : dépend de la durée d'application des charges.
 $\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considérées est $>24\text{h}$

$\theta = 0,9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: lorsqu'elle est < 1 heure.

d.1.2. Contrainte ultime de cisaillement :

Selon **BAEL91 (A.5.1.2)** :

$-\bar{\tau} < \min (0.2 f_{c28}, 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$ cas normal (fissuration peu préjudiciable).

$-\tau < \min (0.15 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$ cas (la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable).

d.2. Etat limite de service (E.L.S) :

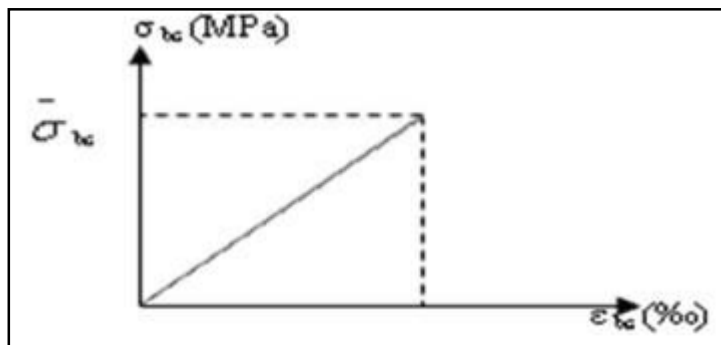


Figure I.4 : Digramme linéaire des contraintes du béton (BAEL91)

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

- ❖ Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par (**BAEL91/ A.2.1, 21**) :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$$

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$

Le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule suivante :

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad E_{vj} = 10818.16 \text{ MPa}.$

b. Coefficient de poisson ν :

Le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative (**BAEL/A.2.1,3**).

$\nu = 0.20$ Pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0$ Pour le calcul des déformations.

I.3.4. Acier (BAEL91) :

- Définition :

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuances qui correspondent à leur limite élastique garantie d'une part, et d'autre part par leur état de surface lisse ou à haute adhérence.

- Caractéristiques mécanique des aciers :

Les caractéristiques mécaniques servant de base aux calculs des éléments de béton armé sont :

a. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier (Art A-2.2, 1 BAEL91) :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

b. Limite d'élasticité garantie f_e :

Le tableau présent les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e :

Tableau.1 : Limite d'élasticité garantie des aciers pour béton armé

Barres lisses	Ø	
Nuance	FeE215	FeE235
Limite d'élasticité f_e (MPa)	215	235
Barres à haute adhérence	HA	
Nuance	FeE400	FeE500
Limite d'élasticité f_e (MPa)	400	500
Treillis soudés	TS	
Nuance	TL500 (Ø>6mm)	TL520 (Ø≤6mm)
Limite d'élasticité f_e (MPa)	500	520

Dans notre projet on utilise l'acier FeE400 : $f_e = 400 \text{ MPa}$.

- Contrainte limite :

Selon le BAEL on distingue deux états limites :

-Etat limite ultime (ELU) :

On a :
$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Sachant que : f_e : limite d'élasticité garantie. γ_s : Coefficient de sécurité.

Ou : $\gamma_s = 1$ dans les cas accidentelles.
 $\gamma_s = 1.15$ dans les cas courantes.

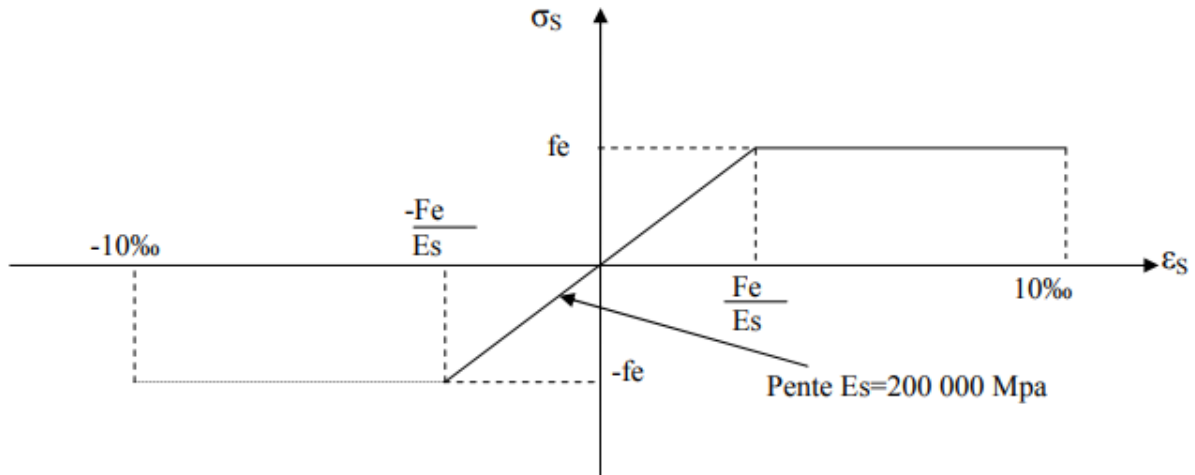


Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier (BAEL91)

-Etat limite de service (ELS) :

Les formes et dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures, sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition de fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage. et pour limiter l'ouverture des fissures, il est nécessaire de limiter les contraintes dans l'armature de traction sous l'action des sollicitations de services.

D'après **BAEL91/Art 4.5.3** on distingue trois cas de fissures :

- **Fissuration peu préjudiciable (Art 4.5.32 BAEL91) :** pas de vérification à faire.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

- **Fissuration préjudiciable (Art 4.5.33 BAEL91) :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(\frac{f_e}{2}, 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}$$

- **Fissuration très préjudiciable (Art 4.5.34 BAEL91) :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences.

- Protection des armatures (Art 7.1 BAEL91) :

L'enrobage de toute armature est au moins égal à :

- 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.
- 3 cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.

Chapitre I : Présentation d'ouvrage et caractéristiques des matériaux

- 1 cm pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

I.3.5. Actions et sollicitations :

Les éléments constructifs d'un bâtiment doivent résister aux différentes actions et sollicitations pour assurer la bonne stabilité de ces derniers :

I.3.5.1. Actions (Art 3.1 BAEL91) :

Sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.). On distingue :

❖ Les actions permanentes (G) (Art 3.1.2 BAEL91) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, comprennent notamment :

- Le poids propre de la structure, celui des équipements fixes de toute nature (par exemple cloisons des bâtiments).
- Les efforts (poids, poussées, pressions) dus à des terres ou liquides dont les niveaux varient peu.
- Les efforts (poids, poussées, pressions) dus à des terres ou liquides dont les niveaux varient peu.

❖ Les actions variables (Q) (Art 3.1.3 BAEL91) :

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Elles comportent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatique « vent et neige ».
- Les charges appliquées en cours d'exécution.
- Actions de la température climatique.

❖ Les actions accidentelles (Art 3.1.4 BAEL91) :

Cela se produit rarement et sa durée est très courte. Elles comportent :

- Les séismes.
- Les explosions.
- Les incendies.
- Chocs de véhicules ou bateaux sur les appuis des ponts.

I.3.5.2. Sollicitations (BAEL 91) :

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en charge point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme de forces :

- Effort normal : N
- Effort tranchant : V
- Moment fléchissant : M

- Couple de torsion : T

a) Hypothèses de calcul des sections en béton armé :

• Etat limite ultime :

- Les sections droites et planes avant déformation, et après restent le même.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰ en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰ en compression centrée}$$

Règle des trois pivots :

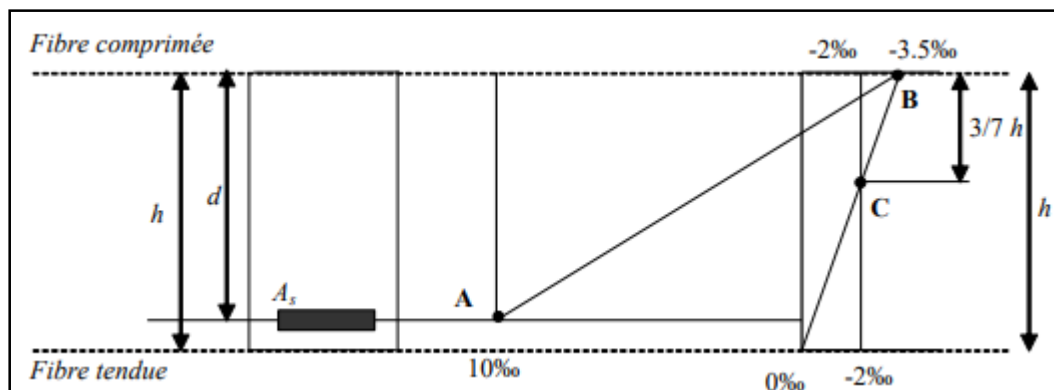


Figure I.6 : Diagramme de déformation limite de la section (BAEL91)

- Dans le domaine 1, pivot A, l'Etat-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 2, pivot B, l'Etat-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 3, pivot C, l'Etat-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2‰ une distance de la fibre la plus comprimée égale aux $3/7$ de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci-dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple).

• Etats limites de service (ELS) :

Les Hypothèses :

- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Le coefficient d'équivalence n donné par le rapport entre les modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton ($\eta = E_s / E_b$) est pris égal à 15.

Chapitre I : Présentation d'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

Chapitre II :
**Pré dimensionnement
et descente des charges**

II. Pré dimensionnement et descente des charges :

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but "le pré calcul " des sections des différents éléments (poutre, poteaux, les planchers, les voiles, escaliers), Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du (RPA99/Version 2003), (BAEL91).

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré dimensionnement des poutres :

II.2.1. Les poutres principales :

Les poutres utilisées seront de section rectangulaire.

Selon le règlement BAEL91 :

$$\checkmark L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10$$

$$\checkmark 0.4 \times h \leq b \leq 0.8 \times h$$

Avec :

L_{\max} : la portée maximale de la poutre dans le sens considéré entre axes des appuis.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur d'une section rectangulaire.

$$\text{On a } L_{\max} = 5,30\text{m} \implies \frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10}$$

$$\text{Donc : } 35,33 \leq h \leq 53$$

On prend **$h=40\text{cm}$** .

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40$$

$$\text{Donc } 16 \leq b \leq 32$$

On prend **$b=30\text{cm}$**

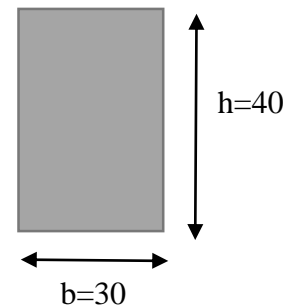


Figure II.1 : Poutre principale

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du **RPA 99** :

- $b \geq 20\text{cm} \implies 30 \geq 20$ condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm} \implies 40 \geq 30$ condition vérifiée.
- $(h/b) \leq 4 \implies 1,33 \leq 4$ condition vérifiée.

Les conditions du RPA sont vérifiées .Donc, on prend pour toutes les poutres principales une section :

$$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

II.2.2. Les poutres secondaires :

Selon le règlement **BAEL91** :

- ✓ $L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$
- ✓ $0.4 \times h \leq b \leq 0.8 \times h$

$$\text{On a } L_{max}=5,20\text{m} \Rightarrow \frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10}$$

$$\text{Donc : } 34,67\text{cm} \leq h \leq 52\text{cm}$$

On prend **$h=40\text{cm}$** .

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40$$

$$\text{Donc } 16\text{cm} \leq b \leq 32\text{cm}$$

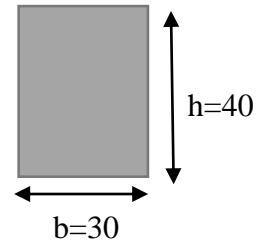


Figure II.2 : poutre secondaire

On prend **$b=30\text{cm}$** .

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du **RPA 99** :

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30 \geq 20$ condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 40 \geq 30$ condition vérifiée.
- $(h/b) \leq 4 \Rightarrow 1,33 \leq 4$ condition vérifiée.

Les conditions du RPA sont vérifiées .Donc, on prend pour toutes les poutres secondaires une section :

$$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

II.3. Pré dimensionnement des planchers :

II.3.1. Plancher à corps creux (COURS B.A ENSET) :

Les planchers à corps creux se composent de 3 éléments principaux :

- Les corps creux qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- Les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

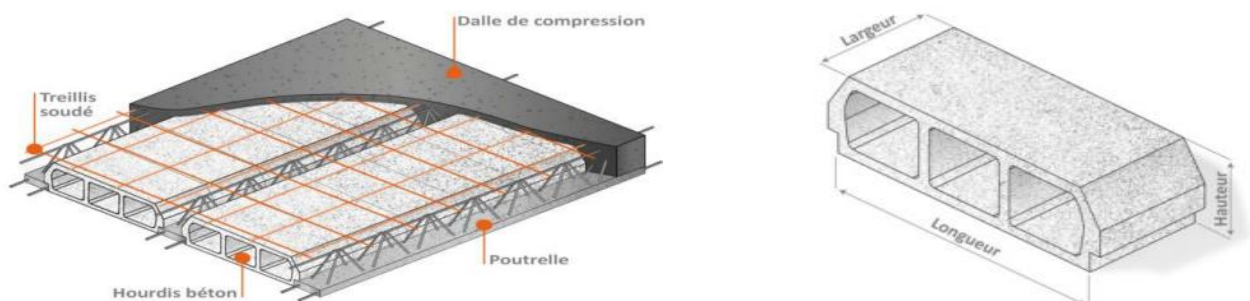


Figure II.3 : Schéma descriptif d'une dalle à corps creux (COUR B.A ENSET)

Selon le BAEL91, on doit dimensionner le plancher d'après la formule suivant :

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

Avec :

L : c'est la petite portée du panneau le plus sollicité mesuré à nu des appuis.

h : hauteur total des planchers.

Dans notre cas : L=5,00m.

$$\frac{500}{25} < h < \frac{500}{20} \Rightarrow 20 \leq h \leq 25$$

On adopte un plancher à corps creux de type h= 21 → (16+5).

II.3.2. Les dalles pleines (COURS B.A ENSET) :

Les dalles pleines ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place, et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis, l'épaisseur des dalles dépendent de plus condition et de vérification de résistance en déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

❖ Résistance à la flexion :

- Dalles reposant sur deux appuis : $Lx/35 < e < Lx/30$
- Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx/50 < e < Lx/40$

L : la grande portée la plus sollicitée.

Dans notre cas, la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale à : 5.30m

Donc on a : $\frac{530}{50} < e < \frac{530}{40}$; $10.6 < e < 13.25$

On prend : e = 15 cm.

❖ Résistance au feu :

- e = 7 cm pour une heure de coupe de feu.
- e = 11 cm pour deux heures de coupe de feu.
- e = 17.5 cm pour quatre heures de coupe de feu.

On adopte : e = 16 cm.

❖ Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA 93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On adopte : e = 16 cm.

❖ Condition de flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées : (Selon **CBA93 : B 6.5.3**)

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

- $f_{\max} < \frac{L_{\max}}{500}$; si la portée L est au plus égale à 5 m.
- $f_{\max} < 0.5 \text{ cm} + \frac{L_{\max}}{1000}$; si la portée L est supérieur à 5 m.

Dans notre cas : $L_{\max} = 5.30 \text{ cm}$.

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$ avec une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.

- Poids propre : $G = 2500 \times 2 \times 1 = 375 \text{ kg/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 150 \text{ kg/ml}$.

$$q = G + Q = 525 \text{ kg/ml}.$$

On doit vérifier la condition suivant :

$$f_{\max} < 0.5 \text{ cm} + \frac{L_{\max}}{1000}$$

$$f_{\max} < \frac{5qL_{\max}^4}{384EI} ; I = \frac{b \times e^3}{12}$$

$$\frac{5qL_{\max}^4}{384EI} < 0.5 \text{ cm} + \frac{L_{\max}}{1000} ; E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ Mpa} = 321641.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{60qL_{\max}^4}{384Ebe^3} < 0.5 \text{ cm} + \frac{L_{\max}}{1000}$$

$$e^3 \geq \frac{60qL_{\max}^4}{384Eb(0.5 \text{ cm} + \frac{L_{\max}}{1000})}$$

$$e \geq \sqrt[3]{\left[\frac{60qL_{\max}^4}{384Eb(0.5 \text{ cm} + \frac{L_{\max}}{1000})} \right]}$$

$$e \geq 12.50 \text{ cm}$$

$$e \geq \text{Max} (12.50 ; 15 ; 16 ; 16)$$

Donc on adopte : $e = 16 \text{ cm}$ pour toutes les dalles pleines.

II.3.3. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, elles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse.

• Dimensionnement des poutrelles :

Selon les règles BAEL :

$$0.3 \text{ ht} < b_0 < 0.8 \text{ ht} ; \text{ ht} : \text{épaisseur totale de la dalle.}$$

$$\text{Donc } 6.3 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16.8 \text{ cm}$$

On prend $b_0 = 10 \text{ cm}$.

Les corps creux commercialisé à une hauteur de 16 cm et une longueur de 55 cm.

• Table de compression :

Cette largeur définit la dimension de la zone de compression.

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Avec : $b = 2b_1 + b_0$

Selon le **BAEL91** :

$$b_1 = \min [(L_0 / 2 = b - b_0 / 2) ; (L/10) ; (6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0)]$$

$$b_1 = \min [27.5 ; 50 ; (30 \leq b_1 \leq 40)]$$

Donc on prend $b_1 = 27.5$ cm.

$$\text{Alors : } b = 10 + 2(27.5) = 65 \text{ cm.}$$

Notre poutrelle a les caractéristiques

géométriques suivantes :

$$h_0 = 5 \text{ cm.}$$

$$b = 65 \text{ cm.}$$

$$h_t = 21 \text{ cm.}$$

$$b_0 = 10$$

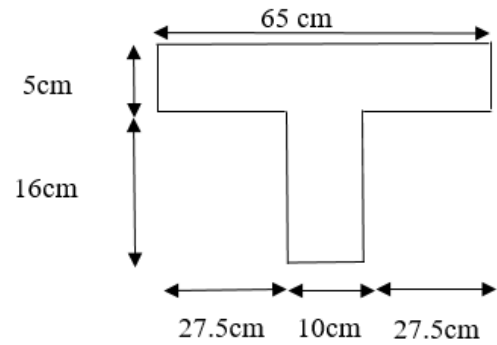


Figure II.4 : Schéma des poutrelles

II.4. Pré dimensionnement des voiles :

Selon RPA (version 2003) sur l'article (7.7.1), l'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités,

«L'épaisseur minimal est de 15 cm ».

A partir de la hauteur de RDC : $h_e = 3.34$ m, et de conditions de rigidité aux extrémités suivantes :

e : l'épaisseur du voile.

h_e : la hauteur libre d'étage.

$$e \geq h / 25 ; e \geq 13.36 \text{ cm.}$$

$$e \geq h / 22 ; e \geq 15.18 \text{ cm.}$$

$$e \geq h / 20 ; e \geq 16.70 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max (e_{\min}; h_e / 25; h_e / 22; h_e / 20).$$

$$e \geq \max (15 ; 13.36 ; 15.18 ; 16.70).$$

$$e \geq 16.70.$$

Pour des raisons constructif on adopte une épaisseur $e = 20$ cm.

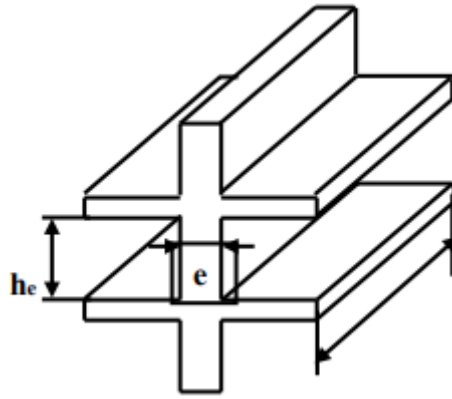


Figure II.5 : Coupe de voile en élévation (BAEL91)

II.5. Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des ouvrages de circulation verticaux composée à (COURS B.A ENSET) :

- **La marche** : est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** : est la partie verticale contre la marche.
- **L'embranchement** : est la longueur utilisée de chaque marche.
- **Le giron** : le giron est la largeur d'une marche d'un escalier, c'est un élément très important. à prendre en compte pour rendre un escalier agréable à monter.
- **La paillasse** : supporte les marches et les contremarches.
- **Palier** : plan horizontal plus grande que les marches sépare deux volées de marche, si le palier est au même niveau qu'un étage courant de la construction, on parle de palier d'arrivée(ou palier de départ),sinon il s'agit d'un palier intermédiaire(ou palier de repos).
- **L'angle d'inclinaison** : est l'angle confiné entre le paillasse et l'horizontale.
- **La volée** : est l'ensemble de marche de palier.

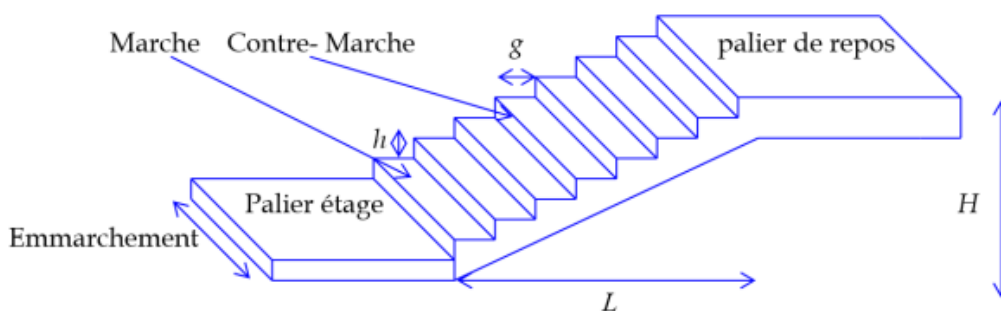


Figure II.6 : Les composants de l'escalier (COUR B.A ENSET)

En utilise la formule de BLONDEL pour dimensionner les marches et les contremarches.

La formule de BLONDEL : $59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$

h : varié de 14cm à 20cm

g : Varié de 25cm à 32cm.

On fixe la valeur de giron **g=30cm** donc on aura :

$$\frac{59 - g}{2} \leq h \leq \frac{66 - g}{2} \rightarrow \frac{59 - 30}{2} \leq h \leq \frac{66 - 30}{2} \rightarrow \mathbf{14,5cm \leq h \leq 18 cm.}$$

On prend la valeur de contremarche : **h=17 cm.**

L'angle d'inclinaison :

$$tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

II.5.1. Les escaliers de RDC :

➤ **Le nombre de contremarches :** est calculer par: $N_c = \frac{H}{h}$

Avec :

H : est la hauteur d'étage, qui vaut **H=3,74m.**

h : la hauteur de contremarche **h=17cm.**

$$N_c = \frac{374}{17} = \mathbf{22} \text{ contre marches.}$$

Donc on adopte 1ère volée de (11) contre marche, 2ème volée de (2) contre marche, et 3ème volée de (9) contre marche.

➤ **La longueur de volée :**

$$L_H = \frac{11 \times 0,17}{\sin \alpha} \Rightarrow L_H = \frac{1,87}{\sin 29,53} = 3,80m.$$

➤ **Epaisseur de la paille :**

L'épaisseur de la paille est estimée suivant la condition suivante :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$\text{Avec } L=3,80m \longrightarrow 12,67cm \leq e \leq 19cm.$$

On adopte : $e_{\text{paille}}=16cm$; $e_{\text{palier}}=16cm$; $e_{\text{volée}}=16cm$.

II.5.2. Les escalier de l'étage courant :

➤ **Le nombre de contremarches :** est calculer par : $N_c = \frac{H}{h}$

Avec :

H : est la hauteur d'étage, qui vaut **H=3,74m.**

h : la hauteur de contremarche **h=17cm.**

$$N_c = \frac{3,40}{17} = \mathbf{20} \text{ contre marches.}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Donc on adopte : 2 volées de (9) contre marche pour chaque volée, et 3^{ème} volée de (2) contre marche.

➤ **La longueur de volée :**

$$L_H = \frac{9 \times 0,17}{\sin \alpha} \Rightarrow L_H = \frac{1,53}{\sin 29,53} = 3,10m .$$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse est estimée suivant la condition suivante :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

Avec : $L = 3,10m \longrightarrow 10,33cm \leq e \leq 15,5cm.$

On adopte : $e_{\text{paillasse}} = 16cm$; $e_{\text{palier}} = 16cm$; $e_{\text{volée}} = 16cm.$

II.6. Evaluation des charges et surcharge :

II.6.1. Plancher Terrasse à Corps Creux :

a. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)	
1	Gravions roulé de protection	0,05	20	1,00	
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12	
3	Forme de pente	0,015	22	0,33	
4	Isolation thermique liège	0,04	4	0,16	
5	Plancher à corps creux	Hourdis	0,16	14.375	2,30
		Table de compression	0,05	25	1,25
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20	
Charge permanente totale				G=5.36KN/m²	
Surcharge d'exploitation				Q=1.00KN/m²	

b. Plancher terrasse accessible :

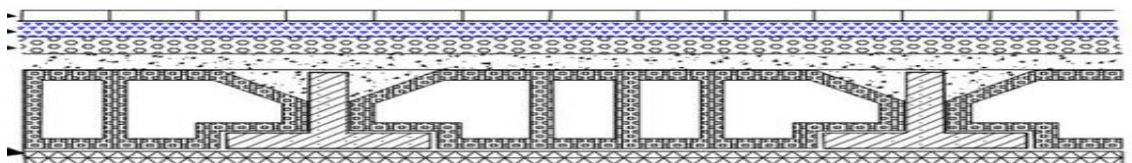


Figure II.7 : les différent couche de plancher terrasse accessible (COUR B.A ENSET)

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Tableau II.2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible

N°	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)	
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44	
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40	
3	Lit de sable	0,02	18	0,36	
4	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12	
5	Forme de pente	0,015	22	0,33	
6	Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16	
7	Plancher à corps creux	Hourdis	0,16	14.375	2.30
		Table de compression	0.05	25	1.25
8	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20	
Charge permanente totale				G=5.56KN/m²	
Surcharge d'exploitation				Q=1.50KN/m²	

II.6.2. Plancher Etage Courant à Corps Creux :

Tableau II.3 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant

N°	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)	
1	Plancher à corps creux	Hourdis	0,16	14.375	2.30
		Table de compression	0.05	25	1.25
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40	
3	Carrelage	0,02	22	0,44	
4	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20	
5	Cloison de répartition	0,1	09	0,90	
Charge permanente totale				G=5,49 KN/m²	

- Surcharge d'exploitation de plancher d'étage courant : **Q=1,50KN/m²**.

