



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université de Tissemsilt



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département des Sciences et de la Technologie

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme
de Master académique en

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Présentée par : **ACHOUCH Mokhtar**
TIKLAL Djillali

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation en R+5 localisé dans la wilaya de Tissemsilt

Soutenu le, 06/07/2021

Devant le Jury :

Boubekeur Toufik	Président	M.C.A.	Univ-Tissemsilt
Djeffal Houcine	Encadreur	M.C.B.	Univ-Tissemsilt
Bourada Fouad	Examineur	M.C.B.	Univ-Tissemsilt

Année universitaire : 2020-2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Tous d'abord, nous tenons à remercier ALLAH clément et miséricordieux de nous avoir donné la force et la volonté afin d'élaborer ce modeste travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous tenons à remercier notre encadreur monsieur le Docteur DJAFAL HOUCINE qui nous a guidés durant toutes les étapes de ce travail, pour son soutien, ses conseils judicieux et sa bienveillance sur nous.

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.

Ainsi tous les enseignements de département de GÉNIE CIVIL sans exception.

Enfin nous remercions tous les personnes de près ou de loin pour leurs aide et surtout pour leurs soutient.

Dédicaces

Je remercie DIEU le tout puissant de m'avoir donnée la force et le courage de finir ce modeste travail.

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail :

A mon père, grâce à son encouragement, sa confiance et son soutien moral, la personne la plus digne de mon estime et de mon respect.

A ma mère, la joie de ma vie, qui a été toujours là pour moi, qui donne un sens à mon existence, à la lumière de mes yeux en témoignage de son affection et son soutien pendant tous les durs moments que j'ai traversé, j'espère que j'ai pu réaliser son rêve.

A mon cher frère ACHOUCH Mohamed .

A mes chères sœurs ACHOUCH Zahra .

A mes meilleurs amis en particuliers NEKKI Med, Jojo, Nouar, Tahri.

A mon binôme TIKLAL Djillali et son famille.

A tous mes enseignants qui durant mon par cours d'études m'ont donné le savoir et m'ont éclairée de leurs conseils.

A spécialement à : ACHOUCH Khadîdja

Tous les personnes qui nous avoir aidé durant toutes la période de mon projet de fin d'étude.

ACHOUCH Mokhtar



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents.

Mes chers frères TIKLAL Mustapha, Med.

Mon adorable sœur.

Mes très chers neveux sérine, Abdo, Med.

A mon amis LAZREGH Amer.

A mon binôme ACHOUCH Mokhtar et son famille.

Toute ma famille.

Toutes me schères amies.

TIKLAL Djillali

Résumé

Le domaine de génie civil présente une grande importance dans l'économie nationale. L'étude des projets en béton armé qui est l'un des matériaux les plus utilisés dans ce domaine vise à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, sans négliger le côté économique.

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (05) étages, implanté à la commune de THENIET ELHAD dans la wilaya TiSSEMSILT Cette région est classée en zone sismique IIA selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties : La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges. La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et dalle pleine). L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, semelle filante) sera calculé dans la dernière partie. Mots-clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99

ملخص

مجال الهندسة المدنية له أهمية كبيرة في الاقتصاد الوطني. تهدف دراسة مشاريع الخرسانة المسلحة، و التي تعد واحدة من أكثر المواد المستخدمة في هذا المجال ، إلى ضمان حماية مقبولة للحياة البشرية و الإنشاءات ضد آثار الأعمال الزلزالية من خلال تصميم و أبعاد مناسبة ،دون إهمال الجانب الاقتصادي

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة الانجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي و 5 طوابق بولاية تيسمسيلت IIa المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل

(BAEL91 ; RPA99v2003 ; modifié99 باستخدام القواعد الجديدة و التحقق من الخرسانة المسلحة)

تتكون الدراسة من 4 اجزاء و هم :

الجزء الاول : يبدأ بالوصف العام للمشروع ثم اعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد و حمولة كل عنصر.

الجزء الثاني : يهدف الى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب.