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

II.6.3. Murs Extérieurs :

Tableau II.4 : Charge permanente de murs extérieurs

N°	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Brique creuses extérieur	0,15		1,30
2	Brique creuses intérieur	0,10	09	0,90
3	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
4	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale				G=2,78KN/m ²

II.6.4. Les escaliers :

a) Volée :

Tableau II.5 : Evaluation des charges de volée

N°	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Les marches	0.085	22	1.87
4	Paillasse	0.16/cosa	25	4.59
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
6	Gard corps métallique	-	-	0.6
Charge permanente totale				G = 8.26 KN/m ²
Surcharge d'exploitation				Q = 2.5 KN/m ²

b) Palier de repos :

Tableau II.6 : Evaluation des charges de palier

N°	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Dalle pleine	0.16	25	4
4	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale				G = 5.2 KN/m ²
Surcharge d'exploitation				Q = 2.5 KN/m ²

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

II.6.5. Les balcons :

Tableau II.7 : Evaluation des charges de balcon

N°	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Dalle pleine	0.16	25	4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Carrelage	0.02	22	0.44
4	Gard corps métallique	-	-	0.6
5	Enduit de ciment	0.02	-	0.36
Charge permanente totale			G = 5.8 KN/m²	
Surcharge d'exploitation			Q = 3.5 KN/m²	

II.6.6. Plancher (dalle pleine) :

Tableau II.8 : Evaluation des charges dans le plancher (dalle pleine)

N°	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Dalle pleine	0.16	25	4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Carrelage	0.02	22	0.44
4	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale			G = 5.04 KN/m²	
Surcharge d'exploitation			Q = 2.5 KN/m²	

II.6.7. Acrotère :

a. Béton armé :

La surface :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + 0.05 (0.02 \times 0.1)$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2$$

Le poids:

$$G_1 = \gamma_b \times S$$

$$G_1 = 25 \times 0.069 \Rightarrow G_1 = 1.725 \text{ KN/ml}$$

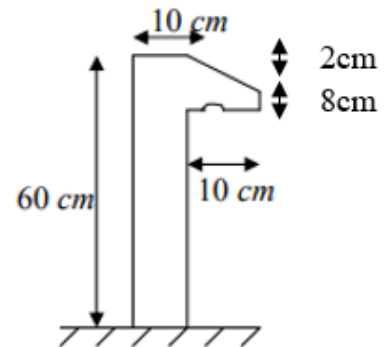


Figure II.8 : Coupe de l'acrotère

b. Enduit de ciment :

$$G_2 = (0.02 \times 18) = 0.36 \text{ KN/ml}$$

- Charge permanente :

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 2.085 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation :

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

II.7. Pré dimensionnement des poteaux :

II.7.1. Introduction :

Un poteau est un élément de la structure dans lequel se concentrent de façon ponctuelle, les charges de la superstructure et transmette les charges verticales et horizontales vers l'infrastructure.

Selon le **BAEL91 (Article. B.8.4,1)**, l'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_{lim} = \alpha \left(\frac{Br f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{As f_e}{\gamma_s} \right)$$

Donc l'effort dans le poteau doit vérifier que :

$$N_u \leq N_{lim} = \alpha \left(\frac{Br f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{As f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

Br : Section réduite de poteau (a-2) (b-2) en cm².

Nu : effort normal ultime pondéré que l'on déduit après descente de charges.

Fe : contrainte limite élastique des aciers (fe=400MPa).

Fc28 : Contrainte caractéristique à la compression (fc28= 25MPa)

II.7.2. Méthode de calcul :

Leur pré dimensionnement doit respecter les conditions suivantes :

- Condition de résistance
- Condition de stabilité

Condition imposé par le **RPA99** :

A. Condition de résistance :

D'après le BAEL91 :

$$\beta_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \sigma_s \right]}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

B_r : section réduite obtenue en retirant 1cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du poteau :

A_s : aire des aciers.

$$\text{Tel que : } \begin{cases} \theta = 1 \\ K = 1 \end{cases} \quad \begin{cases} f_e = 400 \text{ Mpa} \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0,2(\lambda/35)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85\lambda^2/1500 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance on prendra ($\lambda=35$)

$$\rightarrow \beta = 1,2$$

Selon le RPA 2003 le pourcentage minimale des armatures est de 0,8% en zone IIa

$$\rightarrow \frac{A}{B_r} = 0,8\% = 0,008$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\beta_r \geq 1,2 \cdot N_u / \left[\left(\frac{14,20}{0,90} \right) + 0,85 \left(\frac{0,8}{100} \right) \cdot (348) \right]$$

$$\text{Donc : } \mathbf{B_r \geq 0,066 \times N_u}$$

Avec :

$$\mathbf{N_u = 1,35G + 1,5Q}$$

$$\begin{cases} N_g : \text{Effort normal dû aux charges permanentes.} \\ N_q : \text{Effort normal dû aux charges d'exploitations.} \end{cases}$$

B. Condition de stabilité :

Pour éviter le flambement il faut qu'il soit $\lambda \leq 35$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} ; \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad \rightarrow \quad \lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b}$$

$$L_f = 0,7 L_0$$

C. Condition imposé par le RPA99 :

Doit vérifier ces conditions pour la zone IIa :

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

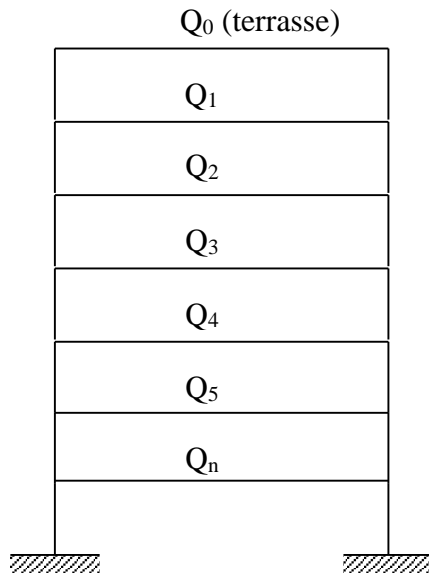
$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

II.7.3. La loi de dégression des charges :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. Q_0, Q_1, \dots, Q_n sont les charges d'exploitation respectivement des planchers d'étage 1, 2, ..., n numéroté à partir du sommet du bâtiment.

Les étages étant numérotés de haut en bas ; on calcul Q_i : surcharge totale à considérer au-dessous du plancher de l'étage n° i.



$$\begin{aligned} \Sigma Q &= Q_0 \\ \Sigma Q &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma Q &= Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) \\ \Sigma Q &= Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ \Sigma Q &= Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \\ \Sigma Q &= Q_0 + (3+n / 2n) \Sigma Q_i \quad (n \geq 5) \end{aligned}$$

Figure II.9 : Loi de la dégression

II.7.4. Descente des charges du poteau plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité dans notre projet est le poteau :

a. Surface de poteau d'étage courant :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$\begin{aligned} S &= (2,5 \times 2,65) + (2,5 \times 2,60) + \left(\frac{2,31 + 2,40}{2} \times 2,65 \right) \\ &\quad + \left(\frac{2,30 + 2,21}{2} \times 2,60 \right) \end{aligned}$$

$$S = 6,625 + 6,50 + 6,24 + 5,86 = 25,225 \text{ m}^2.$$

- Charge permanente des planchers

d'étage courant et RDC :

$$G_{ec} = 5.49 \text{ KN/ m}^2$$

- Poids propre des planchers d'étage courant et RDC :

$$P_{ec} = G_{ec} \times S = 5,49 \times 25,225 = 138,48 \text{ KN}.$$

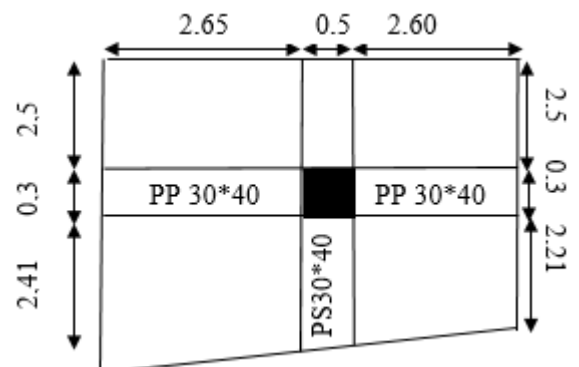


Figure II.10 : Emplacement de Poteau étage courant

b. Surface de poteau terrasse inaccessible :

$$S = S1+S2+S3+S4$$

$$S = (2,50 \times 2,65) + (2,5 \times 2,60) + \left(\frac{2,31+2,40}{2} \times 2,65 \right) + \left(\frac{2,26+2,30}{2} \times 1 \right) + (1 \times 1,60)$$

$$S = 6,625 + 6,50 + 6,24 + 2,28 + 1,60 = 23,245 \text{m}^2.$$

-Charge permanente des planchers terrasse:

-Plancher terrasse inaccessible : $G_i = 5,36 \text{KN/m}^2$.

-Dalle plein : $G_i = 5,04 \text{KN/m}^2$.

-Poids propre des planchers terrasse :

$$P_i = G (\text{plancher terrasse inaccessible}) \times (S1+S2+S3) + G (\text{dalle plein}) \times (S4+S5)$$

$$P_i = 5,36 \times (6,625 + 6,50 + 6,24) + 5,04 \times (2,28 + 1,60)$$

$$P_i = 123,35 \text{KN}.$$

c. Poids propre des poutres :

-Poutre principale : $P_{pp} = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 5,25 = 15,75 \text{KN}$.

-Poutre secondaire : $P_{ps} = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4,81 = 14,43 \text{KN}$.

Donc $P_p = 15,75 + 14,43 = 30,18 \text{KN}$.

d. Poids propre des poteaux :

$$P = Br \times 25 \times 3,74 = 93,5 Br.$$

e. Charges d'exploitation :

-Plancher terrasse : $Q_0 = 1 \times 23,245 = 23,245 \text{KN}$.

-Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = 1,50 \times 25,225 = 37,837 \text{KN}$.

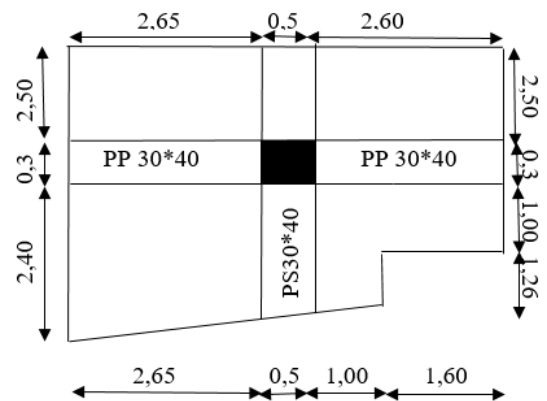


Figure II.11 : Emplacement de Poteau terrasse Inaccessible

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

❖ Charges permanentes :

Tableau II.9 : Charge permanente de la structure

Niveaux	Désignation des éléments	Charge permanente G (KN)
étage 6	Plancher terrasse inaccessible.	123,35
	Poutre principale (30x40cm).	15,75
	Poutre secondaire (30x40cm).	14,43
	Poteau.	93.5Br
Totale		153,53+93.5Br
Etage5	Plancher étage courant.	138,48
Etage4	Poutre principale (30x40cm).	15,75
Etage3	Poutre secondaire (30x40cm).	14,43
Etage2	Poteau.	93.5Br
Etage1		
RDC		
Totale		168,66+93.5Br

❖ Les charges permanentes cumulées G(KN) :

$$G_{\text{totale}} = G_6 = 153,53 + 93.5\text{Br}$$

$$G_{\text{totale}} = G_6 + G_5 = 322,19 + 187\text{Br}$$

$$G_{\text{totale}} = G_6 + G_5 + G_4 = 490,85 + 280.5\text{Br}$$

$$G_{\text{totale}} = G_6 + G_5 + G_4 + G_3 = 659,51 + 374\text{Br}$$

$$G_{\text{totale}} = G_6 + G_5 + G_4 + G_3 + G_2 = 828,17 + 467.5\text{Br}$$

$$G_{\text{totale}} = G_6 + G_5 + G_4 + G_3 + G_2 + G_1 = 996,83 + 561\text{Br}$$

$$G_{\text{totale}} = G_6 + G_5 + G_4 + G_3 + G_2 + G_1 + G(\text{RDC}) = 1165,49 + 654.5\text{Br}$$

$$G_{\text{totale}} = G_6 + G_5 + G_4 + G_3 + G_2 + G_1 + G(\text{RDC}) + G(\text{Entre-sol}) = 1334,15 + 748\text{Br}$$

❖ Les surcharges cumulées Q(KN) :

$$Q_{\text{totale}} = Q_0 = 23,245\text{KN}$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_0 + Q_1 = 23,245 + 37,837 = 61,082\text{KN}$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 23,245 + 0,95(37,837 \times 2) = 95,135\text{KN}$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 23,245 + 0,90(37,837 \times 3) = 125,404\text{KN}$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 23,245 + 0,85(37,837 \times 4) = 151,89\text{KN}$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 23,245 + 0,80(37,837 \times 5) = 174,593\text{KN}$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 23,245 + 0,75(37,837 \times 6) = 193,51\text{KN}$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 23,245 + 0,71(37,837 \times 7) = 211,29\text{KN}$$

Donc :

$$G_{\text{totale}} = 1334,15 + 748\text{Br.}$$

$$Q_{\text{totale}} = 211,29.$$

II.8. Calcul des sections des poteaux :

On a : $Nu = 1.35 G_{\text{totale}} + 1.5 Q_{\text{totale}}$
 $Nu = 1,35(1334,15 + 748Br) + 1,5(211,29)$
 $Nu = 2118,037 + 1009.8Br \text{ (KN)}.$

On remplace Nu dans l'équation (1) :

$$Br \geq 0.066 \times (2118,037 + 1009.8Br) \times 10^{-3}$$

$$Br \geq 0,1498m^2.$$

On prend la section de poteau en carrée ($a = b$) $\Rightarrow B_r = (a - 2)^2$
 $(a - 2)^2 \geq 1498cm^2 \Rightarrow a \geq 40,70cm$

Donc on prend $(a \times b) = (45 \times 45) cm^2.$

Les sections pour tous les poteaux de notre bâtiment au niveau de chaque niveau sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.10 : Les sections des poteaux de chaque niveau

Niveau	G (KN)	Q (KN)	$Nu = 1,35G + 1,5Q$ (KN)	Br (cm ²)	Section (cm ²)
6	153,53+93.5Br	23,245	242,133+126,23Br	161.14	(30*30)
5	322,19+187Br	61,082	526,579+252.45Br	352,86	(30*30)
4	490,85+280.5Br	95,135	805,35+378.67Br	545.13	(35*35)
3	659,51+374Br	125,404	1078,44+504.9Br	736.29	(35*35)
2	828,17+467.5Br	151,89	1345,86+631.13Br	926.54	(35*35)
1	996,83+561Br	174,593	1607,61+757.35Br	1116.72	(40*40)
RDC	1165,49+654.5Br	193,51	1863,676+883.57Br	1306.16	(45*45)
Entre-sol	1334,15+748Br	211,29	2118,037+1009.8Br	1498	(45*45)

❖ Vérification au flambement :

Pour éviter le flambement il faut qu'il soit $\lambda \leq 35$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b}, \quad L_f = 0,7 L_0 \Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,74 = 2,618$$

$$\Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \times (2,618 / 0,45) = 20,15 < 35 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

❖ Vérification selon le RPA :

Les dimensions de la section transversale retenues pour les poteaux doivent satisfaire les conditions de l'article 7-4-1 du RPA :

$$✓ \min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \quad \Rightarrow \min(30,50) \geq 25\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$✓ \min (b_1, h_1) \geq h_e/20 \quad \Rightarrow \min(30,50) \geq 340/20=17 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$✓ 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \quad \Rightarrow 1/4 \leq 30/50=0,60 \leq 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre III :
Calcul des éléments
secondaire

III.1.Introduction :

On distingue deux types d'éléments dans une structure :

- les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de la structure.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas un rôle direct dans la résistance de la structure.

Dans le présent chapitre nous avons étudiées éléments secondaires, le but de ce calcul est de garantir la stabilité et la résistance des éléments secondaires de notre structure (tels que l'acrotère, le balcon, l'escalier et le planché) contre les effets des actions sismique et verticales (permanente et exploitation).

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « **BAEL 91 modifié 99** » en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 version 2003** ».

III.2. L'acrotère :

L'acrotère est un élément non porteur entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse, il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

Le calcul se fera à la flexion composée soumis à un effort normal du à son poids propre (G) et un moment dû à la surcharge d'exploitation (Q).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas, le calcul se fera à L'ELU, et à L'ELS.

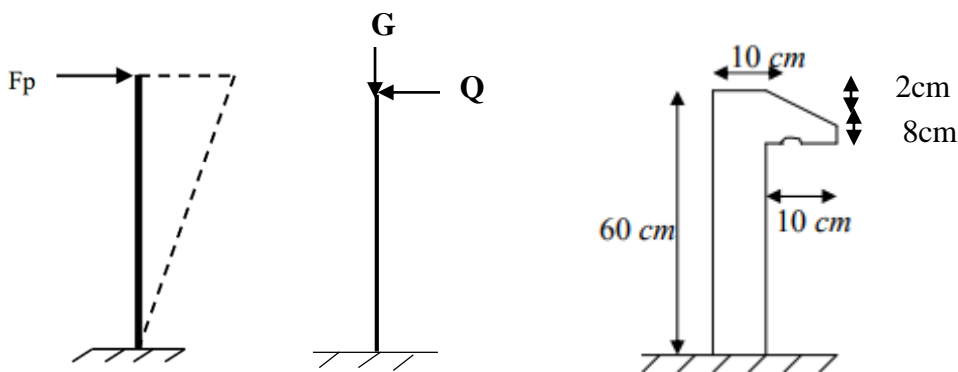


Figure III.1 : Coupe sur l'acrotère

• Le principe de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.2.1. Vérification sous l'effet de séisme :

D'après le **RPA/V2003 article 6.2.3** les éléments secondaires doivent être calculés sous l'action des forces horizontales selon la formule suivantes :

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

A : Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4-1)

$$\text{«zone IIa, groupe 2 »} \Rightarrow A = 0.15$$

C_p : facteur de force horizontale (Tableau 6-1)

$$C_p = 0.8 \Rightarrow \text{pour élément de console}$$

W_p : Poids de l'acrotère ; W_p = 2.085 KN/ml

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.085 = 1.0008 \text{ KN/ml} > Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Alors on fait le calcul avec la force F_p.

III.2.2. Calcul des efforts :

a) Etat limite ultime :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 2.085 \Rightarrow N_u = 2,814 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = 1,35M_G + 1.5M_Q. \quad (M_G = 0)$$

$$M_u = 1.5M_Q = 1.5 \times Q \times h$$

$$M_u = 1.5 \times 1.0008 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

b) Etat limite de service :

$$N_{ser} = G = 2.085 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 1.0008 \times 0.6 = 0.601 \text{ KN.m}$$

III.2.3. Calcul de l'excentricité :

D'après le **BAEL (Article 4-4)** en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_2 + e_a$$

➤ Excentricité de premier ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,814} \Rightarrow e_1 = 0,319 \text{ m} = 31,9 \text{ cm}$$

e₁ : Excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, y compris l'excentricité additionnelle.

$$e_1 = 0,319 > \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{ m.}$$

➤ **Excentricité due aux effets du second ordre :**

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi)$$

ϕ : Ce rapport est généralement prit égale à 2 ; $\phi = 2$

L_f : Longueur du flambement qui est libre à une extrémité et encastré à l'autre.

$$L_f = 2 \times L \Rightarrow L_f = 2 \times 0,6 \Rightarrow L_f = 1,2m$$

α : Le rapport du moment : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$; ($M_G = 0$)

($\alpha = 0$) \Rightarrow Car G ne crée aucun moment.

$$\text{Donc : } e_2 = \frac{3(1,2)^2}{10^4(0,1)} (2 + 0(2)) \Rightarrow e_2 = 0,00864 \text{ m} = 0,864 \text{ cm.}$$

➤ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left\{ 2cm, \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \max \{ 2cm, 0,24cm \} \Rightarrow e_a = 2cm$$

Alors : $e_t = e_1 + e_2 + e_a = 0,319 + 0,00864 + 0,02 = 0,3476 \text{ m} = 34,76 \text{ cm.}$

- Sollicitation majorée :

$$M_U = M_{UQ} + e_t \times N_U \Rightarrow M_U = 0,9 + 0,3476 \times 2,814 \Rightarrow M_U = 1,878 \text{ KN.m}$$

III.2.4. Calcul du ferrailage :

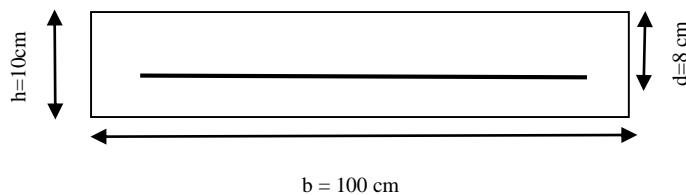


Figure III.2 : La section équivalente de calcul de l'acrotère

-Epaisseur de la section : $h = 0,1m$

-Largeur de la section : $b = 1 \text{ m}$

-Enrobage : $c = 0,02 \text{ m}$

-Hauteur utile : $d = h - c$; $d = 0,08 \text{ m}$

- Le moment fictif :

$$M_{Uf} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{uf} = 1,878 + 2,814 \times 0,03 \Rightarrow M_{uf} = 1,96 \text{KN.}$$

- Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{uf}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,96 \times 10^{-3}}{1 \times (0,08)^2 \times 14,20} = 0,02156$$

$$\mu = 0,02156 < 0,392$$

Alors : La section est simplement armé et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,02156} \right) \Rightarrow \alpha_u = 0,027$$

- La section fictive d'aciers tendus :

$$A_{Sf} = \frac{0,8 \times \alpha_u \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_{su}} \Rightarrow A_{Sf} = \frac{0,8 \times 0,027 \times 100 \times 8 \times 14,2}{348} \Rightarrow A_{Sf} = 0,705 \text{cm}^2.$$

- La section réelle d'aciers tendus :

$$A_s = A_{Sf} - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0,705 - (2,814 / (348 \times 1000)) = 0,7 \text{cm}^2.$$

- Condition de non-fragilité:

$$A_{s \min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s \min} \geq \max \left\{ \frac{100 \times 10}{1000}, 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s \min} = 1 \text{cm}^2 > A_s = 0,7 \text{cm}^2$$

Donc on prend : $A_{s \min} = 1 \text{cm}^2$ et en adopte 4HA8 avec : $A_s = 2,01 \text{cm}^2$.

- L'espacement :

$$St = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$$

$St < \min(3h, 33 \text{cm}) \rightarrow St = 25 \text{cm} < \min(30, 33 \text{cm}) \Rightarrow$ condition vérifier.

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{cm}^2$$

On adopte : 3T6, avec $A_r = 1,13 \text{cm}^2$.

$$S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{cm} < 30 \text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

III.2.5. Vérification à L'E.L.S :

- La vérification de contrainte limite de traction de l'acier(BAEL91) : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right) \right\}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; \max \left(0,5 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right\} = 202 \text{ Mpa}$$

- La vérification de contrainte limite de compression de béton(RAEL91) : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

- L'excentricité :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e = \frac{0,601}{2,085} = 0,288 \text{ m} > \frac{h}{4} = 0,025 \text{ m} \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

- **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

On résout l'équation du troisième degré : $z^3 + pz + q = 0$

$$C = \frac{h}{2} - e = \frac{10}{2} - 28,82 = -23,82 \text{ cm} .$$

$$p = -3c^2 - 90A_s' \frac{c - d'}{b} + 90A_s \frac{d - c}{b} = -3c^2 + 90A_s \frac{d - c}{b} \quad ; (A_s' = 0).$$

$$p = -3(-23,82)^2 + 90 \times 2,01 \times \frac{8 + 23,82}{100} = -1644,61$$

$$q = -2c^3 - 90A_s' \frac{(c - d')^2}{b} + 90A_s \frac{(d - c)^2}{b} = -2c^3 - 90A_s \frac{(d - c)^2}{b} \quad ; (A_s' = 0).$$

$$q = -2(-23,82)^3 - 90 \times 2,01 \times \frac{(8 + 23,82)^2}{100} = 25198,93.$$

Donc : $z^3 - 1644,61z + 25198,93 = 0$.

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (25198,93)^2 + \frac{4 \times (-1644,61)^3}{27} \Rightarrow \Delta = -24013308,53 < 0$$

$$\text{Donc : } \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \Rightarrow \varphi = 168,99^\circ$$

$$\alpha = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \Rightarrow \alpha = 46,82$$

$$Z_1 = 46,82 \cos \left(\frac{168,99}{3} \right) = 25,95 > 0$$

$$Z_2 = 46,82 \cos\left(\frac{168,99}{3} + 120\right) = -46,72 < 0$$

$$Z_3 = 46,82 \cos\left(\frac{168,99}{3} + 240\right) = 20,76 > 0$$

-la distance du centre de pression a l'axe neutre à la fibre supérieure de la section : $Y_{ser} = Z + C$.

$$y_{ser1} = Z_1 + C = 25,95 - 23,82 = 2,13 \text{ cm.}$$

$$y_{ser2} = Z_2 + C = -46,72 - 23,82 = -70,54 \text{ cm.}$$

$$y_{ser3} = Z_3 + C = 20,76 - 23,82 = -3,06 \text{ cm.}$$

-Puisque $\Delta < 0$ on choisit parmi $Z_1; Z_2; Z_3$ la valeur qui donne $0 \leq y_{ser} \leq d \Rightarrow 0 \leq y_{ser} = 2,13 \text{ cm} \leq 8 \text{ cm}$

Donc : $Z = Z_1 = 25,95 \text{ cm.}$

-On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15A_s(d - y_{ser})^2 = \frac{100 \times 2,13^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (8 - 2,13)^2$$

$$I = 1360,995 \text{ cm}^4.$$

-Les contraintes valent :

$$\sigma_{bc} = \frac{Z \times N_{ser}}{I} \times y_{ser} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{25,95 \times 2,085}{1360,99 \times 10^{-4}} \times 2,13 \Rightarrow \sigma_{bc} = 846,77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,8467 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{Z \times N_{ser}}{I} \times (d - y_{ser}) \Rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{25,95 \times 2,085}{1360,99 \times 10^{-4}} \times (8 - 2,13)$$

$$\sigma_s = 35,004 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

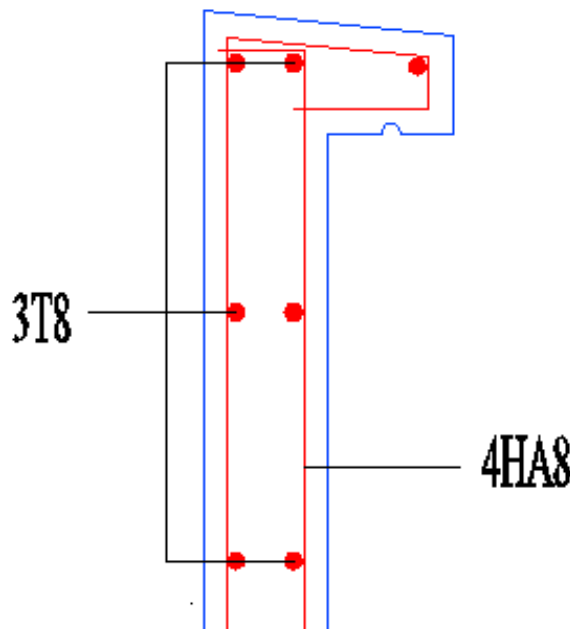


Figure III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. Planchers corps creux :

Comme il est déjà mentionné au chapitre précédent, On a prévu un plancher à corps creux du type (16+5).

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), et une dalle de compression. Ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

III.3.1. Evaluation des charges :

• Plancher terrasse inaccessible :

- charge permanente : $G = 5,36 \times 0,65 = 3,484 \text{KN/ml}$.

- charge d'exploitation : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{KN/ml}$.

- combinaison :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(3,484) + 1.5(0,65) = 5,678 \text{KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 3,484 + 0,65 = 4,134 \text{KN/ml}$$

• Plancher terrasse accessible :

- charge permanente : $G = 5,56 \times 0,65 = 3,614 \text{KN/ml}$.

- charge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{KN/ml}$.

- combinaison :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(3,614) + 1.5(0,975) = 6,341 \text{KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 3,614 + 0,975 = 4,589 \text{KN/ml}$$

• Plancher étage courant :

- charge permanente : $G = 5,49 \times 0,65 = 3,568 \text{KN/ml}$.

- charge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{KN/ml}$.

- combinaison :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(3,568) + 1.5(0,975) = 6,279 \text{KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 3,568 + 0,975 = 4,543 \text{KN/ml}$$

III.3.2. Méthode de calcul :

Pour calculer les éléments secondaires il y'a plusieurs méthodes peuvent être utilisé nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode de CAQUOT.

III.3.2.1. Méthode forfaitaire :

Nous choisissons la méthode forfaitaire, car elle est la méthode la plus simple avec condition d'application, Pour utiliser cette méthode il faut vérifier les conditions mentionnées dans l'article (Art B.6.2.2.10/BAEL 91 modifié 99).

- **Condition01** : La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5KN/m^2 ; $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{KN/m}^2\}$.

Vérification :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 5,36 \text{KN}$$

$$Q = 1 \text{KN} \quad \Rightarrow 1 \text{KN} \leq \max (10,72 \text{KN} ; 5 \text{KN}) \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Plancher terrasse accessible :

$$G = 5,56 \text{ KN}$$

$$Q = 1,5 \text{ KN} \quad \Rightarrow 1,5 \text{ KN} \leq \max(11,12 \text{ KN} ; 5 \text{ KN}) \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

- Plancher à étage courant :

$$G = 5,49 \text{ KN}$$

$$Q = 1,5 \text{ KN} \quad \Rightarrow 1,5 \text{ KN} \leq \max(10,98 \text{ KN} ; 5 \text{ KN}) \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Condition02 :

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.

On a : $I = \text{cte}$ pour toutes les travées \Rightarrow condition vérifiée.

- Condition03 :

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \quad \Rightarrow 0,8 \leq \frac{5}{5} = 1 \leq 1,25.$$

- Condition04 :

La fissuration est non préjudiciable \Rightarrow condition vérifiée.

toutes les conditions sont vérifiées, donc notre cas la méthode forfaitaire est applicable.

a) principe de la méthode :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis en des fonctions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendant de même portée soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées : $\alpha = Q/G+Q$.

- M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison : $M_0 = q \times l^2 / 8$

- M_w et M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et droite (e) dans la travée considérée.

- M_t : moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs de M_t , M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

$$1) \quad M_t \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0 \} - (M_w + M_e) / 2.$$

$$2) \quad M_t \geq (1+0,3\alpha) \times M_0 / 2 \quad \text{dans une travée intermédiaire.}$$

$$3) \quad M_t \geq (1,2+0,3\alpha) \times M_0 / 2 \quad \text{dans une travée de rive.}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

• $0,6 M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées.

• $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.

• $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

b) L'effort tranchant : Sur une travée le moment varié paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses (a) de l'appui gauche et (b) de l'appui droit, avec $L = a + b$, telles que :

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} ; \quad b = L - a.$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} ; \quad V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

III.3.2.2. Application de la méthode forfaitaire :

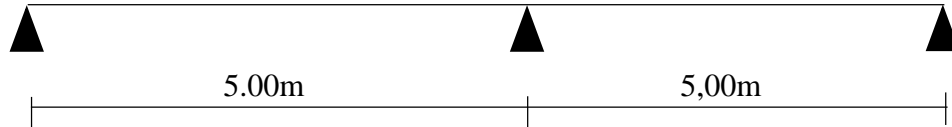


Figure III.4 : Schéma statique des poutrelles

a) Plancher terrasse inaccessible :

- Calcul du rapport de charge :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0,65}{3,484 + 0,65} \Rightarrow \alpha = 0,16.$$

- Calcul des moments isostatiques M_{0i} :

-Travée 1 : $M_{01} = \frac{q_u l_1^2}{8} = \frac{5,678 \times 5^2}{8} \Rightarrow M_{01} = 17,74 \text{ KN.m}$

-Travées 2 : $M_{02} = \frac{q_u l_2^2}{8} = \frac{5,678 \times 5^2}{8} \Rightarrow M_{02} = 17,74 \text{ KN.m}$

- Calcul des moments dans l'appui :

-Moment dans l'appui A et C : $M_A = M_C = 0$.

-Moment dans l'appui B : $M_B = -0,6 \max \{M_{01} ; M_{02}\} = -0,6 \times 17,74 = -10,64 \text{ KN.m}$

- Calcul des moments en travées :

$$M_t \geq \max \left\{ \left(\max [1,05M_{01} ; (1 + 0,3\alpha)] M_{01} - \frac{M_w + M_e}{2} \right); \left(\frac{1,02 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{02} \right\}$$

$$M_t \geq \max \left\{ \left(\max (1,05 \times 17,74 ; (1 + 0,3 \times 0,16) \times 17,74) - \frac{10,64}{2} \right); \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,16}{2} \right) \times 17,74 \right\}$$

$$M_t \geq \max (13,307 ; 13,27 ; 11,06) \Rightarrow M_t = 13,307 \text{ KN.m.}$$

- Calcul les efforts tranchant :

Travée A-B :

$$a_1 = l_1 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_{aB} + M_t}{M_{aA} + M_t}}} = 2,135 \text{ m} ; \quad b_1 = l_1 - a_1 = 5 - 2,135 \Rightarrow b_1 = 2,865 \text{ m.}$$

$$V_{wA} = -2 \times \frac{M_{aA} + M_t}{a_1} = -2 \times \frac{0 + 13,307}{2,135} \Rightarrow V_{wA} = -12,46 \text{ KN}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

$$V_{eB} = 2 \frac{M_{aB} + M_t}{b_1} = 2 \times \frac{10,64 + 13,307}{2,865} \Rightarrow V_{eB} = 16,71 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$a_2 = l \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_{ac} + M_t}{M_{ab} + M_t}}} = 2,865 \text{ m} \quad ; \quad b_2 = L_1 - a_2 = 5 - 2,865 \Rightarrow b_1 = 2,135 \text{ m}$$

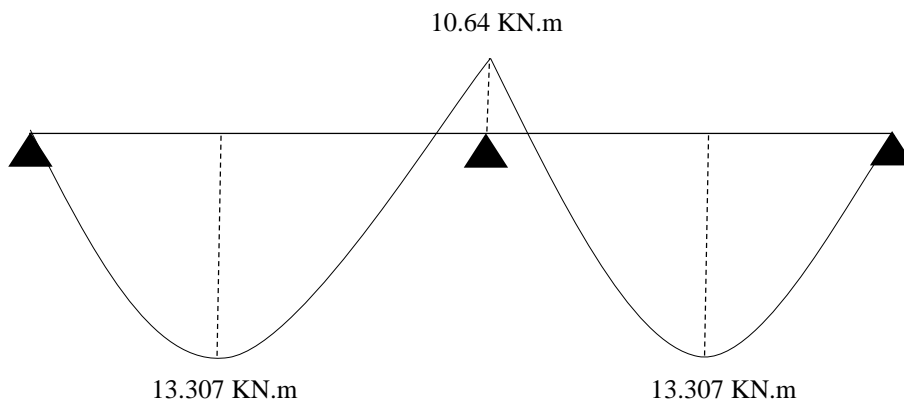
$$V_{wB} = -2 \frac{M_{aB} + M_t}{a_1} = -2 \times \frac{10,64 + 13,307}{2,865} \Rightarrow V_{wA} = -16,71 \text{ KN}$$

$$V_{ec} = 2 \frac{M_{ac} + M_t}{b_1} = 2 \times \frac{0 + 13,307}{2,135} \Rightarrow V_{eB} = 12,46 \text{ KN}$$

Les résultats obtenus par cette méthode (M, T) sont exposé aux tableaux suivants :

Tableau III.1 : Calcul des efforts internes (M, T) à l'ELU et à l'ELS- terrasse inaccessible

		Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	α	M _{trave} (KN.m)	a (m)	V _w (KN)	b (m)	V _e (KN)
Plancher Terrasse inaccessible	à L'ELU	A-B	5.00	17.74	0	0.16	13.307	2.135	-12.46	2.865	16.71
					10.64						
		B-C	5.00	17.74	0	0.16	13.307	2.865	-16.71	2.135	12.46
	à L'ELS	A-B	5.00	12.92	0	0.16	9.691	2.135	-9.07	2.865	12.17
					-7.75						
		B-C	5.00	12.92	0	0.16	9.691	2.865	-12.17	2.135	9.07



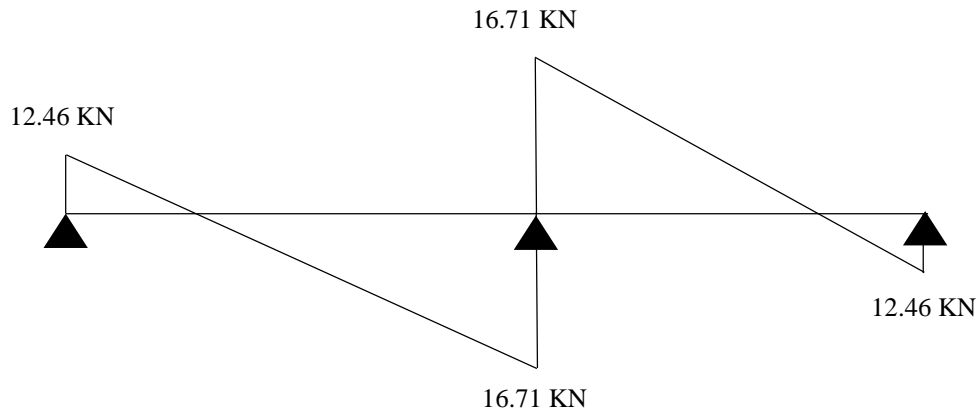


Figure III.5 : Diagramme de M et T à l'ELU (plancher terrasse inaccessible)

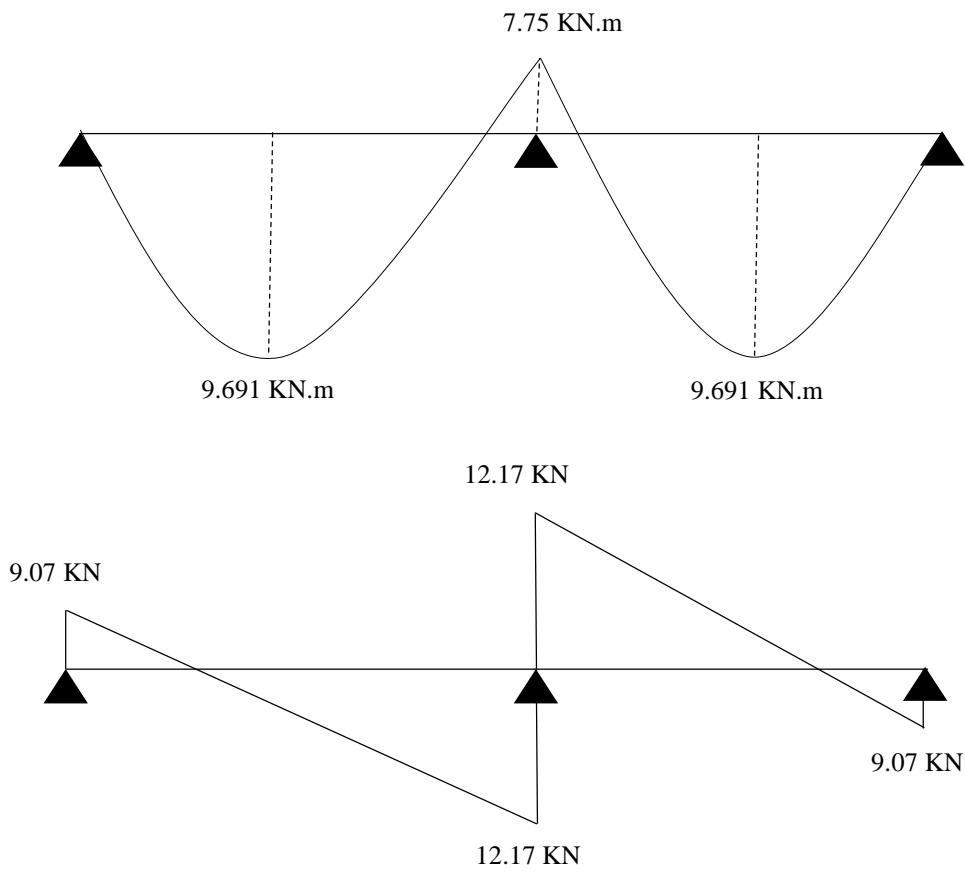


Figure III.6 : Diagramme de M et T à l'ELS (plancher terrasse inaccessible)

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

b) Plancher terrasse accessible :

Tableau III.2 : Calcul des efforts internes (M, T) à l'ELU et à l'ELS- terrasse accessible

		Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	α	M _{trave} (KN.m)	a (m)	V _w (KN)	B (m)	V _e (KN)
Plancher Terrasse accessible	à l'ELU	A-B	5.00	19.81	0	0.21	15.12	2.14	-14.13	2.86	18.88
					-11.88						
		B-C	5.00	19.81	0	0.21	15.12	2.86	-18.88	2.14	14.13
					-11.88						
	à l'ELS	A-B	5.00	14.34	0	0.21	10.94	2.14	-10.22	2.86	13.66
					-8.60						
		B-C	5.00	14.34	0	0.21	10.94	2.86	-13.66	2.14	10.22
					-8.60						

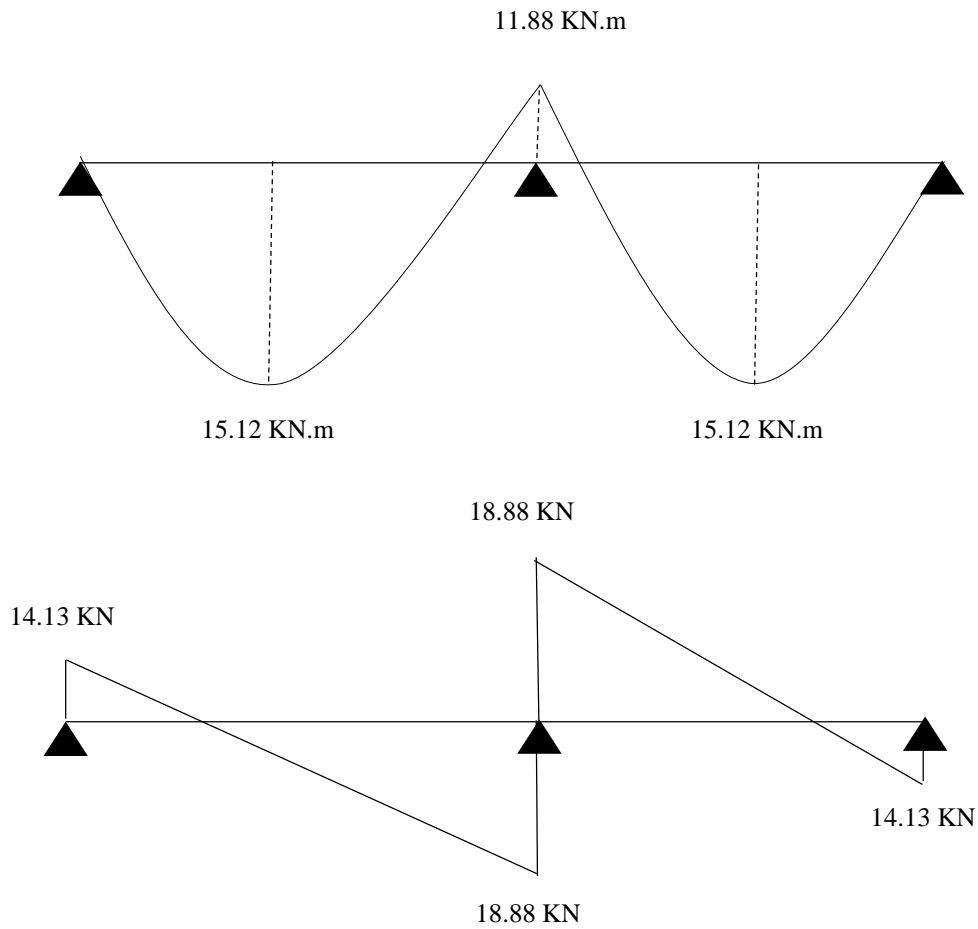


Figure III.7 : Diagramme de M et T à l'ELU (plancher terrasse accessible)

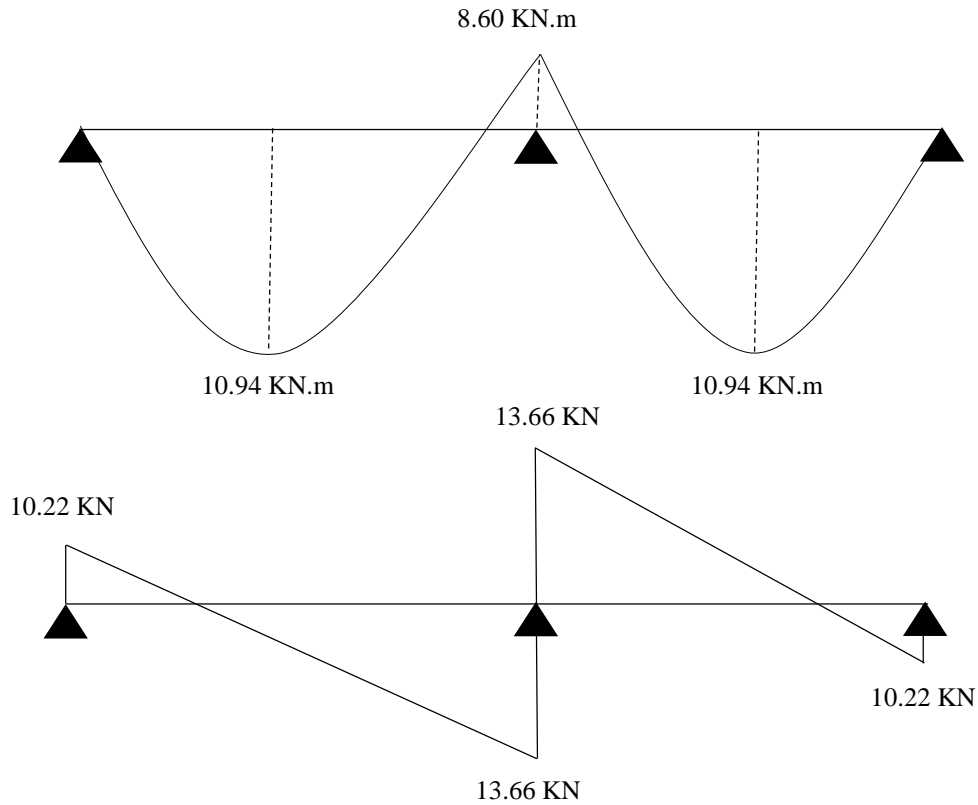


Figure III.8 : Diagramme de M et T à l'ELS (plancher terrasse accessible)

c) Plancher d'étage courant :

Tableau III.3 : Calcul des efforts internes (M, T) à l'ELU et à l'ELS- étage

		Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	α	M _{trave} (KN.m)	a (m)	V _w (KN)	b (m)	V _e (KN)	
Plancher d'étage courant	à	L'E.L.U	A-B	5.00	19.62	0	0.214	15.00	2.14	-14.02	2.86	18.72
						-11.77						
		B-C	5.00	19.62	0	0.214	15.00	2.86	-18.72	2.14	14.02	
						0						
	à	L'E.L.S	A-B	5.00	14.19	0	0.214	10.84	2.14	-10.13	2.86	13.53
						-8.51						
B-C		5.00	14.19	0	0.214	10.84	2.86	-13.53	2.14	10.13		
					0							

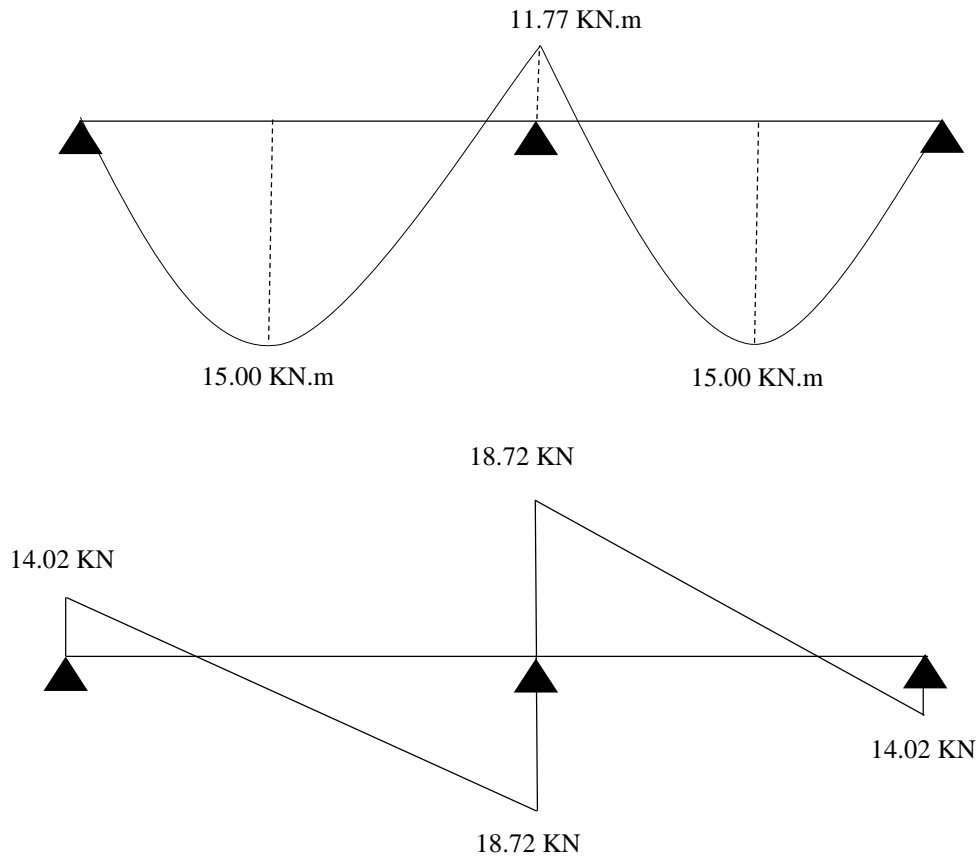


Figure III.9 : Diagramme de M et T à l'ELU (plancher d'étage courant)

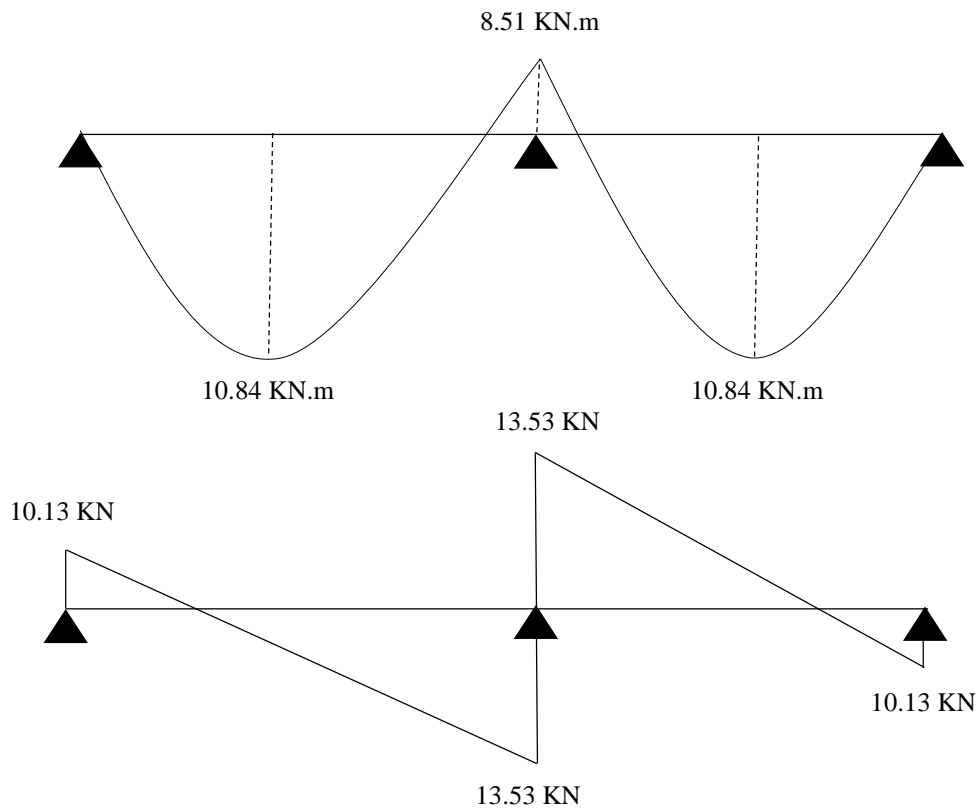


Figure III.10 : Diagramme de M et T à l'ELS (plancher d'étage courant)

III.3.3. Calcul de ferrailage :

$$\text{Les données : } \left\{ \begin{array}{l} M_u \text{ travée} = 15.12 \text{KN.m} \quad ; M_u \text{ appui} = 11.88 \text{KN.m} \\ V_u = 18.88 \text{KN} \quad ; h = 21 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{cm} ; d = 0.9h = 19 \text{ cm} \\ b = 65 \text{cm} ; b_0 = 10 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

On doit vérifier si la partie comprimée n'intéresse que la table de compression ou si elle intéresse également la poutrelle, pour cela il faut calculer le moment capable de la table M_t .

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{5}{19} \Rightarrow \alpha_0 = 0,26$$

$$\text{BAEL91 modifié 99 (tableau page 127)} \Rightarrow \alpha_0 = 0,26 \Rightarrow \mu_0 = 0,186$$

Le moment capable de la table :

$$M_t = \mu_0 b d^2 f_{bc} = 0,186 \times 0,65 \times (0,19)^2 \times 14,2 \times 10^3 \Rightarrow M_t = 61.97 \text{KN.m}$$

$$M_{ut} = 15.12 \text{KNm} < M_t = 61.97 \text{KNm}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression. Comme le béton tendus n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constant égale à la largeur de table b .