الجزء الرابع و الاخير يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة ,الروافد ,الأساسات و الجدران المسلحة)

الكلمات المفتاحية :

الخرسانة المسلحة , العمارة

.RPA99B2003, BAEL91 modéfié99, ETABS

Abstract

This Project presents a detailed study of a building used for residential consists of a basement and a ground floor addition (05) floors, located in THENIET ELHAD in the wilaya of ain TISSEMSILT this region is classified as seismic zone Iia according to the RPA99 version 2003. Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modified 99), this study consists of four parts: The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load. The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, , and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS 2016 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading). At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls, slabs, and strip foundations) will be calculated in the last part. Keywords: Building. Reinforced concrete ETABS 2016, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

Liste des matières

Remerciements

Dédicace I

Dédicace II

Résumé

Abstract

ملخص

Liste des matieres

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des notations et symboles

Introduction générale2

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET L'HYPOTHESE DE CALCUL

I.1. Introduction	5
I.2. Description de l'ouvrage	5
I.3. Caractéristiques géométriques.....	9
I.4. Ossature et système constructif adopté	9
I.5. Caractéristiques géotechniques du sol.....	10
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	11
I.6.1. Béton.....	11
I.7. Contrainte limite.....	14
I.7.1. État limite ultime de résistance (E.L.U.R).....	14
I.7.2. État limite de service de résistance (E.L.S)	15
I.8. Contrainte admissible de cisaillement.....	16
I.9. Modules de déformation longitudinale	16
I.9.1. Module de déformation instantanée	16
I.9.2. Module de déformation différé.....	16
I.10. Coefficient de poisson.....	17
I.11. Aciers de construction.....	17
I.12. Module d'élasticité longitudinale.....	18
I.13. Contrainte de calcul.....	18
I.13.1. État limite ultime de résistance (E.L.U.R).....	18
I.13.2. État limite de service (E.L.S).....	18
I.14. Allongement de rupture.....	19

I.15. Hypothèses de calcul	19
I.15.1. États limite ultime de résistance (E.L.U.R)	19
I.15.2. États limite de service (E.L.S)	19
I.16. Règles des trois pivots	20
I.17. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites	21
I.17.1. Combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R).....	21
I.17.2. Combinaisons de calcul à l'état limitent service de résistance (E.L.S).....	21
I.18. Conclusion.....	21

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction.....	23
II.2. Pré-dimensionnement des planchers	23
II.2.1. Plancher à corps creux.....	23
II.2.2. Plancher dalle pleine	24
II.3. Pré-dimensionnement des poutres	26
II.4. Pré-dimensionnement des poteaux	28
II.4.1. Poteau le plus sollicité.....	28
II.5. Pré-dimensionnement des voiles.....	32
II.6. Conclusion	33

CHAPITRE III : DECENTE DES CHARGES

III.1. Introduction	35
III.2. Decente de charge.....	35
III.2.1. Charges permanentes	35
III.2.2. Charges d'exploitation	41

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

IV.1. Introduction	43
IV.2. Acrotère	43
IV.2.1. Hypothèse de calcul	43
IV.2.2. Dimensions	43
IV.2.3. Evaluation des charges et surcharges	44
IV.2.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme	44
IV.2.5. Calcul des sollicitations	44
IV.2.6. Sollicitatiois au centre de gravité de l'acier tendue	45
IV.2.7. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R	46

IV.2.8. Vérification à l'E.L.S.....	48
IV.3. Balcon	50
IV.3.1. Hypothèse de calcul	50
IV.3.2. Exemple de calcul type 01	50
IV.3.3. Vérification à l'E.L.S.....	53
IV.3.4. Calcul du moment d'inertie :	55
IV.3.5. Exemple de calcul type 02.....	56
IV.4. Escaliers	59
IV.4.1. Définition.....	59
IV.4.2. Terminologie	59
IV.4.3. Etude l'escalier	59
IV.4.4. Combinaisons de charge.....	62
IV.4.5. Calcul d'escalier.....	62
IV.4.6. Etude de la console d'escalier.....	69
IV.4.7. Volée 2	71

CHAPITRE V : ETUDE DES PLANCHERS

V.1. Introduction.....	76
V.2. Plancher à corps creux	76
V.2.1. Poutrelles.....	77
V.2.2. Dalle de compression	77
V.3. Méthode de calcul des poutrelles.....	77
V.3.1. Méthode Forfaitaire	77
V.3.2. Méthode de Caquot	79
V.4. Calcul de plancher étages courant	80
V.4.1. Calcul des efforts internes M,V	80
V.4.2. Ferrailage de poutrelle en étage courant	87
V.4.3. Les vérifications.....	90
V.4.4. Etude de la dalle de compression	94
V.5. Planchers terrasse	96
V.5.1. Calcul des efforts internes M,V	96
V.5.2. Ferrailage des poutrelles de plancher terrasse.	100
V.5.3. Les vérifications.....	103

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

VI.1. Introduction	109
VI.2. Séisme	109
VI.2.1. Présentation et historique du séisme	109
VI.2.2. Définition d'un séisme.....	110
VI.2.3. Causes du séisme	110
VI.2.4. Effets du séisme sur les structures	110
VI.3. Etude sismique	110
VI.3.1. Méthode de calcul.....	110
VI.4. Modélisation des structures.....	111
VI.4.1. Présentation du logiciel ETABS V9.7.4	112
VI.4.2. Démarches de modélisation sur ETABS V.9.7.4 à suivre.....	112
VI.5. Calcul de la force sismique totale	114
VI.6. La masse de la structure *W*	116
VI.7. Vérification vis-à-vis articles RPA	122
VI.7.1. Cas (From Self and Specific Mass and Loads).....	122
VI.8. Conclusion	127