• Armature longitudinal :

a) En travée :

On a : $b = 65 \text{ cm} ; d = 0,9h = 19 \text{ cm} ; (d : \text{la hauteur utile}).$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.12 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,19)^2 \times 14,20} = 0,045$$

$$\mu = 0,045 < \mu_{\text{lim}} = 0,392 \quad ; \quad A'_s = \mathbf{0} \text{ (pas de section d'acier comprimée).}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,045)}) = 0,056.$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b d f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,056 \times 65 \times 19 \times 14,2}{348} = 2.25 \text{cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s\text{min}} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_{s\text{min}} = \max \left\{ \frac{65 \times 21}{1000} ; 0,23 \times 65 \times 19 \times \frac{2,1}{400} \right\} = \max \{1.365 ; 1.49\} = 1,49 \text{cm}^2$$

$$A_s \geq A_{s\text{min}} = \max \{ A_{s\text{min}} ; A_s \} = \max \{ 1.49 ; 2.25 \} = 2.25 \text{cm}^2.$$

Donc On adopte : 3T10 $\Rightarrow A_s = 2.355 \text{ cm}^2$

b) En appui :

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.88 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,19)^2 \times 14,20} = 0,231$$

$$\mu = 0,231 < \mu_{lim} = 0,392 \quad ; \quad A'_s = 0 \quad (\text{pas de section d'acier comprimée}).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,23)}) = 0,33.$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b_0 d f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,33 \times 10 \times 19 \times 14,2}{348} = 2.046 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{b_0 h}{1000} ; 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_c} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{10 \times 21}{1000} ; 0,23 \times 10 \times 19 \times \frac{2,1}{400} \right\} = \max \{0,21 ; 0,229\} = 0,229 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max \{ A_{smin} ; A_s \} = \max \{ 0,229 ; 2.046 \} = 2.046 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 2T12 $\Rightarrow A_s = 2.262 \text{ cm}^2$

• Armatures transversales :

D'après RPA99 version 2003 (7.5.2.2) :

- Diamètre minimale ϕ :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi \right\} = \min \left\{ \frac{210}{35} ; \frac{100}{10} ; \phi \right\}$$

$$\phi \leq \min \{ 6 ; 10 ; 12 \} \quad ; \quad \text{donc on prend : } \phi = 6 \text{ mm}$$

- Espacement :

Dans les zones nodales :

$$St = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \left\{ \frac{21}{4} ; 12(0,6) \right\} = 5,25 \quad \Rightarrow \quad St = 5 \text{ cm.}$$

En dehors de la zone nodale :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10,5 \quad \Rightarrow \quad St = 10 \text{ cm.}$$

III.3.4. Vérification de l'effort tranchant à L'E.L.U :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ Avec :

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\bar{\tau} \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18,88 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,19} = 0,153 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0,153 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

III.3.5. Vérification des contraintes à L'E.L.S :

(Fissuration peu préjudiciable)

-En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11,88}{8,60} = 1,38.$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,213 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15,12}{10,94} = 1,38.$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,056 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.3.6. Vérification de la flèche à L'E.L.S :

$$\frac{h}{l} = \frac{21}{500} = 0,0533 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,355}{65 \times 19} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0019 \leq 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$L \leq 8 \text{ m} \Rightarrow L = 5 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Position de l'axe neutre:

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 2,355}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{65 \times 19}{7,5 \times 2,355}} - 1 \right] \Rightarrow y = 4,033 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \left(\frac{by^3}{3} \right) + 15 A_s (d - y)^2 = \left(\frac{65 \times (4,033)^3}{3} \right) + 15 \times 2,355 (19 - 4,033)^2$$

Donc : $I = 9334,46 \text{ cm}^4$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \left(\frac{bh^3}{12} \right) + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] = \left(\frac{65 \times (21)^3}{12} \right) + 15 \left[2,355 \left(\frac{21}{2} - 2 \right)^2 \right]$$

$$\text{Donc : } I_0 = 52715,98 \text{ cm}^4.$$

Calcul les facteurs λ_i et λ_v :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{avec : } \rho = \frac{A_s}{b_0 \times b} = \frac{2,355}{10 \times 19}; \text{ donc : } \rho = 0,012$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,012 \left(2 + 3 \frac{10}{65} \right)} \Rightarrow \lambda_i = 3,55.$$

$$\text{et on a : } \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,55 = 1,42.$$

Calcul des moments fléchissant :

- Le moment dû à l'ensemble des charge permanentes :

$$M_G = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{3,614 \times 5^2}{8} = 11,29 \text{ KN.m}$$

- Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements

($j=G-0,75$) :

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{(3,614 - 0,75) \times 5^2}{8} = 8,95 \text{ KN.m}$$

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = \frac{p \times L^2}{8} = \frac{4,589 \times 5^2}{8} = 14,34 \text{ KN.m}$$

Calcul des Contraintes:

$$\sigma_{sg} = \frac{15 \times M_G}{I} (d - y) = \frac{15 \times 11,29}{9334,46 \times 10^{-3}} (19 - 4,03) = 271,59 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 \times M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 8,95}{9334,46 \times 10^{-3}} (19 - 4,03) = 215,30 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 \times M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 14,34}{9334,46 \times 10^{-3}} (19 - 4,03) = 344,96 \text{ MPa.}$$

Calcul des paramètres (μ) :

$$\mu_G = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \sigma_{sG} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,012 \times 271,59 + 2,1} = 0,757 \text{ MPa.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \sigma_j + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,012 \times 215,30 + 2,1} = 0,704 \text{ MPa.}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,012 \times 344,96 + 2,1} = 0,803 \text{ MPa.}$$

Calcul de l'inertie fissurée :

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \times I_0}{1 + 0,4 \lambda_i \times \mu_G} = \frac{1,1 \times 52715,98}{1 + 0,4 \times 3,55 \times 0,757} = 27946,62 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_G} = \frac{1,1 \times 52715,98}{1 + 3,55 \times 0,757} = 15726,08 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fi}^j = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 52715,98}{1 + 3,28 \times 0,704} = 16571,66 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fi}^p = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_G} = \frac{1,1 \times 52715,98}{1 + 3,55 \times 0,803} = 15059,16 \text{ cm}^4.$$

– Calcul de module de déformation longitudinale du béton :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ Mpa.}$$

$$E_v = 3700 \times 25^{\frac{1}{3}} = 10818,86 \text{ Mpa.}$$

Calcul des flèches :

$$f_{Gv} = \frac{M_{tG} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^G} = \frac{11,29 \times 5^2}{10 \times 10818,86 \times 27946,62 \times 10^{-5}} = 0,00933 \text{ m.}$$

$$f_{Gi} = \frac{M_{tG} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^G} = \frac{11,29 \times 5^2}{10 \times 32164,19 \times 15726,08 \times 10^{-5}} = 0,00558 \text{ m.}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{tj} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^j} = \frac{8,95 \times 5^2}{10 \times 32164,19 \times 16571,66 \times 10^{-5}} = 0,00419 \text{ m.}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{tp} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^p} = \frac{14,34 \times 5^2}{10 \times 32164,19 \times 15059,16 \times 10^{-5}} = 0,00740 \text{ m.}$$

On a : $\Delta f_t = f_{Gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{Gi}$

Donc : $\Delta f_t = 0,00933 - 0,00558 + 0,00419 - 0,00740 = 0,00054 \text{ m} = 0,54 \text{ mm}$.

$\Delta f_t = 0,54 < f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{5000}{500} = 10 \text{ mm}$ Condition vérifiée.

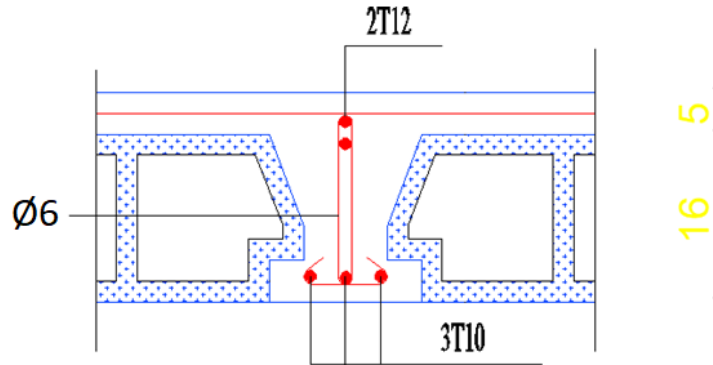


Figure III.11 : Schéma du ferrailage de la poutrelle

III.3.7. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de **4 cm**, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections doivent être :

- si : $L < 50 \text{ cm} \Rightarrow A_s > \frac{200}{f_e} (\text{cm}^2)$ et f_e en MPa.

- si : $50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s > \frac{4L}{f_e} (\text{cm}^2)$.

Avec :

L : longueur entre l'axe des poutrelles (cm).

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $L = 65 \text{ cm}$.

$$50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s > \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2.$$

On adopte 6 T6 de surface $A_{s1} = 1,698 \text{ cm}^2$ avec $St = 20 \text{ cm}$.

$$A_{s2} = \frac{A_{s1}}{2} = \frac{1,698}{2} = 0,849 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T6 de surface $A_{s2} = 1,132 \text{ cm}^2$ avec $St = 20 \text{ cm}$.

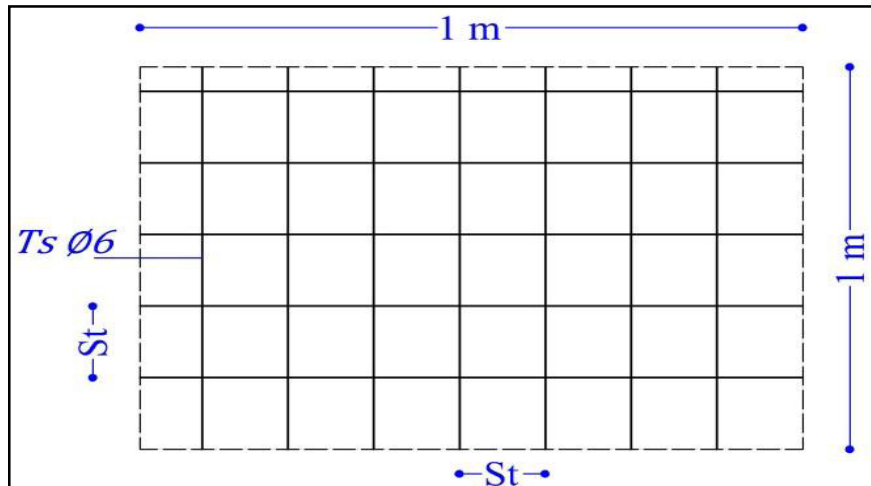


Figure III.12 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression

III.4. Les escaliers :

III.4.1. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul des armatures fait sur une bande de 1m.

- **Charge permanents :**

$$G_{\text{palier}} = 5,2 \times 1 = 5,2 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{\text{volée}} = 8,26 \times 1 = 8,26 \text{ KN/ml.}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q_{\text{palier}} = Q_{\text{volée}} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

- **Combinaisons de charges :**

E.L.U : $q_{\text{up}} = 1,35G_p + 1,5Q_p = 1,35(5,20) + 1,5(2,5) \Rightarrow q_{\text{up}} = 10,77 \text{ KN/ml}$

$$q_{\text{uv}} = 1,35G_v + 1,5Q_v = 1,35(8,26) + 1,5(2,5) \Rightarrow q_{\text{uv}} = 14,90 \text{ KN/ml}$$

E.L.S : $q_{\text{sp}} = G_p + Q_p = 5,20 + 2,5 \Rightarrow q_{\text{sp}} = 7,70 \text{ KN/ml.}$

$$q_{\text{sv}} = G_v + Q_v = 8,26 + 2,5 \Rightarrow q_{\text{sv}} = 10,76 \text{ KN/ml.}$$

- **Schéma statique :**

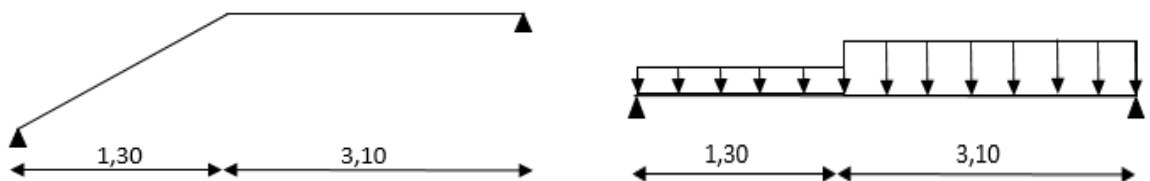


Figure III.13 : Schéma statique d'escalier de l'étage courant

• **Charge équivalente :**

$$\text{E.L.U} : Q_{eq_u} = \frac{\sum Q_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{(10,77 \times 1,3) + (3,10 \times 14,9)}{1,3 + 3,1} = 13,68 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{E.L.S} : Q_{eq_s} = \frac{\sum Q_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{(7,7 \times 1,3) + (10,76 \times 3,10)}{1,3 + 3,1} = 9,86 \text{ KN/m}^2.$$

• **Calcul des sollicitations :**

-l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{Q_{eq_u} \times L_t}{2} = \frac{13,68 \times 4,40}{2} = 30,096 \text{ KN}.$$

$$V_s = \frac{Q_{eq_s} \times L_t}{2} = \frac{9,86 \times 4,4}{2} = 21,69 \text{ KN}.$$

-Les moments en travées :

$$M_0 = q \times L^2 / 8$$

$$M_{travée} = 0,85 \times M_0$$

$$M_{appui} = 0,3 \times M_0$$

Tableau III.1 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des escaliers

sollicitation	V(KN)	M0(KN.m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)
ELU	30,096	33,11	28,14	9,93
ELS	21,69	23,86	20,28	7,16

III.4.2. Calcul de ferrailage :

• **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{28,14 \times 10^3}{1 \times (0,14)^2 \times 14,20} = 0,101$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} \Rightarrow \gamma = 1,38$$

$$\mu_{bu} = 0,101 < \mu_{lu} = 0,392 \quad A_s' = 0 \text{ (pas de section d'acier comprimée).}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,101)}) = 0,133$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\alpha) = 13,25.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{28,14 \times 10^3}{13,25 \times 348} = 6,102 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0,23b \times d \frac{f_{ts}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{100 \times 16}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2,1}{400} \right\} = \max \{1,6 ; 1,69\} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max\{A_{smin}; A_s^{ELU}\} = \max\{1,69 ; 6,102\} = 6,102\text{cm}^2$$

Donc on adopte : **6T12** $\Rightarrow A_s = 6,786\text{ cm}^2$.

- Les armatures de repartitions :

$$A_r = A_s/4 = 6,786/4 = 1,696\text{cm}^2 \quad \text{on adopte } \mathbf{5T10} \text{ avec } \text{cm}^2 \quad \mathbf{S_r = 20cm.}$$

• **En appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,93 \times 10^{-3}}{1 \times (0,14)^2 \times 14,20} = 0,036$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} \Rightarrow \gamma = 1,38$$

$$\mu_{bu} = 0,101 < \mu_{lu} = 0,392 \quad A_s' = 0 \text{ (pas de section d'acier comprimée).}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,036)}) = 0,046$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\alpha) = 13,74\text{cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{9,93 \times 10^3}{13,74 \times 348} = 2,076\text{cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{smin} = \max\left\{\frac{b \times h}{1000}; 0,23b \times d \frac{f_{t28}}{f_c}\right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max\left\{\frac{100 \times 16}{1000}; 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2,1}{400}\right\} = \max\{1,6 ; 1,69\} = 1,69\text{cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max\{A_{smin}; A_s^{ELU}\} = \max\{1,69 ; 2,076\} = 2,076\text{cm}^2$$

On adopte: **5T12** $\Rightarrow A_s = 5,655\text{cm}^2$.

- Les armatures de repartitions :

$$A_r = A_s/4 = 3,925/4 = 0,981\text{cm}^2 \quad \text{on adopte } \mathbf{T10} \text{ avec } \text{cm}^2 \quad \mathbf{S_r = 20cm.}$$

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{30,096 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14} = 0,215\text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left\{\frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{ MPa}\right\} = 3,33\text{ MPa.}$$

Donc: $\tau_u = 0,215\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

-Vérification E.L.S :

Contrainte limite de traction de l'acier(BAEL91) : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right) \right\}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; \max \left(0,5 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right\} = 202 \text{ Mpa} .$$

Contrainte limite de compression de béton(RAEL91) : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}.$$

➤ **En travée :**

- **La position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 6,786}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 14}{7,5 \times 6,786}} - 1 \right] \Rightarrow y = 4,42 \text{ cm}.$$

- **Le moment d'inertie de la section :**

$$I = \left(\frac{by^3}{3} \right) + 15 A_s (d - y)^2 = \left(\frac{100 \times 4,42^3}{3} \right) + 15 \times 6,786 \times (14 - 4,42)^2$$

$$I = 12220,28 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{t_{ser}}/I) \times Y = 7,33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15(M_{t_{ser}}/I) \times (d - Y) = 238,47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En appuis :**

- **La position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 3,925}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 14}{7,5 \times 3,925}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3,51 \text{ cm}.$$

- **Le moment d'inertie de la section :**

$$I = \left(\frac{by^3}{3} \right) + 15 A_s (d - y)^2 = \left(\frac{100 \times 3,51^3}{3} \right) + 15 \times 3,925 \times (14 - 3,51)^2$$

$$I = 7920,06 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{a_{ser}}/I) \times Y = 3,17 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15(M_{a_{ser}}/I) \times (d - Y) = 142,25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **vérification de la flèche :**

D'après **BAEL 91**, il est nécessaire de vérifier la flèche si les conditions ci-dessous ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{16}{440} = 0,036 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq 0,1 \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0,036 < 0,1 \times \frac{20,28}{23,86} = 0,084 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$A_s \leq 4,2 \times b \times \frac{d}{f_e} \Rightarrow A_s = 6,786 \text{ cm}^2 < 14,7 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Deux conditions qui ne sont pas vérifiées, donc il faut calculer la flèche.

Calcul de la flèche :

Selon BAEL91 :

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

f_{gv} et f_{gi} : sont les flèches respectivement due à l'ensemble des charges permanentes, après la mise en place des revêtements.

f_{pi} : est la flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

f_{ji} : est la flèche due à l'ensemble des charges appliquées avant la mise en place des revêtements.

f_{adm} : Cette flèche ne doit pas dépasser.

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm.}$$

$$f_i = \frac{M_{sermax} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad f_v = \frac{M_{sermax} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

-Calcul de chargement :

Paillasse :

$$J = (j \text{ (dalle pleine)} - 0,75) + (j \text{ (Marche)} - 0,75) = (4,59 - 0,75) + (1,87 - 0,75) = 4,96 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = G \text{ (paillasse)} = 8,28 \text{ KN/m}^2.$$

$$P = (G_p + Q_p) = 10,76 \text{ KN/m}^2.$$

Palier :

$$J = (j \text{ (dalle pleine)} - 0,75) = 3,25 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = G \text{ (palier)} = 5,20 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = (G_p + Q_p) = 7,81 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{jser} = \frac{\sum j_i \times l_i}{\sum l_i} = 4,45 \text{ KN.}$$

$$q_{gser} = \frac{\sum g_i \times l_i}{\sum l_i} = 7,36 \text{ KN.}$$

$$q_{pser} = \frac{\sum p_i \times l_i}{\sum l_i} = 9,86 \text{KN}.$$

– Calcul des moments correspondant :

$$M_{jser} = \frac{0,75 \times q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{0,75 \times 4,45 \times 4,4^2}{8} = 8,07 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{0,75 \times q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{0,75 \times 7,36 \times 4,4^2}{8} = 13,36 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{0,75 \times q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{0,75 \times 9,86 \times 4,4^2}{8} = 17,90 \text{KN.m}$$

– Calcul de position de centre de gravité :

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3,51 \text{cm}.$$

– Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \left(\frac{b \times h^3}{12} \right) + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \left(\frac{100 \times 16^3}{12} \right) + 15 \times 6,786 \times (8 - 2)^2 = 37797,77 \text{cm}^2.$$

– Calcul des contraintes correspondant :

$$\sigma_{sj} = \frac{15 \times M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 8,07 \times 10^3}{12220,28} (14 - 4,42) = 94,89 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{sG} = \frac{15 \times M_G}{I} (d - y) = \frac{15 \times 13,36 \times 10^3}{12220,28} (14 - 4,42) = 157,10 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 \times M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 17,90 \times 10^3}{12220,28} (14 - 4,42) = 210,48 \text{MPa}.$$

– Calcul de pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,925}{100 \times 14} = 0,00484.$$

- Calcul des paramètres (μ) :

$$\mu_G = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \sigma_{sG} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0048 \times 157,10 + 2,1} = 0,28 \text{MPa}.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \sigma_j + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0048 \times 94,89 + 2,1} = 0,06 \text{MPa}.$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0048 \times 210,48 + 2,1} = 0,40 \text{MPa}.$$

– Calcul de l'inertie fissurée :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{5\rho} \Rightarrow \lambda_i = 4,34.$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 4,34 = 1,74.$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 27956,93 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 18769,21 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fi}^j = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 32987,58 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fi}^p = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 15196,47 \text{ cm}^4.$$

– Calcul de module de déformation longitudinale du béton :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ Mpa}.$$

$$E_v = 3700 \times 25^{\frac{1}{3}} = 10818,86 \text{ Mpa}.$$

Calcul des flèches :

$$f_{Gv} = \frac{M_{Gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^G} = \frac{13360 \times 4,4^2 \times 10^4}{10 \times 10818,86 \times 27956,93} = 0,85 \text{ mm} = 0,085 \text{ cm}.$$

$$f_{Gi} = \frac{M_{Gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^G} = \frac{13360 \times 4,4^2 \times 10^4}{10 \times 32164,19 \times 18769,21} = 0,43 \text{ mm} = 0,043 \text{ cm}.$$

$$f_{ji} = \frac{M_{tj} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^j} = \frac{8070 \times 4,4^2 \times 10^4}{10 \times 32164,19 \times 32987,59} = 0,147 \text{ mm} = 0,0147 \text{ cm}.$$

$$f_{pi} = \frac{M_{Pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^p} = \frac{17900 \times 4,4^2 \times 10^4}{10 \times 32164,19 \times 15196,47} = 0,71 \text{ mm} = 0,071 \text{ cm}.$$

On a : $\Delta f_i = f_{Gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{Gi}$ Donc : $\Delta f_i = 0,85 - 0,147 + 0,71 - 0,43 = 0,983 \text{ mm}$.

$\Delta f_i = 0,983 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{4400}{500} = 8,8 \text{ mm}$Condition vérifiée.

III.5. Etude de la poutre brisé :

III.5.1. Pré dimensionnement de la poutre brisé :

- La hauteur est limitée comme suit : On a $L= 500$ cm

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$500/15 \leq h \leq 500/10 \quad 33,33 \leq h \leq 50$$

Donc on prend $h=40$ cm.

- La largeur est limitée comme suit :

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

$$16 \leq b \leq 32 \quad \Rightarrow \quad b=30\text{cm}$$

Selon le (RPA99), les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b= 30 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h= 40 \text{ cm}$$

$$h/b=40/30=1,33 \leq 4$$

Donc on prend : $h=40$ cm ; $b= 30$ cm.

III.5.2. Evaluation des charges :

-Poids propre de la poutre : $G_p=25 \times 0,30 \times 0,40=3$ KN/ml.

-Poids du mur extérieur : $G_m=2,76 \times h=2,76 \times 1,7=4,70$ KN/ml.

Donc le poids propre total sera :

$$G=G_p + G_m=3+4,7=7,7\text{KN/ml.}$$

-Réaction de l'escalier sur la poutre :

$$\text{A L'E.L.U : } R_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{13,68 \times 3,4}{2} \Rightarrow R_u = 23,26 \text{ KN.}$$

$$\text{A L'E.L.S : } R_s = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{9,86 \times 3,4}{2} \Rightarrow R_s = 16,76 \text{ KN.}$$

- Combinaison des charges :

$$\text{À L'E.L.U : } q_u = 1,35G + R_u = 1,35 \times 7,7 + 23,26 = 33,65 \text{ KN/ml}$$

$$\text{À L'E.L.S : } q_s = G + R_s = 7,7 + 16,76 = 24,46 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{33,65 \times (3,4)^2}{8} \Rightarrow M_0 = 48,62 \text{ KN.m}$$

$$V = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{33,65 \times (3,4)}{2} \Rightarrow V = 57,20 \text{ KN}$$

III.5.3. Calcul de ferrailage :

$$M_{travée} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 48,62 \Rightarrow M_{travée} = 41,327 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 48,62 \Rightarrow M_{appui} = 14,586 \text{ KN.m}$$

- E.L.U :

• **En appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{14,586 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,36)^2 \times 14,20} = 0,026.$$

$$\mu_{bu} = 0,026 < \mu_{lu} = 0,392 \quad A'_s = \mathbf{0} \quad (\text{pas de section d'acier comprimée}).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,026)}) = 0,033$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\alpha) = 36 \times (1 - 0,4 \times 0,033) = 35,52 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{14,586 \times 10^3}{35,52 \times 348} = 1,18 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité:

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23b d \frac{f_{t28}}{f_c} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{40 \times 30}{1000}; 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} \right\} = \max \{1,2; 1,3\} = 1,3 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max \{ A_{smin}; A_s^{ELU} \} = \max \{ 1,3; 1,18 \} = 1,3 \text{ cm}^2.$$

On adopte 3T12 ; $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

• **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{41,327 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,36)^2 \times 14,20} = 0,075.$$

$$\mu_{bu} = 0,075 < \mu_{lu} = 0,392 \quad A'_s = \mathbf{0} \quad (\text{pas de section d'acier comprimée}).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,075)}) = 0,097$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\alpha) = 36 \times (1 - 0,4 \times 0,097) = 34,6 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{41,327 \times 10^3}{34,6 \times 348} = 3,43 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité:

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{40 \times 30}{1000}; 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} \right\} = \max \{1,2; 1,3\} = 1,3 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq A_{smin} = \max \{ A_{smin}; A_s^{ELU} \} = \max \{ 1,3; 3,43 \} = 3,43 \text{ cm}^2.$$

On adopte 6T12 ; $A_s = 6,786 \text{ cm}^2$.

- Armatures transversal :

$$\emptyset t \leq \min (h/35; b_0/10; \emptyset L).$$

$\emptyset L$: Diamètre minimale des armatures longitudinales ($\emptyset L = 10 \text{ mm}$).

$$\emptyset t \leq \min (11,42 ; 30 ; 12)$$

Donc on prend $\emptyset t = 8 \text{ mm}$

- Vérification à E.L.S :

- Vérification de la flèche :

$$h/l \geq 1/16 \quad \Rightarrow \quad 40/340 = 0,117 \geq 0,0625$$

$$h/l \geq M_t / 10M_0 \quad \Rightarrow \quad 40/340 = 0,117 \geq 41,327/10 \times 48,62 = 0,085$$

$$A_s \leq 4,2 \times b \times d / f_e \quad \Rightarrow \quad 4,71 \leq 4,2 \times 30 \times 36 / 400 = 11,34$$

Les trois conditions vérifiées donc ne vérifient pas la flèche.

III.5.4. Torsion :

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément repartie sur sa longueur

- Contrainte tangentielle de torsion :

$$\tau_{uT} = \frac{T_u}{2 \Omega b_0} \quad \text{avec : } b_0 = \frac{a}{6}$$

T_u : le moment de torsion.