CHAPITRE VII : ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VII.1. Introduction.....	129
VII.2. Les combinaisons de calcul.....	129
VII.2.1. Poutres.....	129
VII.2.2. Poteaux.....	129
VII.3. Ferrailage des poutres.....	130
VII.3.1. Méthode de calcul.....	130
VII.3.2. Les armatures minimales.....	130
VII.3.3. Poutres principales (30x35) cm ²	130
VII.3.4. Poutres secondaires (30x30) cm ²	133
VII.3.5. Calcul les armatures transversales.....	133
VII.3.6. Ancrage des armatures tendues.....	134
VII.3.7. Calcul des crochets.....	134
VII.3.8. La longueur de recouvrement.....	134
VII.3.9. Les vérifications.....	135

VII.4. Ferrailage des poteaux.....	138
VII.4.1. Méthode de calcul.....	138
VII.4.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99/version 2003.....	139
VII.4.3. Sollicitations de calcul.....	139
VII.4.4. Exemple de calcul	141
VII.4.5. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme.....	147
VII.4.6. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	148
VII.5. Ferrailage des voiles.....	148
VII.5.1. Voiles assurant.	149
VII.5.2. Système de contreventement.....	149
VII.5.3. Recommandations du R.P.A99/version 2003.....	150
VII.5.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes	150
VII.5.5. Calcul ferrailage des voiles.....	152

CHAPITRE VIII : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. Voile périphérique.....	161
VIII.1.1. Définition.....	161
VIII.1.2. Dimensionnement	161
VIII.1.3. Calcul des charges.....	162
VIII.1.4. Ferrailage du voile périphérique	162
VIII.1.5. Les vérifications	164
VIII.2. Calcul des fondations.....	167
VIII.2.1. Introduction.....	167
VIII.2.2. Choix du type de fondations.....	167
VIII.3. Vérification des radier général.....	170
VIII.3.1. Définition du radier.....	170
VIII.3.2. Calcul du radier	170
VIII.3.3. Pré dimensionnement du radier.....	171
VIII.4. Vérifications de la poutre de libage	172
VIII.4.1. Des contraintes.....	172
VIII.4.2. La longueur élastique	172
VIII.5. Évaluation des charges pour le calcul du radier	173
VIII.6. Ferrailage du radier	173
VIII.6.1. Méthode de calcul.....	173
VIII.6.2. Calcul du ferrailage.....	174

VIII.7. Ferrailage des poutres de libages.....	176
VIII.7.1. Sens longitudinale	176
VIII.7.2. Sens transversale.....	177
VIII.7.3. Armature de peau.....	177

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Plans

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET L'HYPOTHESE DE CALCUL

Figure I-1 : Façade principale de la structure.....	05
Figure I-2 : Façade latéral de la structure.....	06
Figure I-3 : Coupe transversale de la structure.....	06
Figure I-4 : Plan RDC de la structure.....	07
Figure I-5 : Plan étage courant de la structure.....	07
Figure I-6 : Plan terrasse.....	08
Figure I-7 : Vue en 3D.....	08
Figure I-8 : Diagramme contraintes-déformations du béton.....	14
Figure I-9 : Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.U (compression-flexion).....	15
Figure I-10 : Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.S.....	16
Figure I-11 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	18
Figure I-12 : Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots...20	

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Figure II-1 : Coupe du plancher à corps creux.....	24
Figure II-2 : Le poteau le plus sollicité.....	28
Figure II-3 : Coupe de voile en élévation.....	32

CHAPITRE III : DECENTE DES CHARGES

Figure III-1 : Terrasse inaccessible.....	35
Figure III-2 : Plancher étage courant, R.D.C.....	36
Figure III-3 : Détail mur extérieur.....	37
Figure III-4 : Détail d'un mur intérieur.....	38
Figure III -5 : Schéma représente détaille d'une dalle pleine.....	39
Figure III -6 : Schéma d'un escalier.....	39

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Figure IV-1 : Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.....	43
Figure IV-2 : Section d'acrotère à ferrailer.....	46
Figure IV-3 : Ferrailage de l'acrotère.....	49
Figure IV-4 : Schéma représente détaille d'un balcon.....	50

Figure IV-5 : Schéma représente le type de balcon.....	51
Figure IV-6 : Section de balcon à ferrailer.....	51
Figure IV-7 : Schéma de ferrailage pour le balcon.....	55
Figure IV-8 : Diagrammes moments et effort tranchant.....	58
Figure IV-9 : Ferrailage de balcon.....	58
Figure IV-10 : Escalier avec schéma statique.....	60
Figure IV-11 : Volée 2 avec schéma statique.....	61
Figure IV-12 : Schéma statique d'escalier (ELU).....	62
Figure IV-13 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.....	63
Figure IV-14 : Schéma statique d'escalier (ELS).....	64
Figure IV-15 : diagrammes des efforts internes à l'ELS.....	65
Figure IV-16 : La charge appliquée a ELU.....	69
Figure IV-17 : La charge appliquée a ELS.....	69
Figure IV-18 : Schéma statique de volée 2 à ELU.....	72
Figure IV-19 : Schéma statique de volée 2 à ELS.....	72
Figure IV-20 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	74

CHAPITRE V : ÉTUDE DES PLANCHERS

Figure V-1 : Plancher à corps creux.....	76
Figure V-1 : Schéma d'une poutre continue.....	79
Figure V-3 : Les dimensions de poutrelle.....	87
Figure V-4 : Schéma de ferrailage des poutrelles du plancher étage courant.....	95
Figure V-5 : Schéma de ferrailages des poutrelles du plancher terrasse.....	107

CHAPITRE VI : ÉTUDE SISMIQUE

Figure VI-1 : Spectre de réponse.....	113
Figure VI-2 : Poids de chaque étage.....	117
Figure VI-3 : Disposition des voiles.....	120
Figure VI-4 : Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ETABS V9.7.4.....	120
Figure VI-5 : Première mode principal de vibration suivant x.....	121
Figure VI-6 : Deuxième mode principal de vibration suivant y.....	121
Figure VI-7 : Troisième mode principal de vibration en torsion.....	122

CHAPITRE VII : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure VII-8 : Schéma de ferrailage du mur voile (Type1).....	155
Figure VII-2 : Schéma de ferrailage du mur voile (Type2).....	158
Figure VII-3 : Schéma de ferrailage du mur voile (Type3).....	160

CHAPITRE VIII : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VIII-1 : Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique.....	162
Figure VIII-2 : Schéma d'une semelle isolée.....	168
Figure VIII-3 : Schéma semelle filante.....	168
Figure VIII-4 : Radier général.....	170
Figure VIII-5 : Schéma du panneau le plus défavorable.....	174
Figure VIII-6 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	176
Figure VIII-7 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	178
Figure VIII-8 : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.....	180
Figure VIII-9 : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.....	180

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET L'HYPOTHESE DE CALCUL

Tableau I-1 : Caractéristiques géométriques.....	09
Tableau I-2 : Ossature et système constructif adopté.....	09
Tableau I-3 : Déformations limitent du pivot10%.....	20

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

Tableau II-1 : Pré-dimensionnement des poutres.....	27
Tableau II-2 : L'effort normal ultime Nu selon les règles du B.A.E.L91.....	29
Tableau II-3 : Effort normal ultime due à chaque niveau Nu.....	30
Tableau II-4 : Pré-dimensionnement des poteaux (a, b).....	31
Tableau II-5 : Tableau récapitulatif des dimensions des poteaux.....	32
Tableau II-6 : Tableau récapitulatif des dimensions des différents éléments porteurs.....	33

CHAPITRE III : DECENTE DES CHARGES

Tableau III-1 : Charge et surcharge du plancher terrasse.....	36
Tableau III-2 : Charge et surcharge des étages courants, R.D.C.....	37
Tableau III-3 : Charge et surcharge des murs extérieurs.....	37
Tableau III-4 : Charge et surcharge des murs intérieurs.....	38
Tableau III-5 : La descende des charges d'une dalle pleine.....	39
Tableau III-6 : Charges et surcharge du paillasse.....	40
Tableau III-7 : Charges et surcharge du palier.....	40
Tableau III-8 : Dégrossion des charges d'exploitations.....	41

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Tableau IV-1 : Vérification à l'état limite de service de l'acrotère.....	48
Tableau IV-2 : Évaluation des charges et des surcharges Balcon.....	50
Tableau IV-3 : Calcul de ferrailage de balcon.....	51
Tableau IV-4 : Vérification à l'état limite de service pour le balcon.....	53
Tableau IV-5 : Vérification à l'ELS de balcon.....	58
Tableau IV-6 : les combinaisons des charges de l'escalier.....	62
Tableau IV-07 : vérification des contraintes à ELS d'escalier.....	69
Tableau IV-08 : vérification des contraintes à ELS de la console d'escalier.....	71