Ω : aire du contour à mi-épaisseur des parois.

b_0 : épaisseur réelle de la paroi.

$$a = b = 0,30 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad b_0 = \frac{0,30}{6} = 0,05 \text{ m}$$

$$\Omega = (b - b_0)(h - b_0) = (0,30 - 0,05)(0,40 - 0,05) \quad \Rightarrow \quad \Omega = 0,0875$$

Donc : $\tau_{uT} = \frac{0,0146}{2 \times 0,0875 \times 0,05} = 1,66 \text{ MPa}$

- Calcul des armatures de torsion :

• Les armatures longitudinales :

D'après la règle des coutures décrit par (l'article A.5.3.1 des règles BAEL91) on a :

$$\frac{\sum A_l f_e}{U \gamma_s} = \frac{T_u}{2 \Omega}$$

Avec :

$\sum A_l$: est la section des armatures longitudinales engendrés par la torsion, et que l'on note : A_s^T

U : Le périmètre de l'aire Ω

$$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(0,30 - 0,05) + (0,40 - 0,05)] \times 2$$

$$U = 1,2 \text{ m}$$

Donc : $A_s^T = \frac{\gamma_s U T_u}{2 f_e \Omega} = \frac{1,15 \times 1,2 \times 0,0146}{2 \times 400 \times 0,0875} = 2,87 \text{ cm}^2$

• Les armatures transversales :

L'espaceur on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Donc : $A_t^T = \frac{\gamma_s S_t T_u}{2 f_e \Omega} = \frac{1,15 \times 0,15 \times 0,0146}{2 \times 400 \times 0,0875} = 0,36 \text{ cm}^2$

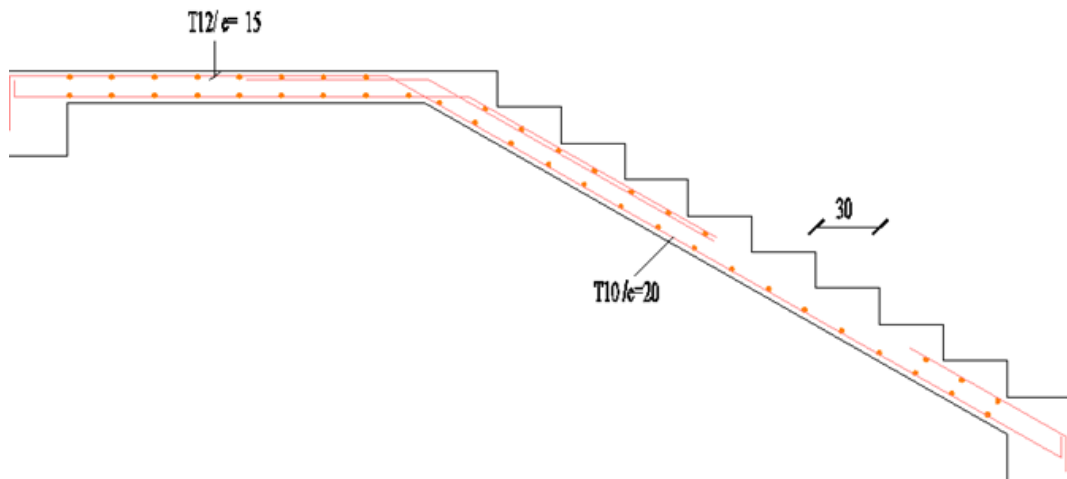


Figure III.14 : Schéma de ferrailage des escaliers

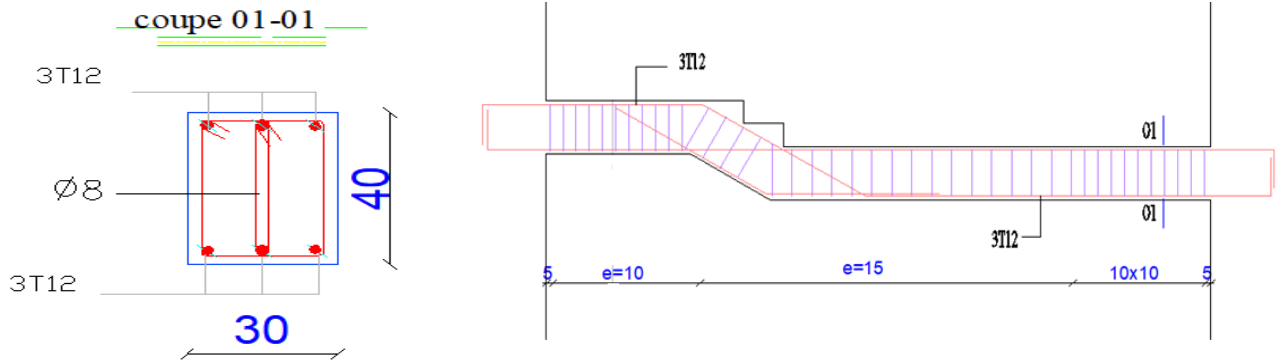


Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la poutre prisée

III.6. Les balcons :

III.6.1. Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

III.6.2. Evaluation des charges :

- Charge permanente : $G = 5.8 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Le calcul se fera pour une bande de 1m, donc :

$$G = 5.8 \times 1 = 5.8 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

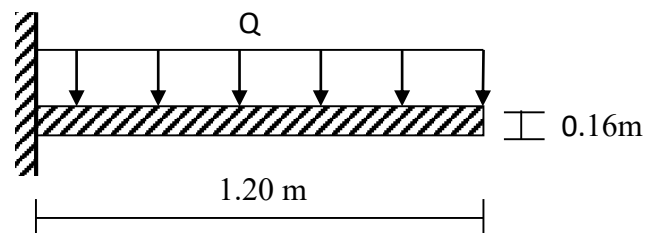


Figure III.16 : Schéma statique de balcon

III.6.3. Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(5,8) + 1,5(3,5) = 13,08 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 9,3 \text{ KN/ml}$$

III.6.4. Calcul des sollicitations :

• E.L.U :

$$V_u = q_u l = 13,08 \times 1,2 \Rightarrow V_A = 15,07 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{13,08 \times 1,2^2}{2} \Rightarrow M_u = 9,42 \text{ KN.m}$$

• E.L.S :

$$V_{ser} = q_{ser} l = 9,3 \times 1,2 \Rightarrow V_A = 11,16 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = \frac{9,3 \times 1,2^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = 6,70 \text{KN.m}$$

III.6.5. Calcul de ferrailage :

• **E.L.U :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,42}{1 \times 0,14^2 \times 14,2 \times 10^3} \Rightarrow \mu = 0,034$$

$$\alpha_l = \frac{7}{7+2\varepsilon_l} ; \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E}$$

On a : $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_l = 1,74\text{‰}$$

$$\text{Donc : } \alpha_l = \frac{7}{7+2(1,74)} \Rightarrow \alpha_l = 0,668$$

$$\mu_{lu} = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392$$

$$\mu = 0,034 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \dot{A}_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,034}) \Rightarrow \alpha_u = 0,043$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha_u b d f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,043 \times 100 \times 14 \times 14,2}{348} \Rightarrow A_s = 1,965 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{S \min} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 1,69 \text{cm}^2$$

$$A_s = \max \{ A_{S \min}; A_s \} = 1,965 \text{cm}^2$$

On adopte **5T10** ($A_s = 3,925 \text{ cm}^2$) avec un espacement **St=20cm**.

- **Armature de répartition :**

$$A_r = A_s/4 = 3,925/4 = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$5T8 \Rightarrow A_s = 2,515 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20\text{cm} < 45 \text{ cm}$$

III.6.6. Vérifications :

- **Vérifications de effort tranchant:**

D'après le **BAEL91** Article [A.5.1.1] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{15,70}{1 \times 0,14 \times 10^3} \Rightarrow \tau_u = 0,112 \text{MPa}$$

Selon le **BAEL91** Article [A.5.1, 211], lorsque la fissuration est très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} \Rightarrow \tau_u \leq \min \{ 2,5MPa; 4MPa \}$$

$\Rightarrow \tau_u \leq 2,5MPa$, donc vérifier.

- Vérification à l'E.L.S :

Contrainte limite de compression du béton : (d'après le **BAEL91** Article [A.4.5.2])

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

Contrainte limite de traction de l'acier : (Selon le **BAEL91** Article [A.4.5.32])

Fissuration très préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; \left(90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\} = 164,97 MPa$$

- La position de l'axe neutre :

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5 A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 3,925}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 14}{7,5 \times 3,925}} - 1 \right]$$

$$y = 3,513cm$$

On calcule le moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2] = \frac{100 \times 3,51^3}{3} + 15 \times 3,925 (14 - 3,51)^2 \Rightarrow I = 7920,06 cm^4$$

$$k = \frac{6,70}{7920,06 \times 10^{-5}} = 84,59.$$

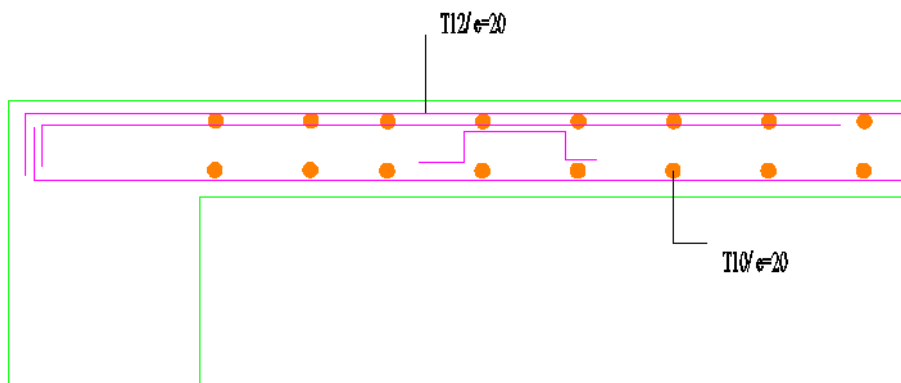


Figure III.17 : Schéma de ferrailage des balcons

Chapitre IV : **Etude sismique**

IV.1.Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie le séisme, C'est une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, c'est un phénomène imprévisible qui provoque d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS**.

IV.2. Méthodes de calcul :

Selon RPA99/version2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant des trois méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

a) Conditions d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zone III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : -Tous groupes.

Zone II : -Groupe d'usage 3.

-Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

-Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

-Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : -Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

-Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

-Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

- Conditions d'application :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interpolation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques par un personnel qualifié.

- Conditions d'application :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au préalable les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Critères de classification par RPA 99/V2003 :

IV.3.1. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune est présentée comme suit :

- Zone O : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de **Jijel** donc en situ dans une zone de sismicité moyenne **zone IIa**.

IV.3.2. Classification de l'ouvrage selon leur importance :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité on a :

- Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance (bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48m).

Chapitre IV : Etude sismique

- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne (bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage étant un hôtel d'habitation, il sera classé en « **Groupe 2** ».

IV.3.3.classification selon leur configuration :

a) **régularité en plan** : on a :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{5,4}{22,3} = 0,242 \leq 0,25 \dots\dots\dots \text{C. V.}$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{5,5}{19,86} = 0,276 > 0,25 \dots\dots\dots \text{C. N. V.}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{22,3}{19,86} = 1,12 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C. V.}$$

b) **régularité en élévation** :

$$\left\{ \begin{array}{l} B_m = 13,5\text{m} \\ B = 19,86\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{B_m}{B} = \frac{13,5}{19,86} = 0,679 \geq 0,67 \dots\dots\dots \text{C. V.}$$

- **Pour notre ouvrage** : Selon l'article 3.5 des règles **RPA99v2003** nous montre que l'hôtel présente une régularité en élévation et une irrégularité en plan donc on doit utiliser la méthode dynamique modale spectrale pour l'analyse sismique du l'hôtel.

IV.4. Modélisation de la structure (Article 4.3.2 RPA99/V2003) :

- Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques

particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Dans notre projet, notre structure présente une irrégularité en plan, comportant des planchers rigides. Elle sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de masse du plancher avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical).

IV.4.1. Description du logiciel ETABS (User's Guide) :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc). De plus, de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

Dans notre ouvrage on a utilisé la version ETABS 9.70.

IV.5. Méthode dynamique modale spectrale :

Calculer les forces sismiques par la méthode Spectral Modal Dynamics en tant que logiciel de calcul informatique pour l'analyse modale et sismique, ce qui nous donnera les résultats suivants:

- Les périodes naturels de la structure pour chaque mode de vibration.
- Les formes modales (les déformés).
- Les valeurs propres.
- Les masses modales (pourcentage de participation des masses modales).
- Les moments d'inertie massiques.
- Les coordonnées des centres de gravité et de rigidité des différents étages.
- Les déplacements horizontaux des CDG d'étages sous les forces sismique.
- La répartition des forces sismiques en étages, les forces pseudo-élastiques ainsi que les forces d'interaction.

IV.5.1. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est figurée par le spectre de calcul suivant :

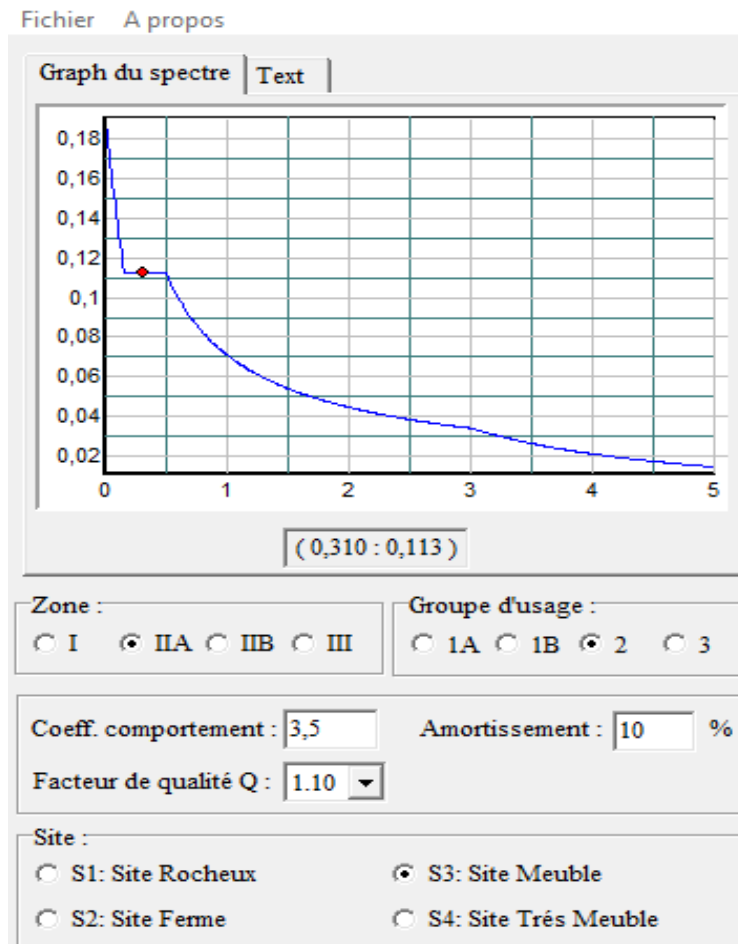


Figure IV.1 : La courbe de spectre de réponse

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1 et T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

• Disposition des voiles :

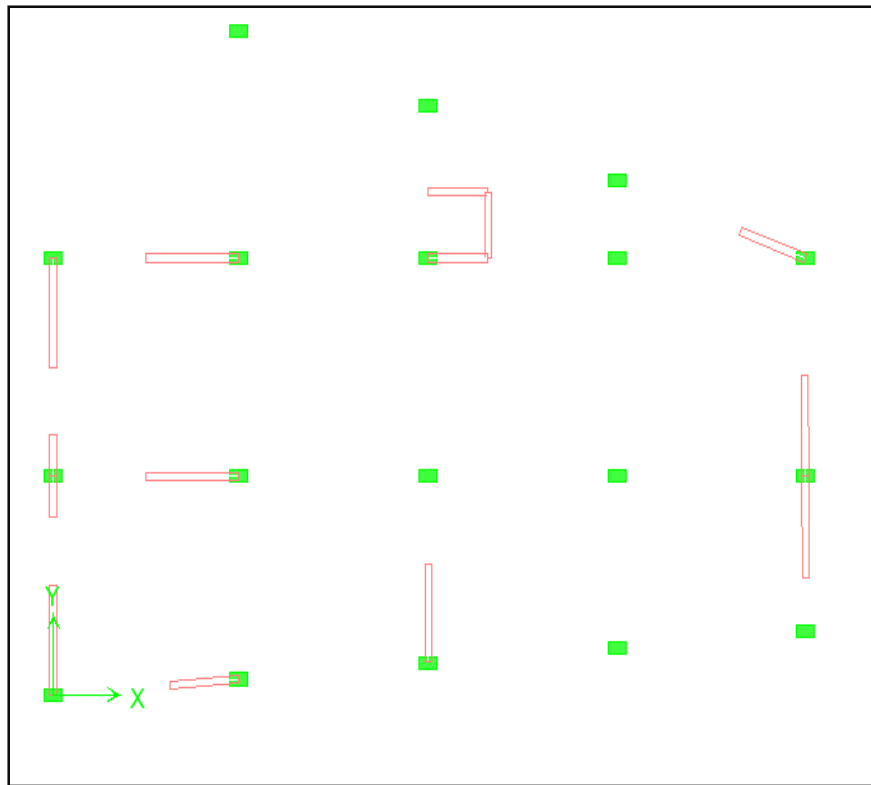
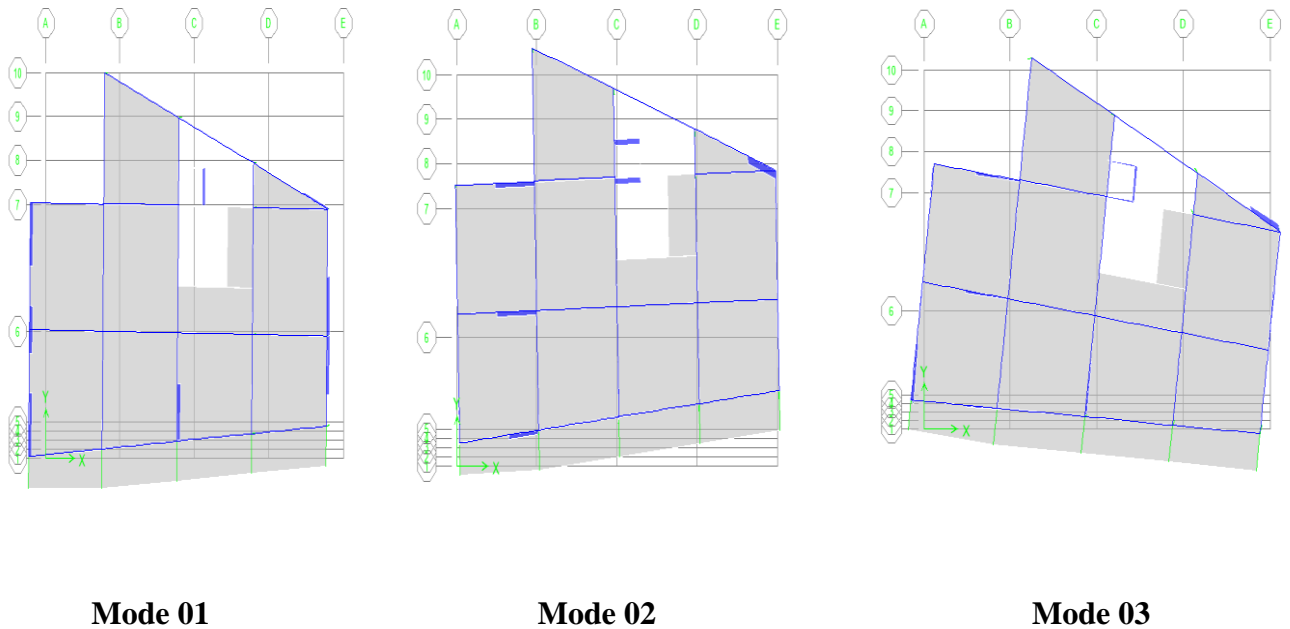


Figure.IV.2 : Disposition des voiles

• Forme modale de la structure :



Mode 01

Mode 02

Mode 03

Figure.IV.3 : Formes modales de la structure

IV.5.2. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

Selon le **RPA** la force sismique totale V appliquée à la base de la structure est donnée par la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1 page 26) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \Rightarrow A=0,15. \right.$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen qui est en fonction de la catégorie de site et du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{array} \right.$$

Avec :

$$\eta : \text{Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donne par le tableau (4.2 page 26). On prend :

$$\xi = 10\% \Rightarrow \eta = 0,763 > 0,7$$

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site (le tableau 4.7 page 34)

$$\text{Site meuble S3} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15s. \\ T_2 = 0,5s. \end{array} \right.$$

$$T : \text{Période fondamentale de la structure : } T = C_T \times h_N^{3/4}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et de type de remplissage

$$\text{(Du tableau 4.6 page 31)} \Rightarrow C_T = 0,05.$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N),
h_N = 23,94m.

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \Rightarrow T_2 = 0,5s \leq T = 0,541s \leq 3s$$

$$\text{Donc: } D = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D = 1,81.$$

R : Coefficient de comportement global de la structure :(du tableau 4.3 page 28)

On a un système mixte portiques-voiles avec interaction, donc : $R = 3,5$.

$$\text{Q : Facteur de qualité : } Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

Système de portique : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois (3) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5, les travées de portiques peuvent être constituées de voiles de contreventement (observé, donc $P_q = 0,05$).

2. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (4) files de portiques dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximales et minimales d'espacement ne dépassent pas 1,5 (observé, donc $P_q = 0$).

3. Régularité en plan : (non observé, $P_q = 0,05$).

4. Régularité en élévation : (observé, $P_q = 0$).

5. Contrôle de qualité des matériaux : (observé, $P_q = 0$).

6. Contrôle de la qualité de l'exécution : observé, $P_q = 0$).

Donc $Q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0) = 1,10$.

$$\text{W : poids total de la structure : } W = \sum_{i=1}^6 W_i$$

$$\text{Avec : } W_i = W_{G_i} + \beta \times W_{Q_i}$$

W_{G_i} : Poids des charges permanentes revenant au plancher « i ».

W_{Q_i} : Poids des charges d'exploitations revenant au plancher « i ».

β : Coefficient de pondération :(du tableau 4.5 page 30)

Donc bâtiment d'habitation $\beta = 0,2$.

Les résultats des poids donnés avec l'ETABS :

$$G = 15855,6 \text{ KN}$$

$$Q = 2083,9 \text{ KN}$$

$$W = G + \beta Q$$

Chapitre IV : Etude sismique

$$W=15855,6+0,2\times 2083,9=16272,38\text{KN}$$

Poids totale de la structure $W=16272,38\text{KN}$

Alors :
$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow V = 1388,5\text{KN.}$$

IV.6. Résultats trouvés par logiciel ETABS :

➤ Centre de masse et centre de torsion :

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de rigidité

Story	Diaphragme	Centre de masse		Centre de rigidité	
		XCM	YCM	XCR	YCR
RDC	D1	8,648	7,214	10,478	8,467
1 ETAGE	D2	8,731	7,049	10,23	8,28
2 ETAGE	D3	8,856	6,937	9,369	8,145
3 ETAGE	D4	8,994	7,107	8,468	8,032
4 ETAGE	D5	8,856	6,937	7,637	7,938
5 ETAGE	D6	8,359	6,915	6,927	7,853
6 ETAGE	D7	4,845	6,709	5,426	7,624

IV.7. Vérification les Résultats des deux méthodes :

IV.7.1. Vérification de la période :

Tableau IV.2 : valeur des périodes trouvée par logiciel Etabs

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,603692	71,1215	0,0047	71,1215	0,0047
2	0,47511	0,0452	69,937	71,1667	69,9417
3	0,392164	0,5466	2,0877	71,7133	72,0293
4	0,149761	16,3066	0,0188	88,02	72,0482
5	0,118968	0,0935	14,3778	88,1134	86,426
6	0,093687	0,0998	0,5268	88,2133	86,9528
7	0,076928	0,0374	0,0027	88,2506	86,9555
8	0,07568	0,3363	0,0205	88,5869	86,976

D'après l'article 4.2.4 de RPA99 / V2003, les valeurs de la période T calculées à partir de méthode Numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Chapitre IV : Etude sismique

On a :

Tableau VI.3 : Vérification de la période

T _{empirique}	1.3T _{empirique}	T _{numérique}	Observation
0,541	0,703	0,603	CV

IV.7.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

Tableau VI.4 : L'effort tranchant à la base

Spec	Mode	Dir	F1	F2
EX	1	U1	1422	11,6
EX	2	U1	1	-40,3
EX	3	U1	12,4	24,2
EX	4	U1	369,8	-12,6
EX	5	U1	2,3	28
EX	6	U1	2,5	-5,8
EX	7	U1	1	-0,3
EX	8	U1	8,8	2,2
EX	All	All	1473,6	47
EY	1	U2	11,6	0,1
EY	2	U2	-40,3	1585,2
EY	3	U2	24,2	47,3
EY	4	U2	-12,6	0,4
EY	5	U2	28	347,3
EY	6	U2	-5,8	13,4
EY	7	U2	-0,3	0,1
EY	8	U2	2,2	0,5
EY	All	All	47	1642,7

D'après l'article 4.3.6 de RPA99/ V2003 la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale données par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 \times \frac{V}{V_t}$.

On a :

- L'effort tranchant obtenu par la méthode statique équivalente est :

$$V = 1388,5 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant obtenu par l'ETABS est :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{tx} = 1473,6 \text{ KN} \\ V_{ty} = 1642,7 \end{array} \right.$$

$$0,8 V = 0,8 \times 1388,5 = 1110,8$$

Tableau VI .5 : Résultat de vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	Vt	0.8 V	Vt>=0.8V
X	1473,6	1110,8	Vérifié
Y	1642,7	1110,8	Vérifié

IV.7.3. Vérification des déplacements :

D'après le RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est

calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement (R= 3,5)

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Chapitre IV : Etude sismique

➤ **Sens X :**

TableauIV.6 : Valeur de déplacement calculé et admissibles (dans le sens X)

Sens X										
Niveau	h (m)	Diaphragm	Load	UX	δek (m)	R	δk (m)	Δk (m)	1%h	Observation
6 ETAGE	3,4	D7	EX	0,017	0,017	3,5	0,0595	0,0081	34	CV
5 ETAGE	3,4	D6	EX	0,0147	0,0147	3,5	0,0514	0,0094	34	CV
4 ETAGE	3,4	D5	EX	0,012	0,012	3,5	0,042	0,0102	34	CV
3 ETAGE	3,4	D4	EX	0,0091	0,0091	3,5	0,0318	0,0105	34	CV
2 ETAGE	3,4	D3	EX	0,0061	0,0061	3,5	0,0213	0,0098	34	CV
1 ETAGE	3,4	D2	EX	0,0033	0,0033	3,5	0,0115	0,0077	34	CV
RDC	3,74	D1	EX	0,0011	0,0011	3,5	0,0038	0,0038	37,4	CV

➤ **SensY :**

TableauIV.7 : Valeur de déplacement calculé et admissibles (dans le sens Y)

SensY										
Niveau	h (m)	Diaphragm	Load	UY	δek (m)	R	δk (m)	Δk (m)	1%h	Observation
6 ETAGE	3,4	D7	EY	0,0112	0,0112	3,5	0,0392	0,0028	34	CV
5 ETAGE	3,4	D6	EY	0,0104	0,0104	3,5	0,0364	0,0067	34	CV
4 ETAGE	3,4	D5	EY	0,0085	0,0085	3,5	0,0297	0,0073	34	CV
3 ETAGE	3,4	D4	EY	0,0064	0,0064	3,5	0,0224	0,0077	34	CV
2 ETAGE	3,4	D3	EY	0,0042	0,0042	3,5	0,0147	0,0067	34	CV
1 ETAGE	3,4	D2	EY	0,0023	0,0023	3,5	0,0080	0,0052	34	CV
RDC	3,74	D1	EY	0,0008	0,0008	3,5	0,0028	0,0028	37,4	CV

Tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux sens, donc les déplacements sont vérifiés.

IV.7.4. Justification vis-à-vis de l'effet ($P - \Delta$) :

D'après l'article 5.9 de RPA99/ V 2003, les effets de 2^{ème} ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times H_K} \leq 0.1 \quad \text{Avec :}$$

Chapitre IV : Etude sismique

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{G_i} + \beta \times W_{Q_i})$$

- $\beta = 0.2$

- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K

- H_k : hauteur de l'étage K

➤ **Sens X :**

TableauIV.8 : Vérification à l'effet P- Δ sens (x-x)

Sens X							
Niveau	PK(KN)	$\Delta K(m)$	PK \times ΔK	VK	HK	VK \times HK	θ
6 Etage	1082,3	0,0081	8,76	191,5	3,4	651,1	0,013
5 Etage	3630,96	0,0094	34,13	585,7	3,4	1991,38	0,017
4 Etage	6148,32	0,0102	62,71	887,5	3,4	3017,5	0,020
3 Etage	8613,12	0,0105	90,43	1106,8	3,4	3763,12	0,024
2 Etage	11130,38	0,0098	109,07	1276,4	3,4	4339,76	0,025
1 Etage	13676,52	0,0077	105,30	1392,8	3,4	4735,52	0,022
RDC	16272,38	0,0038	61,83	1437,7	3,74	5376,99	0,011

➤ **Sens Y :**

TableauIV.9 : Vérification à l'effet P- Δ sens (y-y)

Sens Y							
Niveau	PK(KN)	$\Delta K(m)$	PK \times ΔK	VK	HK	VK \times HK	θ
6 Etage	1082,3	0,0028	3,030	207,7	3,4	706,18	0,004
5 Etage	3630,96	0,0067	24,32	647,6	3,4	2201,84	0,011
4 Etage	6148,32	0,0073	44,88	1006,8	3,4	3423,12	0,013
3 Etage	8613,12	0,0077	66,32	1272	3,4	4324,8	0,015
2 Etage	11130,38	0,0067	74,57	1469,8	3,4	4997,32	0,014
1 Etage	13676,52	0,0052	71,11	1595,5	3,4	5424,7	0,013
RDC	16272,38	0,0028	45,56	1642,6	3,74	6143,32	0,007

Toutes les valeurs de θ sont inférieures à 0,1 dans les deux sens, donc la condition de l'effet P- Δ est Vérifiée.

Chapitre IV : Etude sismique

IV.7.5. Vérification de Stabilité au renversement :

D'après l'article 4.4.1 de RPA99/V2003, pour que notre bâtiment soit stable au renversement il faut

vérifier la relation suivant :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

M_s : Moment stabilisant. $M_s = \frac{W \times L}{2}$; **W** : Poids du bâtiment.

M_r : Moment renversant . $M_r = \sum F_i \times h_i$; **F** : Force sismique de niveau.

➤ **Sens X :**

TableauIV.10 : Résultat de vérification de Stabilité au renversement selon X

W (KN)	L _x (m)	L _x /2(m)	M _s (kN.m)	M _r (kN.m)	M _s / M _r	Vérification
16272,38	22,30	11,15	181437,03	27745,6	6,54	CV

➤ **Sens Y :**

TableauIV.11 : Résultat de vérification de Stabilité au renversement selon Y

W (KN)	L _y (m)	L _y /2(m)	M _s (kN.m)	M _r (kN.m)	M _s / M _r	Vérification
16272,38	19,86	9,93	161584,73	30929,4	5,22	CV

IV.7.6. Vérification spécifique des poteaux :

D'après l'article 7.4.3.1 de RPA99/ V 2003, Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : section brut de cette dernière.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

$$v = \frac{105,94 \times 10^{-2}}{0,45 \times 0,45 \times 25} = 0,21 < 0,3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre V :
Ferraillage des
éléments principaux

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

V.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments principaux devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91** et le **RPA99 version 2003**.

V.2. Combinaison des charges :

- Selon **BAEL 91** :

ELU : Situation durable $\Rightarrow 1,35G+1,5Q$

ELS : Situation durable $\Rightarrow G+Q$

- Selon **RPA version 2003** :

Situation accidentelle $\rightarrow G+Q+E ; 0,8G\pm E$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale favorisée correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable).

V.3. Caractéristique des matériaux :

Les coefficients de sécurité des deux principaux matériaux (béton, acier) donnent par le tableau suivant :

Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier		
	Γ_b	f_{c28} Mpa	f_{bu} Mpa	γ_s	f_e Mpa	f_{su} Mpa
Durable	1,5	25	14,2	1,5	400	348
accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

V.4. Ferrailage des poteaux :

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal « N_{max} » et le moment correspondant « M_{cor} ».
- Effort normal minimal « N_{min} » et le moment correspondant « M_{cor} ».
- Moment fléchissant maximal « M_{max} » et l'effort normal correspondant « N_{cor} ».

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

V.4.1. Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

a) Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :
- le pourcentage **minimal** sera de $\Rightarrow 0,8\%$ en zone IIa.
- Les pourcentages **maximal** sera de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40Φ (en zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone I et IIa
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Tableau V.2 : section d'armature maximale et minimale exigée par le RPA99/version2003

Poteau	Zone	Ferrailage min (cm ²)	Ferrailage max (cm ²)
30×30	Courant	$0,08 \times 30 \times 30 = 7,2$	$0,04 \times 30 \times 30 = 36$
	De recouvrement		$0,06 \times 30 \times 30 = 54$
35×35	Courant	$0,08 \times 35 \times 35 = 9,8$	$0,04 \times 35 \times 35 = 49$
	De recouvrement		$0,06 \times 35 \times 35 = 73,5$
40×40	Courant	$0,08 \times 40 \times 40 = 12,8$	$0,04 \times 40 \times 40 = 64$
	De recouvrement		$0,06 \times 40 \times 40 = 96$
45×45	Courant	$0,08 \times 45 \times 45 = 16,2$	$0,04 \times 45 \times 45 = 81$
	De recouvrement		$0,06 \times 45 \times 45 = 121,5$

b) Armatures transversales A_t :

La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

- En zone nodale $\Rightarrow S_t = \text{Min}(10 \Phi_l, 15\text{cm})$ en zone IIa
- En zone courante $\Rightarrow S'_t = 15 \Phi_l$ en zone IIa

Avec :

Φ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale ($A_t/b \times s_t$) en % est donnée comme suit :

$$0.3\% \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \rightarrow \lambda_g \leq 3$$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpolé entre les valeurs limites précédentes.

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

λ_g est l'élançement géométrique du poteau : $\lambda_g = (L_f/a \text{ ou } L_f/b)$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 \varnothing_t minimal.

V.4.2. Les sollicitations obtenues par logiciel ETABS :

Tableau V.3 : Les sollicitations obtenues par logiciel ETABS

Sollicitations	Combinaison	Etage	Section (cm ²)	Nmax (KN)	Mcor (KN, m)	Nser (KN)	Mser (KN, m)
N max et M cor	1,35G+1,5Q	RDC	(45×45)	1313,7	11,69	961,1	8,61
		1	(40×40)	1089,1	26,54	797	19,51
		2, 3, 4	(35×35)	875	14,92	640,5	11,03
		5, 6	(30× 30)	288,9	10,13	211,6	7,54
Sollicitations	Combinaison	Etage	Section (cm ²)	Ncor (KN)	Mmax (KN, m)	Nser (KN)	Mser (KN, m)
Mmax et Ncor	G+Q+Ex G+Q+Ey	RDC	(45×45)	477,4	37,19	482,7	21,75
		1	(40×40)	330,9	49,47	708,8	28,59
		2, 3, 4	(35×35)	669,9	42,78	563,7	23,23
		5, 6	(30× 30)	202,3	38,94	137,7	24,48
Sollicitations	Combinaison	Etage	Section (cm ²)	Ncor (KN)	Mmax (KN,m)	Nser (KN)	Mser (KN,m)
Mmax et Ncor	0,8G+Ex 0,8G+Ey	RDC	(45×45)	360,1	34,85	482,7	21,75
		1	(40×40)	248,1	44,77	708,8	28,59
		2, 3, 4	(35×35)	546,1	38,41	563,7	23,23
		5, 6	(30× 30)	157,3	33	137,7	24,48

V.4.3. Exemple de calcul de ferrailage :

On va présenter un exemple de calcul de ferrailage détaillés pour le poteau la plus sollicité le poteau de RDC de caractéristique suivant :

$b=45\text{cm}$; $h=45\text{cm}$; $d=40,5\text{cm}$; $d'=4,45\text{m}$.

$M_{max}=37,19\text{KN.m}$; $N_{cor}=477,4\text{KN}$; $M_{ser}=21,75\text{KN.m}$; $N_{ser}=482,7\text{KN}$

a) Ferrailages longitudinale :

- Calcul de l'excentricité totale :

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{37,19}{477,4} = 0,077\text{m}$$

$$e_a = \max\left\{2\text{cm}, \frac{L}{250}\right\} = \max(2\text{cm}; 1,49\text{cm}) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}.$$

$$e_1 = e_0 + e_a \quad ; \quad \frac{L_f}{h} \leq \left\{1,5; \frac{20 \times e_1}{h}\right\}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 2,618\text{m}.$$

Condition non vérifiée, donc $e_2 = 0$

$$\text{Alors : } e_{\text{tot}} = 0,077 + 0,02 = 0,097 \text{ m}.$$

- Calcul de l'effort de compression centré maximale supportable par le béton :

$$N_{b \text{ max}} = b \times h \times \sigma_{bc} = 0,45 \times 0,45 \times 14200 = 2875,5 \text{ KN}.$$

- Calcul de coefficient ψ :

$$\psi = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} = \frac{477,4}{2875,5} = 0,16$$

$\psi < 0,81$ et $\psi < 2/3 = 0,66$ donc :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi})} = 0,16$$

$$e_{Nc} = \xi \times h = 0,16 \times 0,45 = 0,072 \text{ m}.$$

$e_{\text{tot}} = 0,097 > e_{Nc} = 0,072$, donc la section est partiellement comprimée.

$$M_u \text{ fictif} = N_u \left(e_0 + d - \frac{h}{2} \right) = 477,4 \left(0,077 + 0,405 - \frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_u \text{ fictif} = 122,692 \text{ KN.m}$$

Calcul en flexion simple sous M_u fictif :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{122,692 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,405^2 \times 14,2} = 0,117$$

$$\mu_{bu} < 0,1042$$

$\mu_{bu} = 0,117 > 0,1042 \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

$$\text{Donc : } \alpha = 1 - 0,9366 \sqrt{1 - 2\mu}$$

$$\alpha = 1 - 0,9366 \sqrt{1 - 2(0,117)} = 0,18$$

$$\beta = \frac{16\alpha - 1}{15} \Rightarrow \beta = 0,125$$

$$A_s \text{ fictif} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,18 \times 0,45 \times 0,405 \times 14,2}{348} = 9,295 \text{ cm}^2. \quad ; \quad A'_s \text{ fictif} = 0$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{s \min} = \max \{2,025; 2,2\} = 2,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ fictif}} = 9,295 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 2,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$A'_s = A'_{s \text{ fictif}} = 0$$

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} \Rightarrow A_s < 0$$

$$\text{Donc : } A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_s = 2,2 \text{ cm}^2.$$

Vérification de RPA99 (v2003) :

- La section minimale de RPA99 (v2003) :

$$A_{s \min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$$

- L'espacement :

$$\text{Selon } x : S_t = (45-6)/2 = 19,5 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Selon } y : S_t = (45-6)/2 = 19,5 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

on adopte **4T20** et **4T14** avec **$A_s = 18,72 \text{ cm}^2$** .

b) Ferrailage transversal :

Selon l'article 7.4.2.2 de RPA99 (v2003) :

$$\lambda_g = Lf/a = \frac{2,618}{0,45} = 5,8 \text{ cm} > 5 \text{ donc } \rho_a = 2,5.$$

λ_g : L'élanement géométrique.

ρ_a : Coefficient correcteur.

- Dans la zone nodale $t < \min(10\emptyset_{\min}, 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \min(10 \times 1,4; 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq 14 \text{ cm}$.

On prend **$t = 10 \text{ cm}$** dans la zone nodale.

- Dans la zone courante $t \leq 15\emptyset_{\min}$ donc $t \leq 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}$.

On prend **$t = 15 \text{ cm}$** dans la zone courante.

La section d'armature minimale transversale donnée par :

$$\frac{A_{t \min}}{t \times b} \geq 0,3\%$$

$$\text{Dans la zone nodale } A_{t \min} \geq 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans la zone courante } A_{t \min} \geq 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2$$

Donc $A_t = \max(2,025 ; 1,35) = 2,025 \text{ cm}^2$ on adopte : **4T10** avec $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$.

c) Vérifications :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14,2 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,405} = 0,078 \text{ MPa.}$$

Selon Le **BAEL91** :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

Donc : $\tau_u = 0,078 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition Vérifiée.

D'après le (**RPA**) article (7.4.3.2) :

$$\lambda_g = 2,61/0,45 = 5,8 > 5 \quad \text{donc } \rho_d = 0,075.$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} > \tau_u = 0,078 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

- Vérification à l'ELS :

$$\text{L'excentricité : } e = M_{ser}/N_{ser} = \frac{21,75}{482,7} = 0,045.$$

on résout l'équation du troisième degré : $z^3 + pz + q = 0$.

$$C = \frac{h}{2} - e = \frac{45}{2} - 4,5 = 18 \text{ cm.}$$

$$p = -3c^2 - 90A_s' \frac{c - d'}{b} + 90A_s \frac{d - c}{b} = -3c^2 + 90A_s \frac{d - c}{b} \quad ; (A_s' = 0).$$

$$p = -3(18)^2 + 90 \times 18,72 \times \frac{40,5 - 18}{450} = -887,76$$

$$q = -2c^3 - 90A_s' \frac{(c - d')^2}{b} + 90A_s \frac{(d - c)^2}{b} = -2c^3 - 90A_s \frac{(d - c)^2}{b} \quad ; (A_s' = 0).$$

$$q = -2(18)^3 - 90 \times 18,72 \times \frac{(40,5 - 18)^2}{450} = -13559,4.$$

$$\text{Donc : } z^3 - 887,76z - 13559,4 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (-13559,4)^2 + \frac{4 \times (-887,76)^3}{27} \Rightarrow \Delta = 80204072,99 > 0.$$

$$\text{Donc : } t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 11257,53$$

$$U = \sqrt[3]{t} \Rightarrow u = 22,41.$$

$$Z = u - \frac{p}{3u} \Rightarrow z = 35,61.$$

la distance du centre de pression a l'axe neutre à la fibre supérieure de la section : $Y_{ser} = Z + C$.

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

$$Y_{ser} = 35,61 + 18 = 53,61 \text{ cm.}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15A_s(d - y_{ser})^2 = \frac{450 \times 53,61^3}{3} + 15 \times 18,72 \times (40,5 - 53,61)^2$$

$$I = 23159790,82 \text{ cm}^4.$$

- Les contraintes valent :

$$\sigma_{bc} = \frac{Z \times N_{ser}}{I} \times y_{ser} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{35,61 \times 482,7}{23159790,82 \times 10^{-4}} \times 53,61 \Rightarrow \sigma_{bc} = 397,88 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{Z \times N_{ser}}{I} \times (d - y_{ser}) \Rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{35,61 \times 482,7}{23159790,82 \times 10^{-4}} \times (40,5 - 53,61)$$

$\Rightarrow \sigma_s < 0$ donc on recommence le calcul avec une section entièrement comprimée

On vérifie enfin que les contraintes ne dépassent pas les limites admissibles.

$$S = b \times h + 15 \times A_{stot} = 45 \times 45 + 15 \times 18,72 = 2305,8 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 0,22$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

$$I = 1771098,75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{H}{2} - X_G \right)}{I} = 2,07 \text{ Mpa} > 0$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{H}{2} + X_G \right)}{I} = 2,12 \text{ Mpa} > 0$$

$$\sigma_{bc} = \max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) = 2,12 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,12 \text{ Mpa} < \sigma_{bc}^{-} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de flambement :

$$\lambda \leq \max \left\{ 50; \min \left(\frac{67 \times e}{h}; 100 \right) \right\}$$

Si l'élancement $\lambda \leq 50$, on ne tient pas compte dans le calcul de risque de flambement, dans le cas contraire il y a lieu de tenir compte de risque de flambement dans le calcul de la flexion composée des poteaux :

$$\lambda = Lf/i$$

$$I = bh^3/12$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

$$i = \sqrt{I/B}$$

Tableau V.4 : Vérification du flambement

Niveau	section (cm ²)	Λ	$\lambda \leq 50$
RDC	45 × 45	20,1	CV
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	40 × 40	22,6	CV
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	35 × 35	25,8	CV
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	30 × 30	30,1	CV

-Vérification de la stabilité de forme :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15; 20 \frac{e}{h} \right\} = 15$$

Tableau V.5 : Vérification de la stabilité de forme

Niveau	Lf(m)	Lf/h	Lf/h ≤ 15
Entre-sol	2,1	4,67	CV
RDC	2,61	5,8	CV
Etage 1	2,38	5,95	CV
Etage 2 ;3 ;4	2,38	6,8	CV
Etage 5 ;6	2,38	7,73	CV

V.4.4. Résultats de ferrailage des autres poteaux :

Le tableau suivant résumé l'ensemble des résultats des ferrailages longitudinal des poteaux :

Tableau V.6 : Résultats de ferrailage longitudinal des poteaux

Section	As calculé (cm ²)	As min(RPA) (cm ²)	As (adopté) (cm ²)	choix du barre
(45 × 45)	2,2	16,2	18,72	4T14+4T20
(40 × 40)	1,74	12,8	14,2	4T14+4T16
(35 × 35)	1,33	9,8	12,56	4T12+4T16
(30 × 30)	1,71	7,2	10,68	4T12+4T14

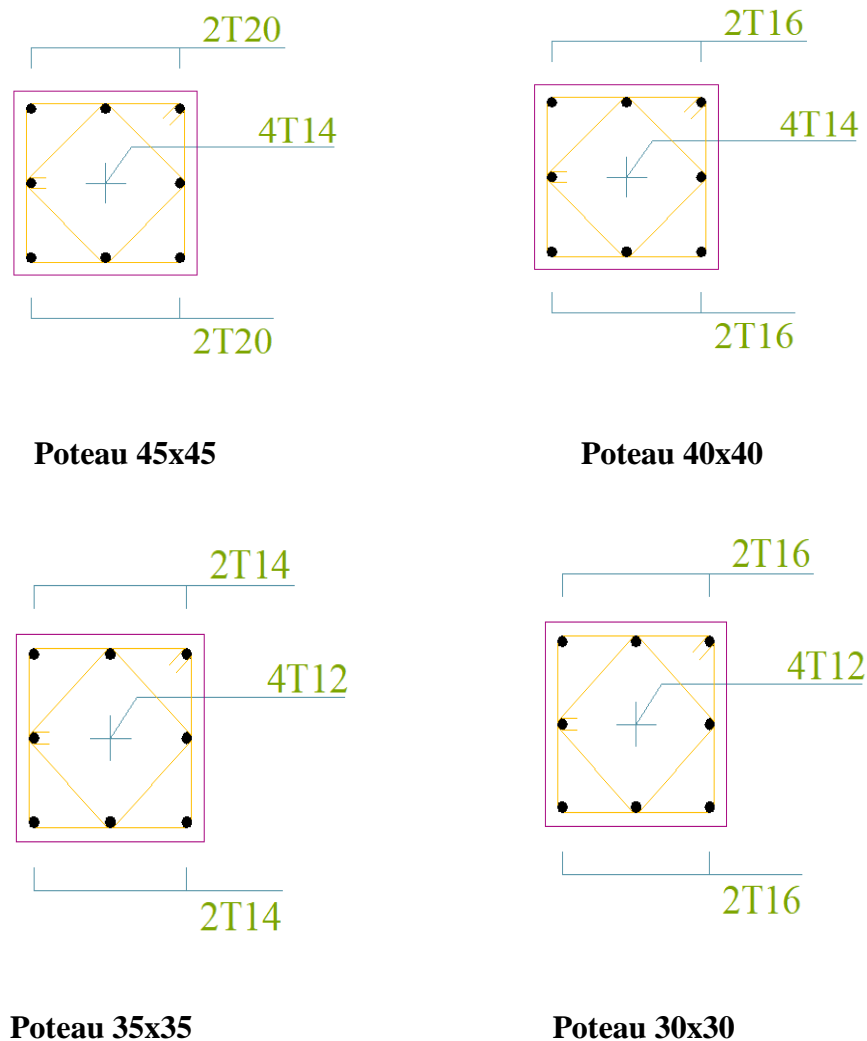


Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.5. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux leur rôle est de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales (COURS B.A ENSET).

V.5.1. Les recommandation du RPA99 (v2003) (art 7.5.2.1) :

- Armature longitudinale :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

- $40\varnothing$ en zone I et II.
- **Armature transversale :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$s \leq (h/4, 12)$$

- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.

La valeur du diamètre \varnothing des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.5.2. Les recommandations du BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de : $A_{s \min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$

V.5.3. Exemple de calcul :

$$b = 30 \text{ cm}; d = 0,36 \text{ m}$$

$$h = 40 \text{ cm}; d' = 0,04 \text{ m}$$

➤ Ferrailage longitudinale :

- **travée :**

$$\text{ELU : } M_u = 56,26 \text{ KN.m ; } V_u = 72,9 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } M_s = 40,01 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 56,26 / 40,01 = 1,41$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{56,26 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,36)^2 \times 14,20} = 0,101$$

$$\mu = 0,101 < \mu_u = 0,392 \longrightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,101)}) = 0,133$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b d f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,133 \times 0,3 \times 0,4 \times 14,2}{348} = 5,20 \text{ cm}^2.$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

- **En appui :**

ELU: $M_u = 30,7 \text{ KN.m}$; $V_u = 14,2 \text{ KN}$

ELS : $M_s = 21,75 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 30,7/21,75 = 1,41 \quad \Rightarrow \quad \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0,055$$

$$\mu = 0,055 < \mu_u = 0,392 \quad \mathbf{A'_s = 0}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,055)}) = 0,070$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b d f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,07 \times 0,30 \times 0,36 \times 14,2}{348} = 2,46 \text{ cm}^2.$$

a. Vérification :

- **Condition de non fragilité (Selon BAEL 91) :**

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} \right\}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{30 \times 40}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} \right\} = \max \{1,2 ; 1,3\} = 1,3 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{smin} = 0,005 \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux (RPA99/V2003) :

$$\text{En zone courante} \Rightarrow \begin{cases} A_{smax} = 0,04 \times b \times h \\ A_{smax} = 48 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{En zone de recouvrement} \Rightarrow \begin{cases} A_{smax} = 0,06 \times b \times h \\ A_{smax} = 72 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc :

a) En travée :

$$A_s = 5,20 \text{ cm}^2 > A_{smin}(\text{BAEL}) = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,20 \text{ cm}^2 < A_{smin}(\text{PPA}) = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,20 \text{ cm}^2 < A_{smax}(\text{PPA}) = 72 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = 6 \text{ cm}^2$, en adopte : **6T12 avec $A_s = 6,786 \text{ cm}^2$.**

b) En appui :

$$A_s = 2,46 \text{ cm}^2 > A_{smin}(\text{BAEL}) = 1,3 \text{ cm}^2$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

$$A_s = 2,46 \text{ cm}^2 < A_s \text{ min (PPA)} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,46 \text{ cm}^2 < A_s \text{ max (PPA)} = 72 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = 6 \text{ cm}^2$

En adopte : **4T12+2T14** avec **$A_s=7,602 \text{ cm}^2$** .

- Vérification de la contrainte :

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{72,9 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,675 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Alors : $\tau_u = 0,675 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$

- Vérification de la flèche :

Selon BAEL 91, il est nécessaire de vérifiée la flèche si les conditions ci-dessous ne vérifiées pas.

$$h/l \geq 1/16 \quad 40/530 = 0,075 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$h/l \geq 0,1 M_t / M_0 \quad 0,075 \geq 0,064 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$A_s \leq 4,2 \times b \times d / f_c \quad A_s \leq 4,2 \times 0,3 \times 0,36 / 400 = 11,34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Trois conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches.

➤ Ferrailage transversale :

D'après BAEL91 , le diamètre minimal des armatures transversal ϕ_t

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_t, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(12; 11,42; 30)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 11,42 \text{ mm}$$

Alors : $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

- L'espace en zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t \right) \quad S_t \leq \min(10 ; 14,4)$

Alors $S_t = 8 \text{ cm}$

- L'espace en dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$

Alors $S_t = 15 \text{ cm}$

- La section minimale des aciers transversaux est :

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En zone nodale : } A_t \geq 0,003 \times S_t \times b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 8 \times 30 \Rightarrow A_t \geq 0,72 \text{ cm}^2 \\ \text{En dehors de la zone nodale : } A_t \geq 0,003 \times S_t \times b \Rightarrow A_t \geq 1,35 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

On prend : **4T8** avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ dans les deux zones.