Tableau IV-09 : vérification des contraintes à ELS de volée 2.....	74
Tableau IV-10 : tableau récapitulatifs d l'escalier.....	74

CHAPITRE V : ÉTUDE DES PLANCHERS

Tableau V-1 : Les schéma statique des poutrelle de l'étage courant.....	80
Tableau V-2 : Le rapport entre les travée successives.....	81
Tableau V-3 : Les efforts internes de poutrelle type 1 à ELU.....	85
Tableau V-4 : Les efforts internes de poutrelle type 1 à ELS.....	85
Tableau V-5 : Les efforts internes de poutrelle type 2 à ELU.....	86
Tableau V-6 : Les efforts internes de poutrelle type 2 à ELS.....	86
Tableau V-7 : Vérification des contraintes de poutrelles plancher étage courrante à ELS.....	93
Tableau V-8 : Schéma statique des poutrelle de plancher terrasse.....	96
Tableau V-9 : Le rapport entre les travée successives.....	96
Tableau V-10 : Les efforts internes de poutrelle type 1 à ELU.....	98
Tableau V-11 : Les efforts internes de poutrelle type 1 à ELS.....	98
Tableau V-12 : Les efforts internes de poutrelle type 2 à ELU.....	99
Tableau V-13 : Les efforts internes de poutrelle type 2 à ELS.....	99
Tableau V-14 : Vérification des contraintes de poutrelles deterrasse sol à ELS.....	105

CHAPITRE VI : ÉTUDE SISMIQUE

Tableau VI-1 : Valeurs de la pénalité P_q	116
Tableau VI-2 : Détermination des poids des différents niveaux $W(KN)$	117
Tableau VI-3 : Vérification de l'excentricité.....	119
Tableau VI-4 : Calage de la période.....	122
Tableau VI-5 : Tableau des modes et des périodes.....	123
Tableau VI-6 : Participation massique cumulée.....	124
Tableau VI-7 : Vérification des forces sismiques.....	125
Tableau VI-8 : Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.....	125
Tableau VI-9 : Vérification à l'effet $P-\Delta$	127

CHAPITRE VII : ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau VII-1 : Exemple de ferrailage des poutres en travée.....	131
Tableau VII-2 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.....	132
Tableau VII-3 : Ferrailage des différents niveaux (poutres principales).....	132
Tableau VII-4 : Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires).....	133

Tableau VII-5 : Ferrailage des poutres principales.....	137
Tableau VII-6 : Ferrailage des poutres secondaires.....	138
Tableau VII-7 : Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99/version 2003...	140
Tableau VII-8 : Les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre.....	140
Tableau VII-9 : Les sollicitations défavorables du 2 ^{ème} genre.....	141
Tableau VII-10 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	144
Tableau VII-11 : Vérification au flambement des poteaux des différents étages.....	147
Tableau VII-12 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux liés aux voiles.....	148
Tableau VII-13 : Ferrailages des poteaux.....	148

CHAPITRE VIII : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VIII-1 : Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.....	169
Tableau VIII-2 : Section des semelles filantes dans le sens transversal.....	169
Tableau VIII-3 : Les moments fléchissant suivant les deux sens.....	174
Tableau VIII-4 : Ferrailage de la poutre en travée suivant le sens longitudinale.....	177
Tableau VIII-5 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.....	178