V.5.4. Résultat du ferrailage des poutres :

Tableau V.7 : Résultat du ferrailage des poutres

Poutre	As calculé (cm ²)	Asmin(RPA) (cm ²)	As min(BAEL) (cm ²)	As(adopté) (cm ²)	Choix des barres
En travée	5,20	6	1,3	6,786	6T12
En appui	2,46	6	1,3	8,01	3T12+3T14

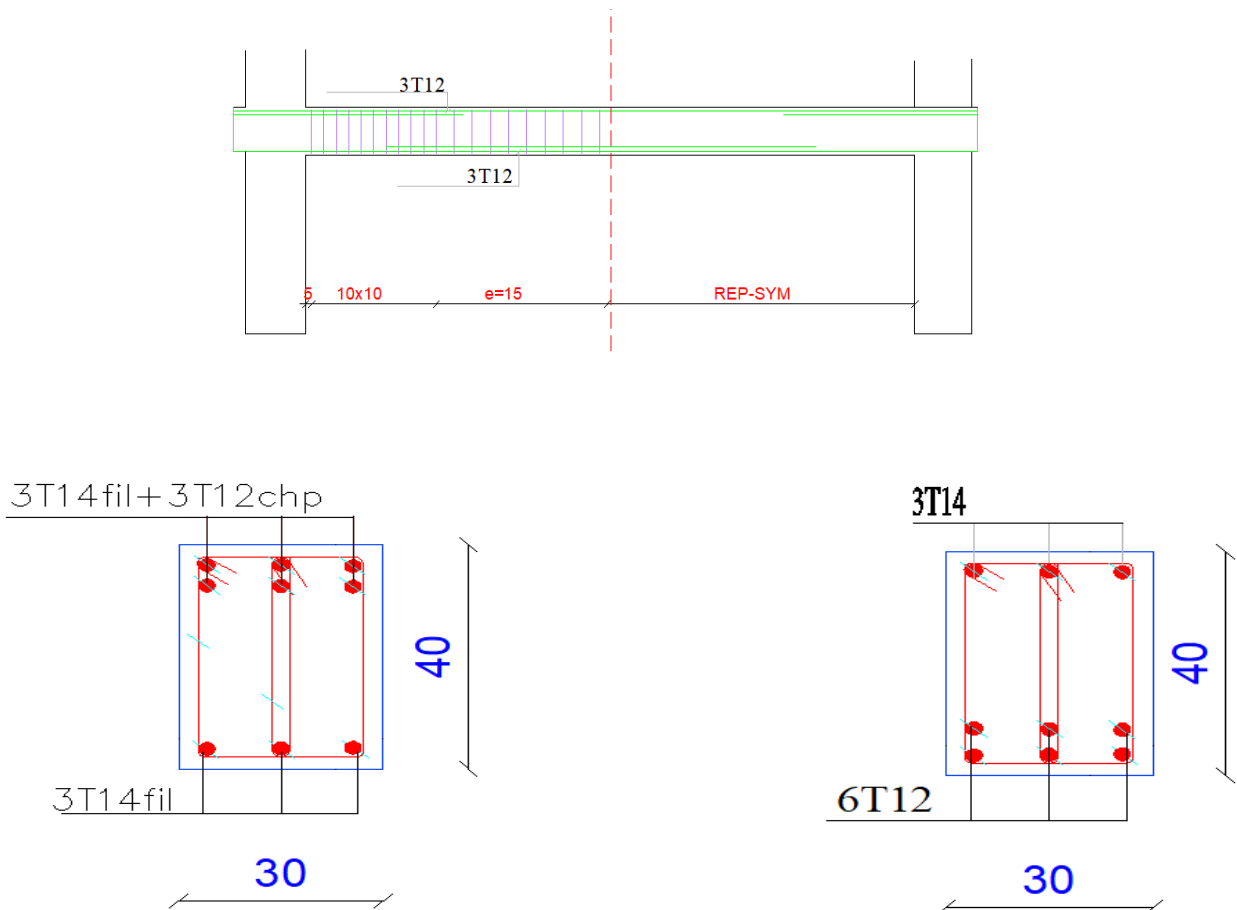


Figure V.2. : Schéma de ferrailage des poutres

V.6. Ferrailage des voiles :

Le RPA.99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

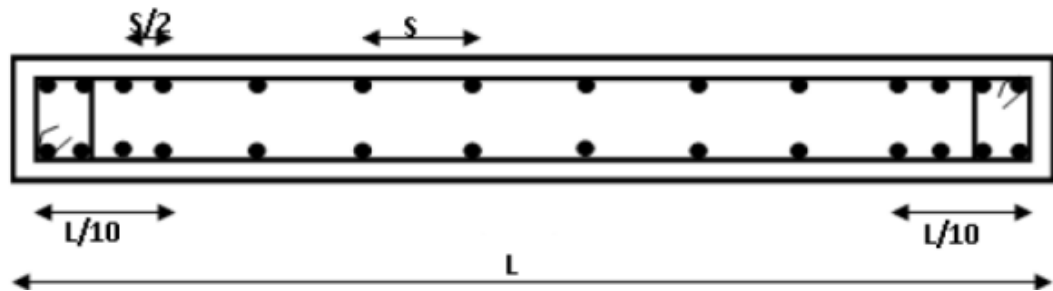
Généralement les voiles sont soumis à des charges verticales (charges et surcharges) et à des charges horizontales (séismes), Chaque voile sera calculé en flexion composée avec des efforts tranchants, et ferrailés selon les prescriptions de l'RPA99, leur ferrailage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.6.1. Recommandation du règlement RPA99 :

➤ Ferrailage vertical (art.7.7.4.1) :

- Lorsqu' une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0,20%**.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à **0,20%** de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.



FigureV.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles (RPA99/V2003)

➤ Ferrailage Horizontal (art.7.7.4.2) :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$.
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ Règles communes (art.7.7.4.3) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 a \quad ; \quad S \leq 30\text{cm}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 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 :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.6.2. Méthode de calcul des voiles :

Pour le calcul des voiles en béton armé, deux méthodes de calcul sont disponibles :

a. Méthode simplifiée.

b. Méthode par flexion composée.

Selon l'article 7.7.4 des règles RPA, pour le calcul du ferrailage des voiles on va utiliser la seconde méthode, c'est-à-dire par flexion composée avec effort tranchant, qui révèle plus compatible avec la nature du système de contreventement adopté.

V.6.3. Exemple de calcul :

Le voile sujet de cet exemple, est le voile **Vx6** au niveau de RDC.

➤ Ferrailage vertical :

a) Cas de M_{\max} et N_{corr} :

$$M_{\max} = 1365,22 \text{ KN.m.}$$

$$N_{\text{corr}} = 502,1 \text{ KN.}$$

$$V_{\max} = 322,7 \text{ KN.}$$

Avec $h=3,34 \text{ m}$; $L=2,65 \text{ m}$; $b=20 \text{ cm}$; $d=262 \text{ cm}$

- La répartition des contraintes dans la section :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{corr}}}{B} + \frac{M_{\max}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{\max} = \frac{502,1}{0,53} + \frac{1365,22}{0,31} \times 1,33 = 6804,59 \text{ KN/m}^2 = 6,8 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{compression.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\text{corr}}}{B} - \frac{M_{\max}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{\min} = \frac{502,1}{0,53} - \frac{1365,22}{0,31} \times 1,33 = -4909,87 \text{ KN/m}^2 = -4,9 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{traction.}$$

- Calcule l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{1365,22}{502,1} = 2,72.$$

$$e_0 = 2,72 \text{ m} > h/2 = 1,33$$

L'excentricité est supérieure à $h/2$, donc le centre de pression est à l'extérieur de la section, on plus l'effort normale est un effort de compression, par conséquent, la section du voile sera considérée comme une **Section partiellement comprimée**.

- Calcul l'élanement :

$$L_f = 0,7L = 1,855\text{m}$$

$$\lambda = L_f/i \quad I = bh^3/12 \quad i = \sqrt{I}/B$$

$$\lambda = 1,76 < 50 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

- Calcul le coefficient de majoration γ_f :

$$e_0/h = 1,026 > 0,75 \Rightarrow \gamma_f = \min \{ 14 ; 1 + 0,5 \times (h/2) (\lambda / 35)^2 \}$$

$$\gamma_f = 1,17$$

- Calcul de l'excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \{ 2\text{cm} ; L/250 \} = 2\text{cm}$$

- Sollicitations majorés :

$$N_{\text{cor}}^* = \gamma_f \times N_{\text{cor}} = 1,17 \times 502,1 = 587,457\text{KN}$$

$$M_{\text{max}}^* = N_{\text{cor}} (e_0 + e_a) = 502,1(2,72 + 2) = 2369,91\text{ KN.m.}$$

- Calcul du moment fictif par rapport au CDG des armatures :

$$M_f = M_{\text{max}} + N_{\text{cor}} (d - h/2)$$

$$M_f = 1365,22 + 502,1(2,62 - 1,33) = 2012,93\text{ KN.m}$$

- Calcul de ferrailage fictif en flexion simple sous le moment fictif :

$$\gamma = \frac{Mu}{M_s} = \frac{58,9}{41,55} = 1,42$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{\text{bu}}} = \frac{2012,93 \times 10^{-3}}{0,2 \times (2,62)^2 \times 14,2} = 0,103$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0,103 < \mu_{\text{lu}} = 0,392$$

Donc, on n'est pas besoin des armatures comprimées, c'est-à-dire : $A'_{\text{sf}} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,103)}) = 0,136.$$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 2,47$$

$$A_{\text{sf}} = \frac{M_f}{Z_b \sigma_{\text{su}}} = \frac{2012,93 \times 10}{2,47 \times 348} = 23,42\text{cm}^2$$

- Calcul du ferrailage réel de flexion composée :

$$A_s = A'_{\text{svf}} = 0$$

$$A_s = A_{\text{sf}} - N_{\text{cor}}^* / \sigma_s = 23,42 - 587,457 / 348 = 21,73\text{cm}^2$$

b) Cas de N_{max} et M_{corr} :

$$N_{\text{max}} = 1096,6\text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 348,07\text{ KN.m}$$

$$V_{\text{max}} = 322,7\text{ KN}$$

Avec $h = 3,34\text{ m}$; $L = 2,65\text{ m}$; $b = 20\text{ cm}$; $d = 262\text{ cm}$

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

- La répartition des contraintes dans la section :

Les contraintes extrêmes au niveau des abouts du voile sont calculées suivant le principe de Navier-Bernoulli comme suit :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{B} + \frac{M_{\text{cor}}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{\max} = \frac{1096,6}{0,53} + \frac{348,07}{0,31} \times 1,33 = 3562,39 \text{ KN/m}^2 = 3,56 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{compression.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\max}}{B} - \frac{M_{\text{cor}}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{\min} = \frac{1096,6}{0,53} - \frac{348,07}{0,31} \times 1,33 = 575,72 \text{ KN/m}^2 = 0,575 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{compression}$$

Donc la section est entièrement comprimée.

$$\psi = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} = \frac{1096,6}{0,2 \times 2,65 \times 14,2} = 0,145$$

- Calcule l'excentricité :

$$e_0 = M_{\text{cor}} / N_{\max} \Rightarrow \frac{348,07}{1096,6} = 0,317 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a = 0,337$$

$$\psi < 0,81 \text{ et } \psi < 2/3 = 0,66$$

donc :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi})} = 0,16$$

$$e_{Nc} = \xi \times h = 0,16 \times 2,65 = 0,42 \text{ m}$$

$$e_{\text{tot}} = 0,337 < e_{Nc} = 0,42, \text{ donc la section est entièrement comprimée.}$$

Et ELU n'est pas atteint, en place un pourcentage minimal d'armature identique à celui des poteaux $A_s = 4 \text{ cm}^2 \times \text{le périmètre de la section de poteaux}$ et le taux d'armature dans la section du béton doit être comprise entre 0,2 et 5% $A_s = 4 \times (0,2 + 2,65) \times 2 = 22,8 \text{ cm}^2$.

$0,2\% \leq 0,42\% \leq 5\%$condition vérifiée.

➤ Ferrailage minimal:

- D'après BAEL:

$$A_{\min(\text{BAEL})} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} = \max \left\{ \frac{20 \times 334}{1000}; 0,23 \times 20 \times 300 \times \frac{2,1}{400} \right\} = \max \{5,3; 6,33\} = 6,33 \text{ cm}^2$$

- D'après RPA99(v2003):

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0,15\% B = 7,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = \max \{ A_s(\text{calculé}); A_{\min(\text{BAEL})}; A_{\min(\text{RPA})} \} = 22,8 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte pour l'acier verticale: 2(10T10+6T10) avec $A_s = 25,12 \text{ cm}^2$

L'espacement entre les barres verticales recommandée par l'RPA est limité comme suit :

$$S \leq \min \{ 1,5a; 30 \text{ cm} \} = \min \{ 1,5 \times 20; 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm}$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Alors on adopte:

- Zone d'about : S=10 cm
- Zone courante: S=20 cm

➤ **Ferrailage horizontal:**

$A_H = (3/2) A_{sv} = 0,66 \times 22,8 = 15,05 \text{ cm}^2$ (pour les deux faces).

$A_H = 15,05/2 = 7,52 \text{ cm}^2$ (pour une seul faces).

On adopte : **14T10** ($A_H = 10,99 \text{ cm}^2$), avec un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Ferrailage transversale :**

Pour la zone d'about on adopte des cadres de **8mm** pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile, on adopte des épingles de **8mm** pour garder un écartement constant entre les nappes d'acier et assurer leur stabilité lors des phases d'exécution.

L'espacement des cadres transversales sera de **15cm**, ainsi que les épingles seront réparties dans l'âme du voile avec une densité de **4** par mètre carré.

➤ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

- **D'après l'RPA99 (v2003) :** l'article **7.7.2**, on doit vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 1,4V/0,9bh = \frac{1,4 \times 322,7 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,2 \times 2,65} = 0,95 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

- **D'après BAEL:**

Pour le cas de fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivant :

$$\tau_u = V_u/bd \leq \min \{0,15f_{c28}/\gamma_b ; 7\text{Mpa}\} = 3,26 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{322,7 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,62} = 0,62 \text{ Mpa} \leq 3,26 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.6.4. Résultat de calcul des autres voiles :

Les tableaux **V.8** ; **V.9** et **V.10** seront exposée l'ensemble des résultats de sollicitation et de ferrailage des autre voile :

Tableau.V.8 : Section des armatures vertical

Voile	V ₁		V ₂		V ₃		V ₄		V ₅	
Cas de sollicitation	Nmax, Mcor	Mmax , Ncorr	Nmax, Mcor	Mmax , Ncorr	Nmax, Mcorr	Mmax , Ncorr	Nmax, Mcorr	Mmax , Ncorr	Nmax , Mcorr	Mmax , Ncorr
N (KN)	1096,6	502,1	2054,4	990,5	912,4	620,9	655,8	348,1	679,6	578,7
M (KN,m)	348,07	1365,2	1823,7	1597,4	182,2	717,58	852,44	803,89	1753,8	2287,54
As(calculée) (cm²)	22,8	21,73	15,66	20,04	12,11	22,09	11,78	17,12	21,98	24,62
As(BAEL) (cm²)	6,33		6,45		4,75		5,72		5,92	
As(RPA) (cm²)	7,95		8,1		6		7,2		7,35	
Vmax (KN)	322,7		305,2		255,6		121		543,8	
AV (cm²)	22,8		20,04		22,09		17,12		24,62	

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

➤ Description des armatures verticales :

Tableau V.9 : Description des armatures verticales

Voile	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₅
L (m)	2,65	2,7	2	2,4	2,45
Av (cm ²)	22,8	20,04	22,09	17,12	24,62
Av (adopté) (cm ²)	25,12	22,62	24,37	19,85	27,52
Description des barres	2 (10T10+6T10)	2(4T12+6T12)	2(8T12+4T10)	2(6T12+4T10)	2(8T12+6T10)
Sv (d'about) (cm)	10	10	10	10	10
Sv (courante) (cm)	20	20	20	20	20

➤ Description des armatures horizontales :

Tableau V.10 : Description des armatures horizontales

Voile	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₅
L (m)	2,65	2,7	2	2,4	2,45
AH (cm ²)	7,524	6,613	7,29	5,65	8,125
AH (adopté) (cm ²)	10,99	8,048	9,42	6,036	12,56
Description des barres	14T10	16T8	12T10	12T8	16T10
SN (cm)	15	15	15	15	15

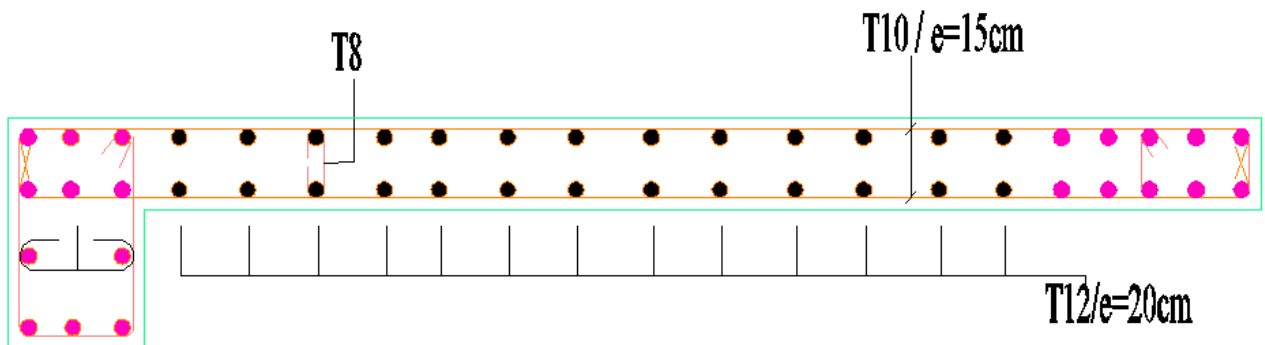


Figure V.4 : Schéma de ferrailage de voile

Chapitre VI :
Etude de
l'infrastructure

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est la partie cachée de la construction dans le sol, constituée de voiles périphériques et de fondations et de longrines ceux sont des éléments de résistance qui doivent être capables de reprendre toutes les charges provenant de la superstructure et de les transmettre au bon sol.

L'infrastructure doit assurer les deux fonctions suivantes :

- La capacité de transmettre, en plus des charges verticales, les charges sismiques horizontales.
- Limiter les tassements différentiels et empêcher les déplacements horizontaux relatifs des points d'appuis par solidarisation au moyen de longrine ou autre dispositif équivalent.

VI.2. Etude du voile périphérique :

Le voile périphérique est un voile en béton armé de faible épaisseur continu entre le niveau des fondations et le niveau de base, constitue une liaison rigide entre les points d'appui de la structure, ainsi il favorise son encastrement dans le sol.

VI.2.1. dimensionnement :

D'après le **RPA99/version 2003** dans l'article **10.1.2**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On adopte :

- L'épaisseur : $e = 15\text{cm}$.
- La hauteur du voile : $H = 2,85\text{ m}$.

VI.2.2. Caractéristiques du sol :

Pour le cas d'un sol marneux, on a :

- Le poids spécifique : $\gamma = 18.24\text{KN/m}^3$.
- L'angle de frottement : $\varphi = 13.77^\circ$.

VI.2.3. Calcul des charges :

a) Calcul du coefficient des terres en repos :

Il est donné par la formule suivante (selon Coulomb) :

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 (45 - 6.88) = 0.615.$$

b) Calcul de la pression géostatique (Poussée des terres) :

$$P_1 = \gamma H K_a = 18,24 \times 2,85 \times 0,615 = 31.97 \text{ KN/ m}^2.$$

c) Calcul de charge due à la surcharge :

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$P_2 = q \times K_a$$

$$P_2 = 10 \times 0.615 \Rightarrow P_2 = 6.15 \text{ KN/m}^2.$$

VI.2.4. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme étant une dalle pleine sur quatre appuis.

a) A L'ELU :

$$\sigma_{\max} = 1,35P_1 + 1,5 P_2$$

$$\sigma_{\max} = 1,35 \times 31,97 + 1,5 \times 6,15 \Rightarrow \sigma_{\max} = 52,38 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1,5 P_2 = 1,5 \times 6,15 = 9,225 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 41,59 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{mL} = 41,59 \text{ KN/ml}$$

Pour le calcul de ferrailage on prend le plus grand panneau, dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2,85 \text{ m} \quad ; L_y = 5,50 \text{ m} \quad ; h = 15 \text{ cm} \quad ; b = 1\text{m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,85}{5,50} = 0,52 > 0,4 ; \text{ donc dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\alpha = 0,52 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0937 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0937 \times 41,59 \times 2,85^2 = 31,65 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,250 \times 31,65 = 7,91 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 26,9 \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 6,72 \end{cases}$$

- Moment en appui :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0,3 M_x = 9,49 \\ M_{ay} = 0,3 \times M_y = 2,37 \end{cases}$$

• Ferrailage minimal :

Selon RPA99 v2003 (art10.1.2) :

$$A_{s \text{ min(RPA)}} = 10\% b h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Selon BAEL91v99 :

$$A_{s \text{ min(BAEL)}} = 0,23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1/400 = 1,63 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{s \text{ min}} = 1,63 \text{ cm}^2$.

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Calcul du ferrailage du voile périphérique

ELU	Travée		appuis	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
M(KN.m)	26,9	6,72	9,49	2,37
μ_{bu}	0,104	0,026	0,036	0,009
α	0,137	0,033	0,046	0,011
As calculée	6,08	1,45	2,065	0,508
Asmin(cm²)	1,63	1,63	1,63	1,63
Aadopte(cm²)	6,280	3,018	4,024	3,018
Choix des barres	8T10	6T8	8T8	6T8

• **Espacement :**

Sens X-X : $St = 15\text{cm} \leq \min(2e ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$, on adopte $St = 15\text{cm}$.

Sens Y-Y : $St = 15\text{cm} \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$, on adopte $St = 15\text{cm}$.

b) A PELS :

❖ **Exemple de calcul :**

$$\sigma_{\max} = P_1 + P_2$$

$$\sigma_{\max} = 31,97 + 6,15 \Rightarrow \sigma_{\max} = 38,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = P_2 = 6,15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 30,13 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 30,13 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{2,85}{5,50} = 0,52 > 0,4 \Rightarrow$$

$$\alpha = 0,52 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0974 \\ \mu_y = 0,3853 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u Lx^2 = 23,84 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 9,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 20,26 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 7,8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0,3 M_x = 7,15 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0,3 M_y = 2,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

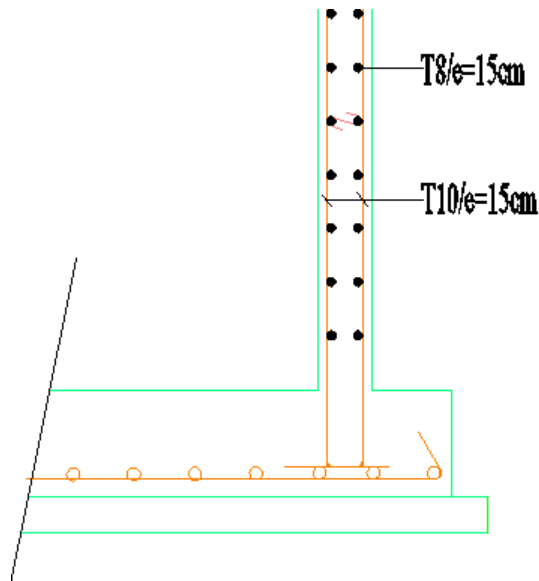
Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} = \frac{41,59 \times 5,50}{2} = 114,37 \text{ KN}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{41,59 \times 2,85}{2} = 59,265 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{114,37 \times 10^{-3}}{0,135 \times 1} = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$



FigureVI.1 : Schéma de ferrailage des voiles périphérique

VI.3. Etude des fondations :

VI.3.1. Définition (COURS M.D.S ENSET) :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles intermédiaire : semelles sur pieux).

Le bon choix du type de fondation à projeter dépend de plusieurs critères, parmi lesquelles on distingue :

- L'assurance de la stabilité structurelle de l'ouvrage lors de la transmission des charges au sol.
- La nature de l'ouvrage et l'intensité des charges amenés aux fondations.
- La capacité portante du bon sol, et son homogénéité sous l'emprise des blocs.
- La facilité de mise en œuvre.
- L'économie.

VI.3.2. Justification du choix du type de fondations :

Parmi les techniques qui s'offrent au constructeur en matière de fondations, on à :

Les fondations superficielles :

- Les semelles isolées sous poteaux.
- Les semelles continues sous un mur.
- Les semelles continues sous des poteaux.
- Les semelles excentrées.
- Les radiers simples ou généraux.

Les fondations semi-profondes : Les puits.

Les fondations profondes : Les pieux.

Les fondations spéciales : les parois moulées, les cuvelages, etc.

VI.3.3. Choix du type de fondations :

Nous proposons en premier lieu des semelle filantes pour cela, nous allons procéder a une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s/S_b < 50\%$).

$$\sigma_{sol} = \frac{Ns}{S_s} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{Ns}{S_s} \Rightarrow S_s \geq Ns / \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

N_s : Effort normal appliqué sur la fondation.

S_s : Surface totale des semelles.

S_b : Surface totale du bâtiment.

$$S_s = 23,56 \text{ m}^2$$

$$S_b = 441,54 \text{ m}^2$$

Il faut vérifier : $\frac{S_s}{S_b} = 5,33 \% < 50\%$

Donc on choisit une semelle filante.