Liste des notations et symboles

A : Coefficient d'accélération de zone

A_a : Section d'armature en appui

A_l : Section d'armature longitudinale

A_{min} : Section d'armature minimale déterminée par les règlements

A_r : Section d'armature de répartition

A_{ser} : Section d'armature d'état limite de service

A_t : Section d'armature de travée ou transversale

A_u : Section d'armature d'état limite ultime de résistance

A' : Section d'armature comprimée

A₁ : Section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

A₂ : Section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

B_r : Section réduite du béton

C_s : Coefficient de sécurité

D : Coefficient d'amplification dynamique

E : Module de déformation longitudinale

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée

E_{iv} : Module de déformation longitudinale différée

G : Action permanente

H : Hauteur

HA : Armature à haute adhérence

I : Moment d'inertie

I : Moment d'inertie

L : Longueur

M : Moment fléchissant

M_a : Moment fléchissant en appui

M_g : Moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde-corps

M_j : Moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

M_l : Masse linéaire

M_{ser} : Moment fléchissant d'état limite de service

M_t : Moment fléchissant de travée
 M_u : Moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
 M_w : Moment fléchissant de la gauche
 M_x : Moment fléchissant du sens x-
N : Effort normal
 N_e : Effort normal au centre de la section
 N_{pp} : Effort normal dû au poids des poutres principales
 N_{ps} : Effort normal dû au poids des poutres secondaires
 N_{ser} : Effort normal d'état limite de service
 N_u : Effort normal d'état limite ultime de résistance
P : Poids propre ; périmètre
Q : Action variable quelconque ; facteur de qualité
R : Rayon ; coefficient de comportement de la structure
S : Surface
T : Effort tranchant
 U_c : Périmètre du contour
V : Action sismique ; effort horizontal
 V_t : Effort sismique à la base de la structure
W : Poids total de la structure
 W_p : Poids de l'élément en considération.
a : Longueur ; distance ; dimension
b : Largeur
c : Enrobage
d : Hauteur utile ;
e : Excentricité ; espacement
 e_a : Excentricité additionnelle
f : Flèche
 f_c : Contrainte caractéristique du béton à la compression
 f_e : Limite élastique d'acier
 f_t : Contrainte caractéristique du béton à la traction
g : Giron de la marche
h : Hauteur

h_c : Hauteur du corps creux
 h_d : Hauteur de la dalle
 h_e : Hauteur libre
 h_{moy} : Hauteur moyenne
 h_t : Hauteur totale
 h' : Hauteur de la zone nodale
 h_1 : Hauteur du poteau
 i : Rayon de giration
 j : Nombre des jours
 l : Longueur ; distance
 l_f : Longueur de flambement
 l_x : La petite dimension du panneau de la dalle
 l_y : La grande dimension du panneau de la dalle
 l' : Longueur de la zone nodale
 l_0 : Longueur libre
 q_b : Charge linéaire induite par les marches
 q_{eq} : Charge linéaire équivalente
 q_l : Charge linéaire
 q_{ser} : Charge linéaire d'état limite de service
 q_u : Charge linéaire d'état limite ultime de résistance
 q_p : Charge linéaire du palier
 s : Espacement
 t : Espacement ; période
 x : Abscisse
 y : Ordonnée
 y_1 : Ordonnée du centre de gravité de la section homogène
 α : Angle, coefficient sans dimension
 γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
 β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
 ε : Coefficient de réponse
 η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction

λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions

μ : Moment réduit

ν : Coefficient de poisson

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

ψ : Coefficient de pondération

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

Σ : Sommation

ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la Seconde Guerre Mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles Techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, Surtout celle de grande hauteur qui offre une grande surface aux forces du vent. L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites

La concentration des populations dans les villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction.

La construction dans une zone sismique nécessite la maîtrise des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité du bâtiment, qui nécessite des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

.Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- ✓ La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité del'ouvrage.
- ✓ Economie : sert à diminuer les coûts du projet (lesdépenses).
- ✓ Confort
- ✓ Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation est un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente, bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- ✓ Souplessed'utilisation.
- ✓ Durabilité (duré devie).
- ✓ Résistance au feu.

Notre projet consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment en béton armé de cinq niveaux (**RDC+5**) réalisé à TISSEMSILT, et ce conformément aux règlements de construction algériens.

Ce manuscrit est composé de huit chapitres, de la présente introduction et d'une conclusion générale.

Le premier chapitre est consacré à la présentation du projet (lieu d'implantation, caractéristiques géométriques, données géotechniques du site d'implantation, caractéristiques des matériaux utilisés,...etc.).Le deuxième, au pré dimensionnement des éléments secondaires (planchers, escaliers, acrotère) et principaux (poteaux, poutres et voiles).

Le calcul des éléments secondaires et décente des charges sont exposé aux chapitres trois et quatre. Le chapitre cinq et six sont dédié à l'étude des planchers du bâtiment et à l'étude sismique conformément aux règles parasismiques algériennes (**RPA99/V2003**).

Le calcul des éléments structuraux et l'étude de l'infrastructure (fondations) sont présentés respectivement au chapitres sept et huit.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESE DE CALCUL

I.1. Introduction

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. Description de l'ouvrage

Notre projet consiste à l'étude technique et analyse sismique d'une structure en béton armé cas d'un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un Rez-de-chaussée plus cinq (05) étages, implanté à la commune de THENIET ELHAD, la wilaya de TISSEMSILT

D'après les règles parasismiques Algériennes R.P.A 99/version 2003 :

- La wilaya classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) ;
- La wilaya est considérée comme un lieu à faible action de vent (Zone I), selon le règlement neige et vent R.N.V 99 (D.T.R C 2-47).

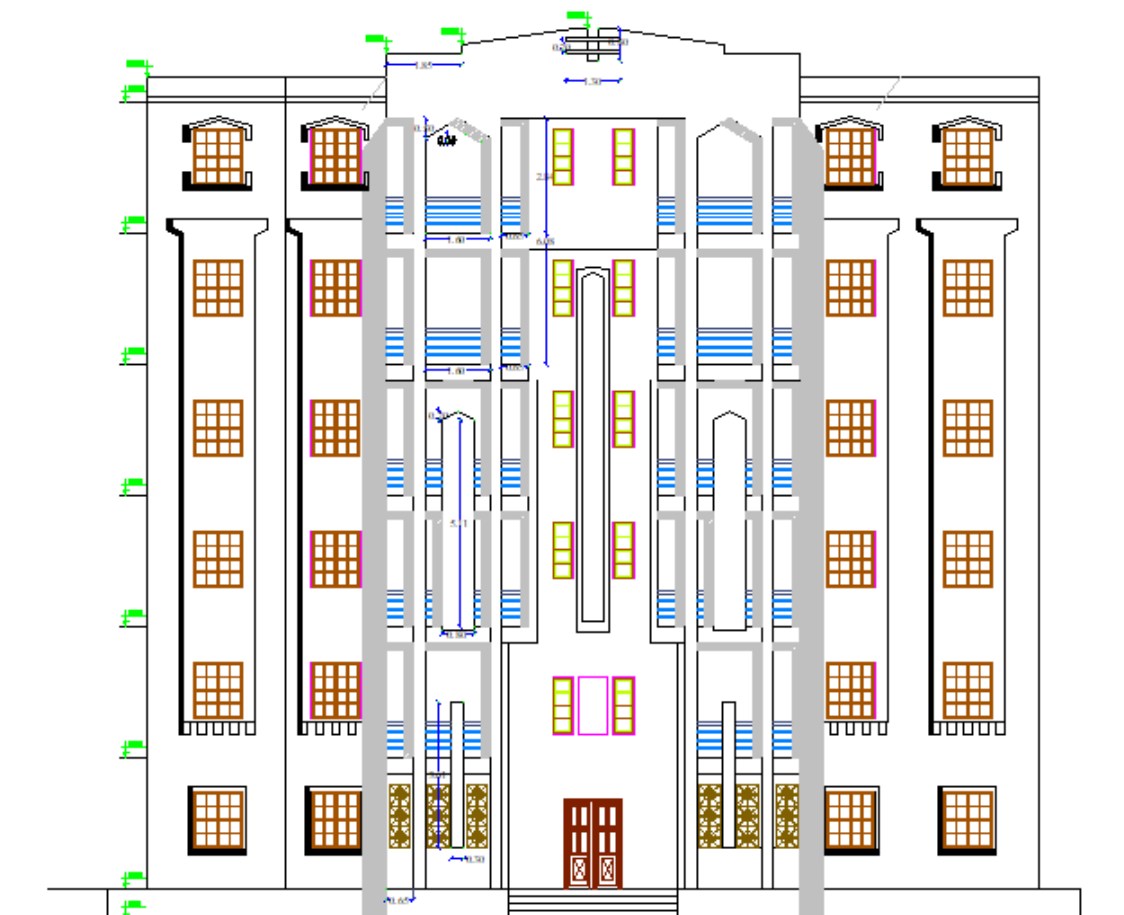


Figure I-1 : Façade principale de la structure

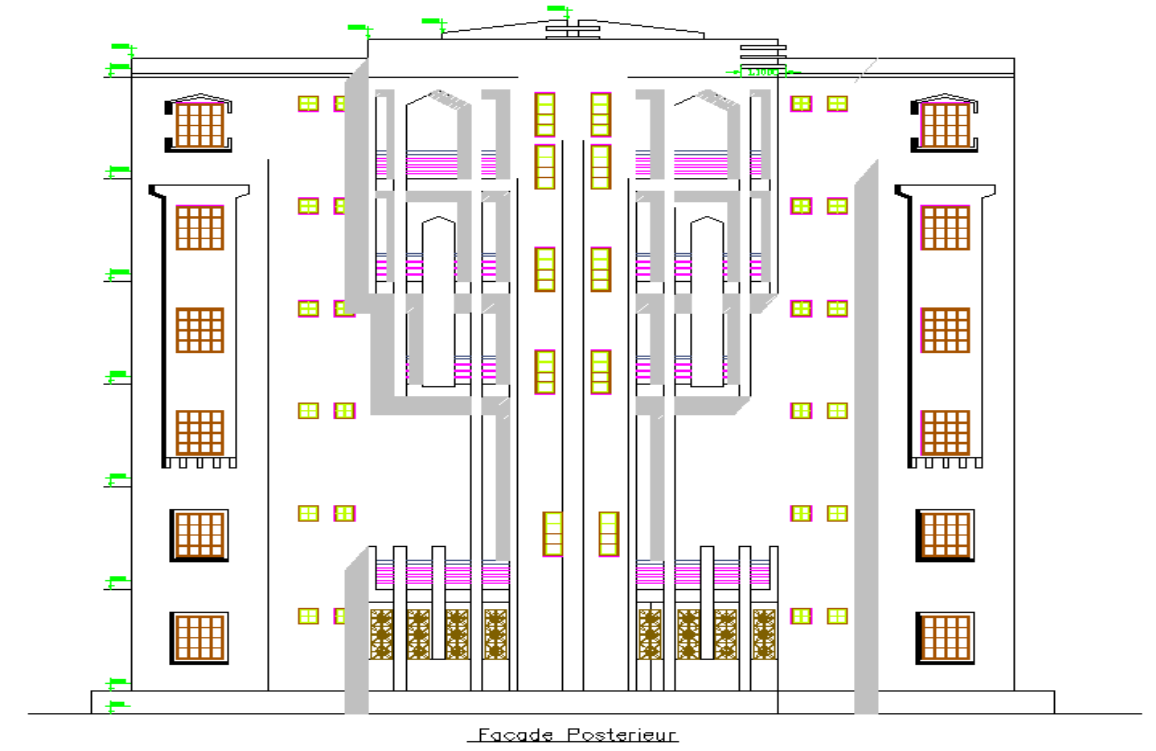


Figure I-2 : Façade latéral de la structure