VI.3.4.Exemple de calcul :

a. Pré dimensionnement de la semelle :

- Condition de la portance :

$$\bar{\sigma}_u = \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_u = 0,13 \text{ MPa}$$

$$P / A \bar{\sigma} = \sup\{P_u / A \bar{\sigma}_u ; P_s / A \bar{\sigma}_s\} = \sup\{1,575 ; 1,258\} = 1,575$$

$$B \geq 1,575 \begin{cases} B = 2m \\ A = 23m \end{cases}$$

- Condition de rigidité :

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d \geq 0,387 \text{ donc : } d = 0,45 \text{ m}$$

$$h = d + 0,05 \Rightarrow h = 0,5 \text{ m}$$

b. Vérifications de la condition de portance en tenant compte du poids propre de la semelle :

$$PP = \rho \times B \times A \times h = 575 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} PP_u = 1,35 (575) = 0,776 \text{ MN} \\ PP_s = 0,575 \text{ MN} \end{cases}$$

$$P_u = \sum P_i / L = 251,74 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = \sum P_i / L = 204,92 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} P_u = P_u + PP_u = 1027,74 \text{ KN} = 1,027 \text{ MN} \\ P_s = P_s + PP_s = 779,92 \text{ KN} = 0,779 \text{ MN} \end{cases}$$

c. Calcul des armatures par la méthode des bielles :

$$A_s = \frac{P_u (B-b)}{8 \times d \times f_{su}} = 12,71 \text{ cm}^2$$

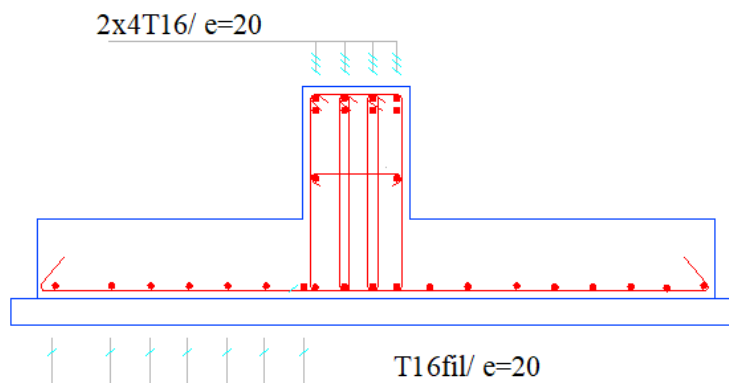
On adopte : 8T16 $\Rightarrow A_s = 16,088 \text{ cm}^2$

- Les armatures de repartition :

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} \Rightarrow A_r = 6,35 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8T12 $\Rightarrow A_s = 9,048 \text{ cm}^2$

St = 20 cm

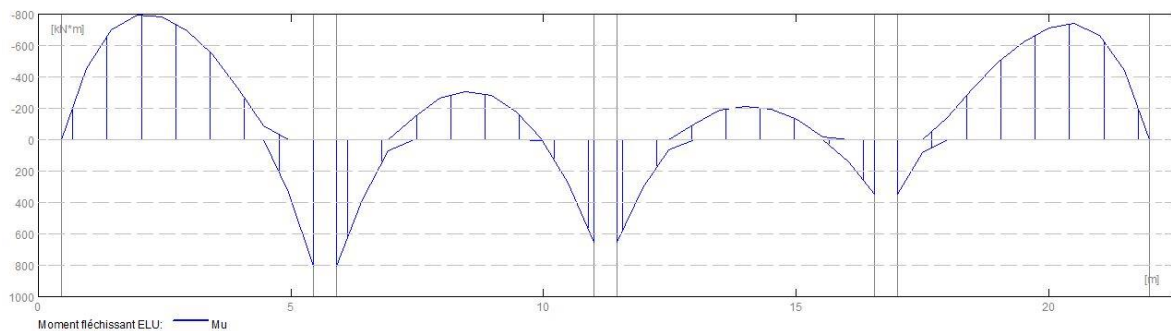


FigureVI.2 : Schéma de ferrailage de semelle filante

VI.4.Poutre Libage :

VI.4.1. Calcul des sollicitations des poutres de libage :

Les résultats sont obtenus après modélisation sur ROBOT



FigureVI.3 : Diagramme des moments dans la poutre de libage à l'ELU

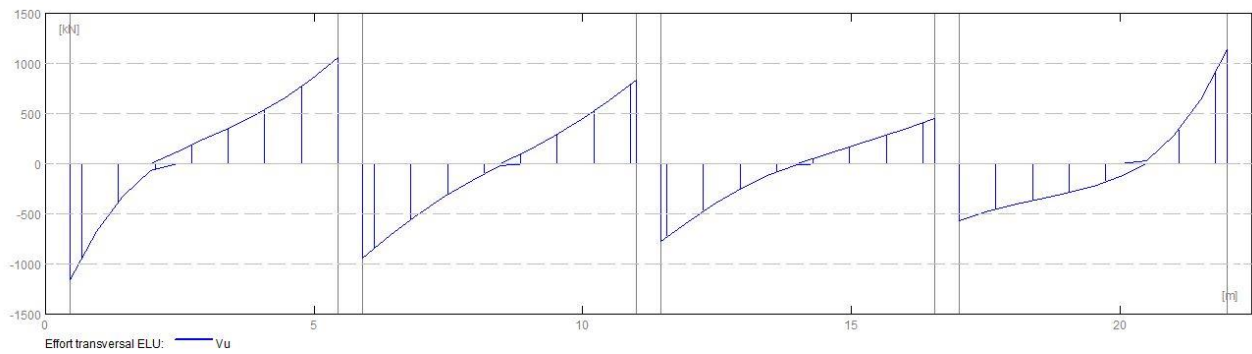


Figure VI.4 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de libage à l'ELU

Les résultats des moments maximaux et effort tranchant maximal sont :

$$M_a = 806,98 \text{ KN.m} ; M_t = 796,33 \text{ KN.m} ; V_u = 1161,6 \text{ KN.}$$

VI.4.2. Calcul de ferrailage longitudinal :

a) Ferrailage de la partie inférieure :

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $F_e = 400 \text{ MPa}$, $f_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$, $f_{su} = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,213$$

$$\mu = 0,213 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,303$$

$$\beta = 0,8\alpha = 0,24$$

Donc :

$$A_{su} = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = 34,27 \text{ cm}^2 ; A'_{su} = 0$$

On adopte : 4T20+8T20 $\Rightarrow A_s = 37,70 \text{ cm}^2$.

b) Ferrailage de la partie supérieure :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,210$$

$$\mu = 0,210 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,298$$

$$\beta = 0,8\alpha = 0,238$$

Donc :

$$A_{su} = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = 33,65 \text{ cm}^2 ; A'_{su} = 0$$

On adopte : 4T16+8T20

VI.4.3. Calcul de ferrailage transversal :

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = 5,73 \text{ MPa.}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t : \text{Diametre minimal des armatures longitudinales.}$$

$$\phi_t \leq \min(16; 22,85; 45) \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

- L'espacement :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) \Rightarrow S_t \leq \min(20; 19,2) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodales.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2}; S_t \leq 40 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{zone courante.}$$

$$\frac{A_t}{b \times S_t} = \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3f_{tj})}{0,9 \times f_e} = \frac{1,15(5,73 - 0,3 \times 2,1)}{0,9 \times 400} = 0,016$$

Alors : $A_t = 10,8 \text{ cm}^2$

Donc : 14T10

- Les armatures de peau :

En vertu des prescriptions du CBA-93, on prend 2HA14 $\Rightarrow A_s = 3,078 \text{ cm}^2$.

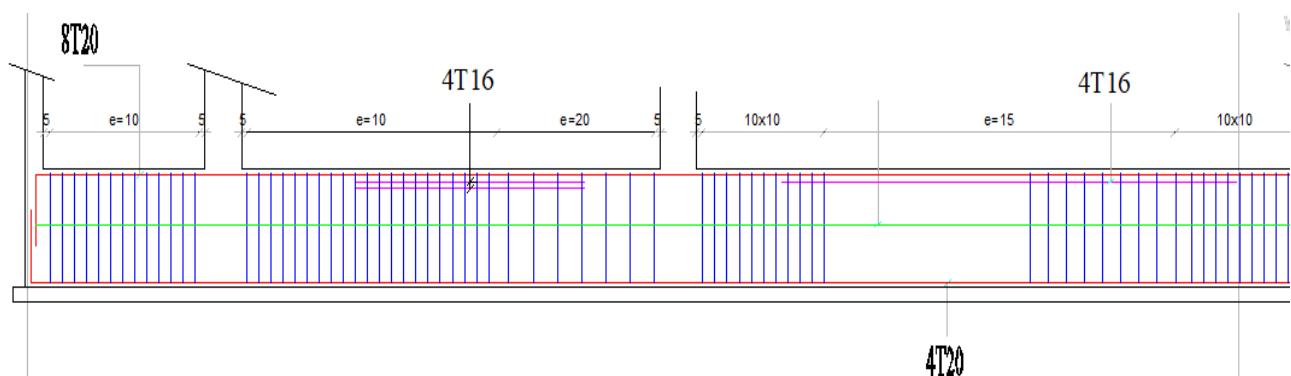


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de poutre libage

Conclusion

Conclusion générale

Conclusion générale :

Le projet de mémoire est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tels que : RPA99version2003, BAEL91.

Pour notre projet, nous avons agi principalement sur deux plans :

- ✓ (Stabilité et résistance) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures mais aussi pour reprendre une partie des sollicitations.
- ✓ (Économie) l'estimation des quantités du béton et d'aciers est obligatoire et le surdimensionnement est interdit.

Enfin, l'utilisation du ETABS V9.7.4 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Bibliographie

REGLEMENT

- ❖ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- ❖ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.
- ❖ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- ❖ Document technique réglementaire (charges et surcharges) DTR B.C.2.2.

LIVRES

- ❖ User's Guide.

COURS

- ❖ Cours Béton Armé Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement Technologique -Skikda-
- ❖ Cours Mécanique des soles Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement Technologique -Skikda-

LOGICIELS

- ❖ Logiciel d'analyse des structures **ETABS** version 9.7.4
- ❖ EXCEL 2013.
- ❖ WORD 2013.
- ❖ AUTO CAD 2012.

Les Annexes

Annexe 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 2

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre \emptyset en mm

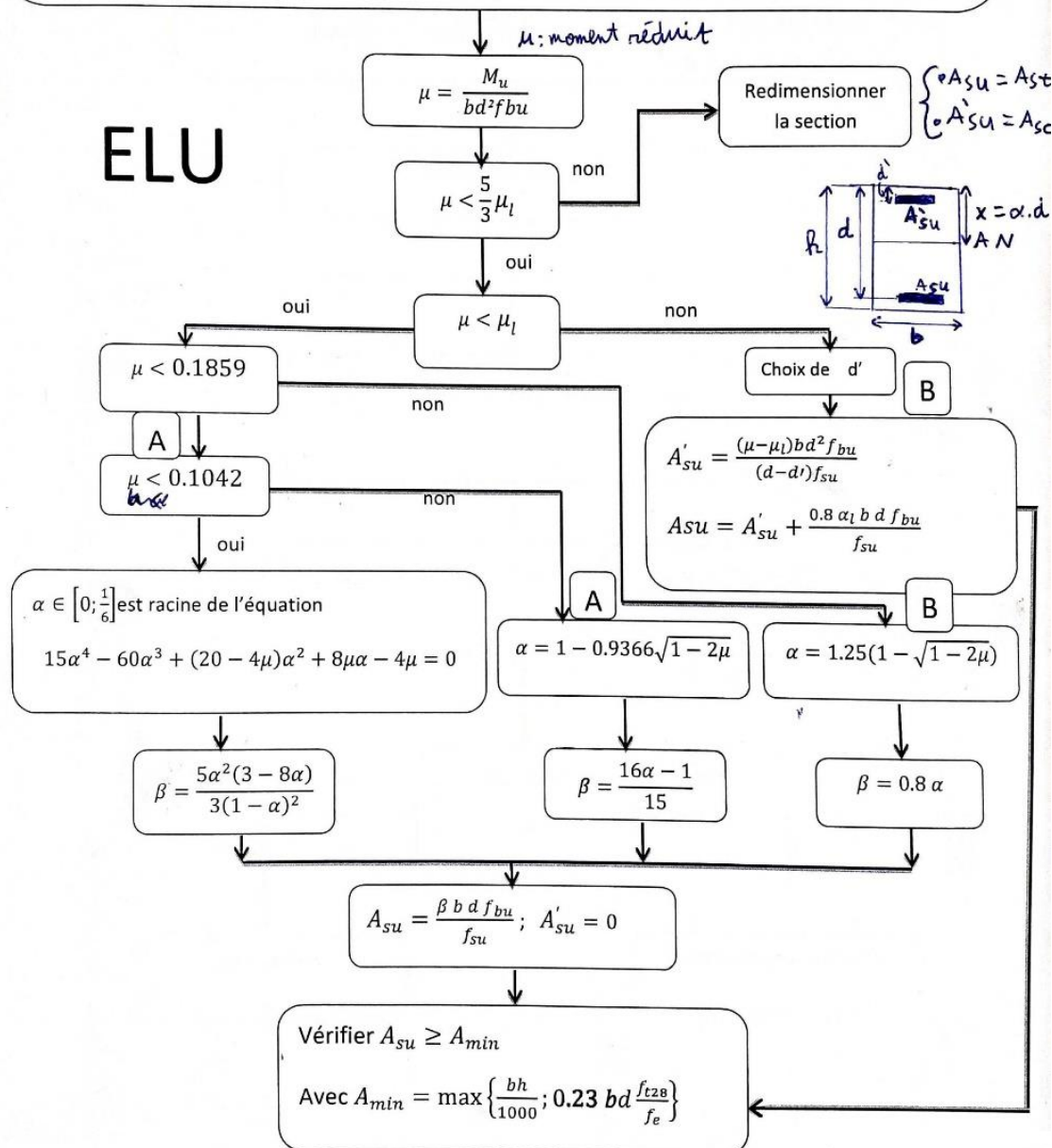
\emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

Annexe 3

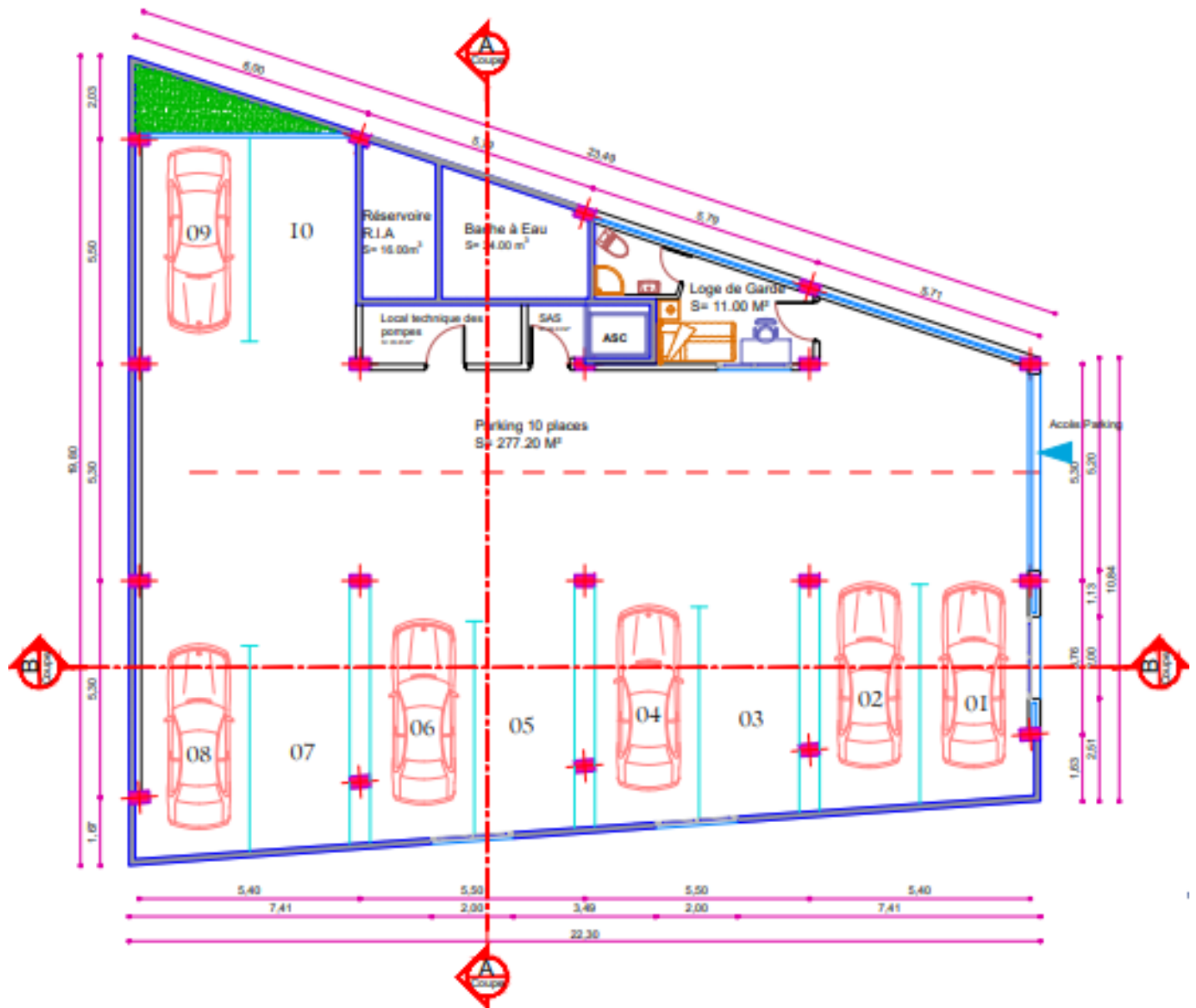
$\mu_u ; h ; b ; d = 0.9 h ; d' = 0.11 d ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; f_{c28} ; f_e ;$
 $\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 \text{ h} \\ 0.9 & \text{si } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ 0.85 & \text{si } t < 1 \text{ h} \end{cases}$ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action
 $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} ; E = 2 \times 10^5 \text{ MPa} ; \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E (0/00)} ; \alpha_l = \frac{7}{7 + 2 \varepsilon_l} ;$
 $\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$

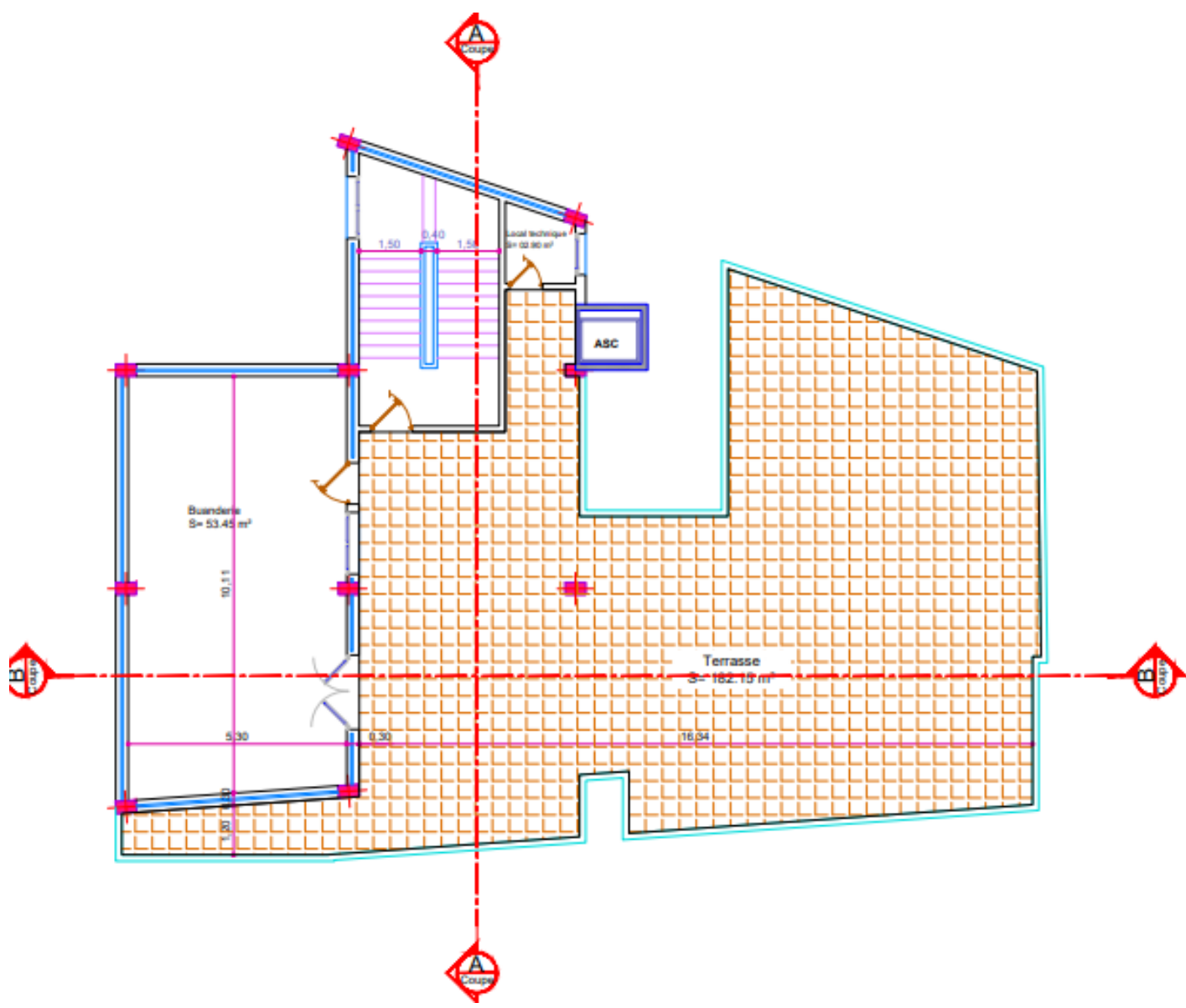
ELU



Les plans

Les Plans Architecturaux

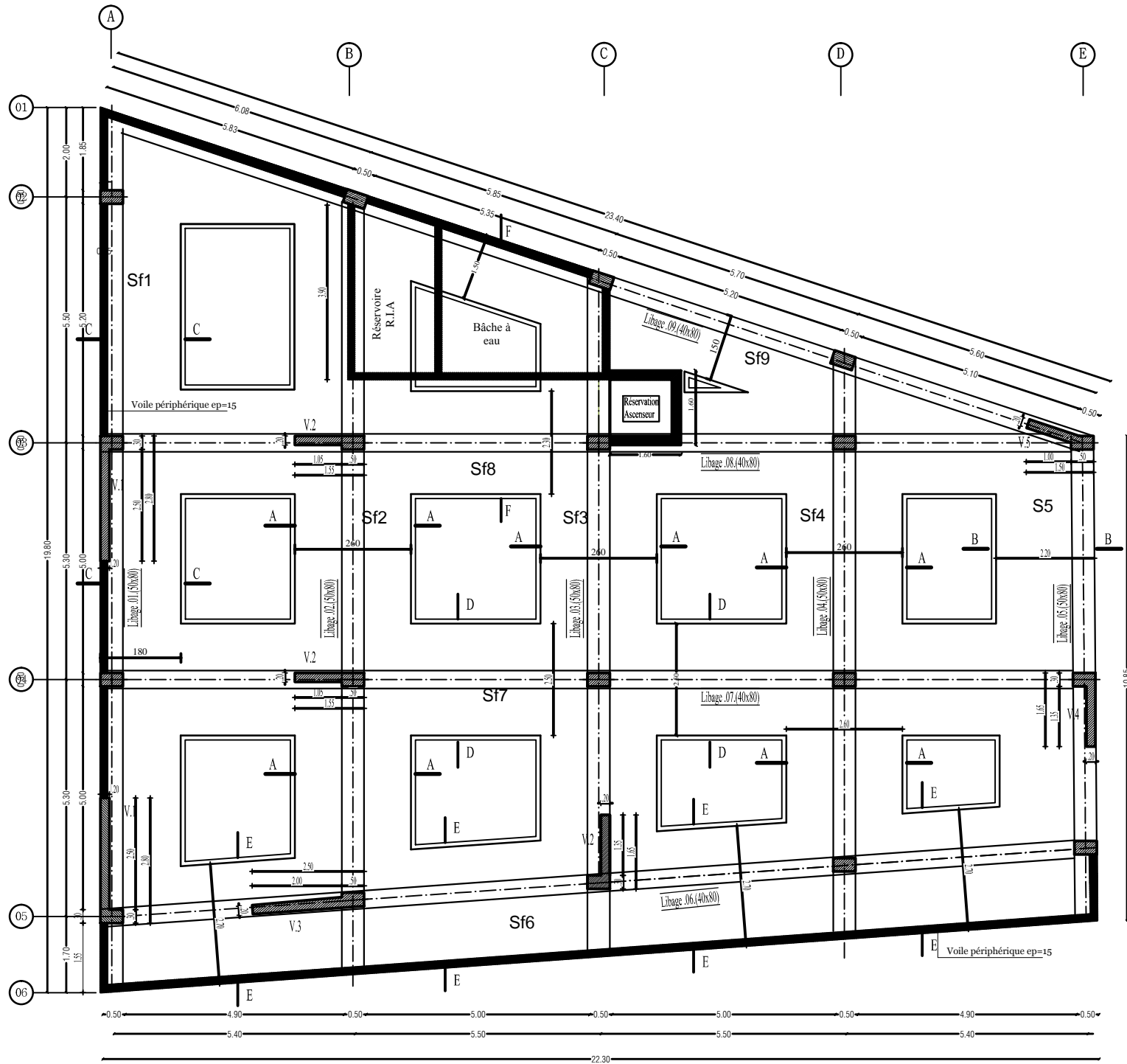




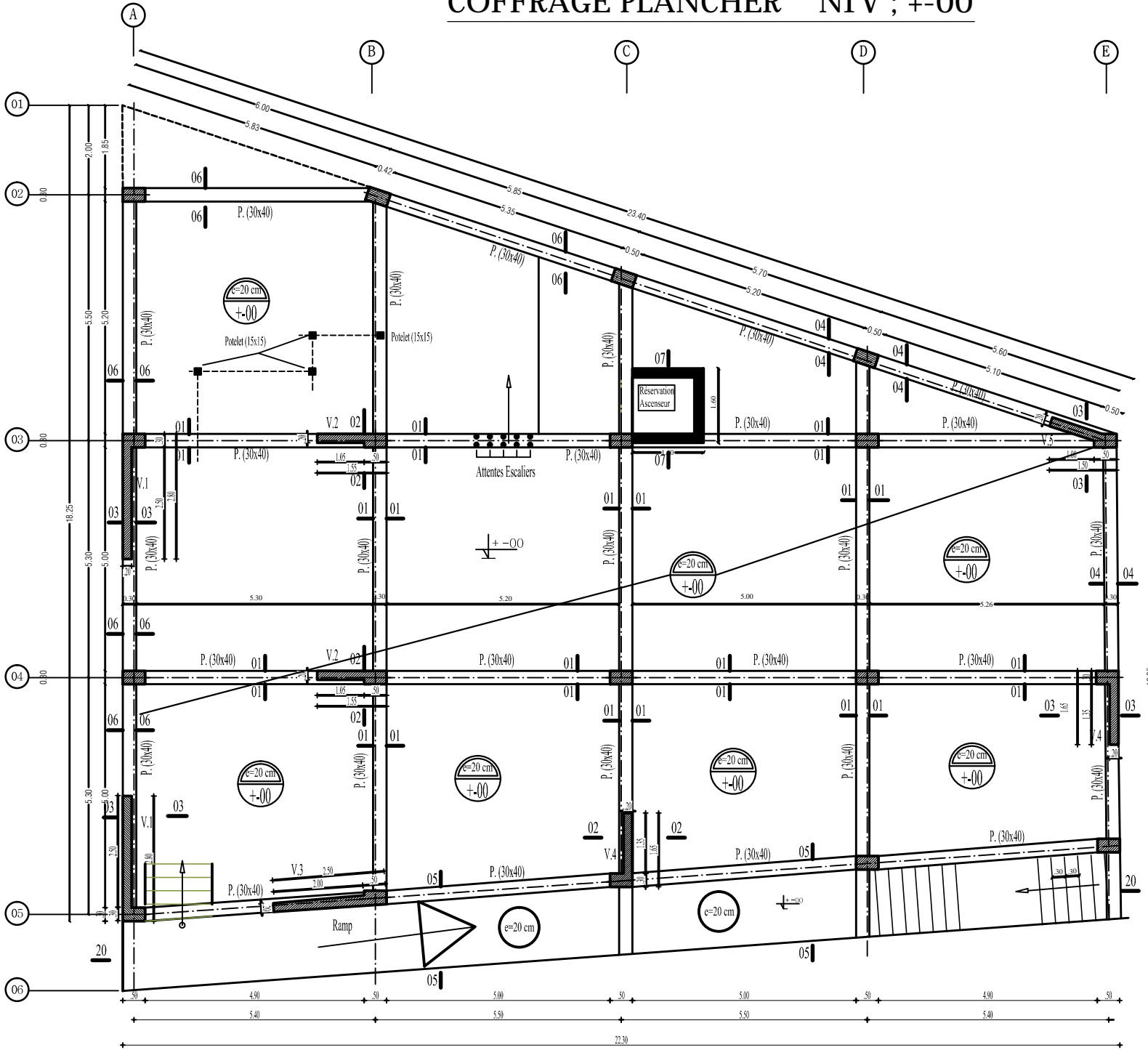


Les plans de Génie Civil

COFFRAGE DES FONDATION NIV bon sol



COFFRAGE PLANCHER NIV ; +/-00



COFFRAGE PLANCHER NIV ; +3.74