Figure I-3 : Coupe transversale de la structure

CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET L'HYPOTHESE DE CALCUL

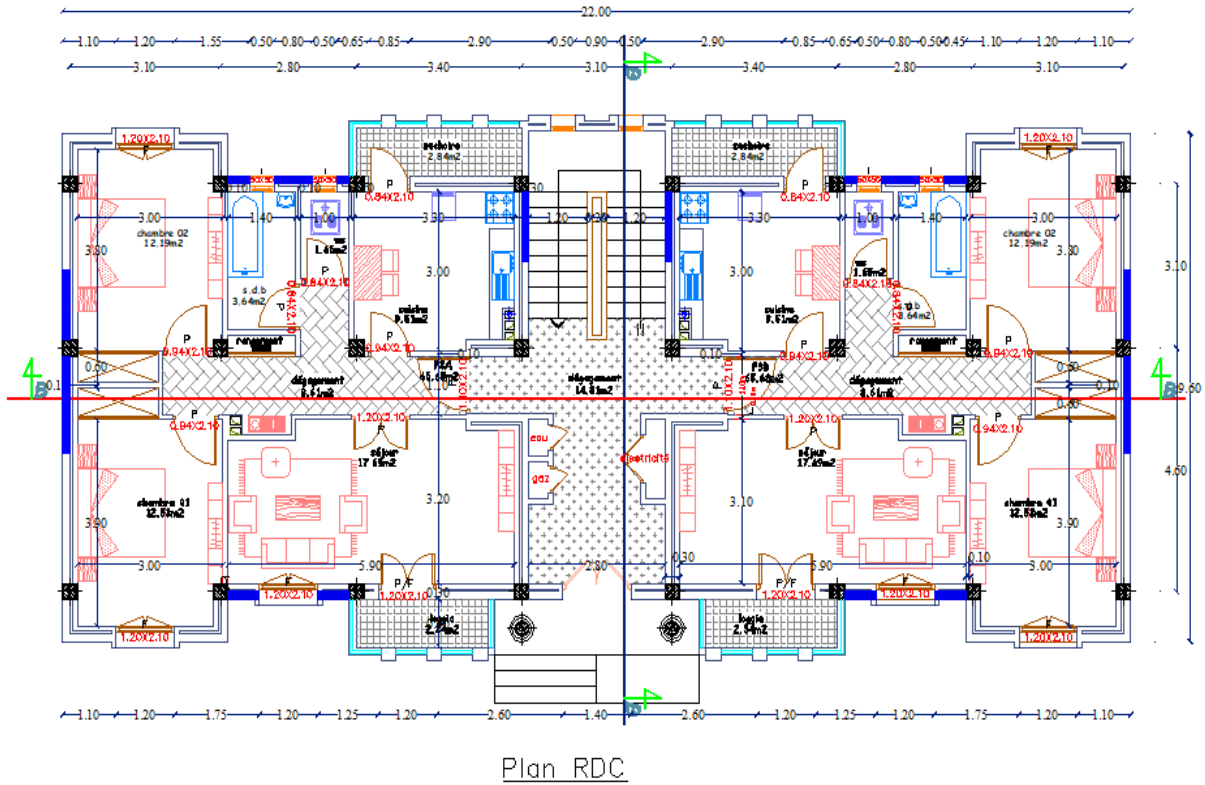


Figure I-4 : Plan RDC de la structure

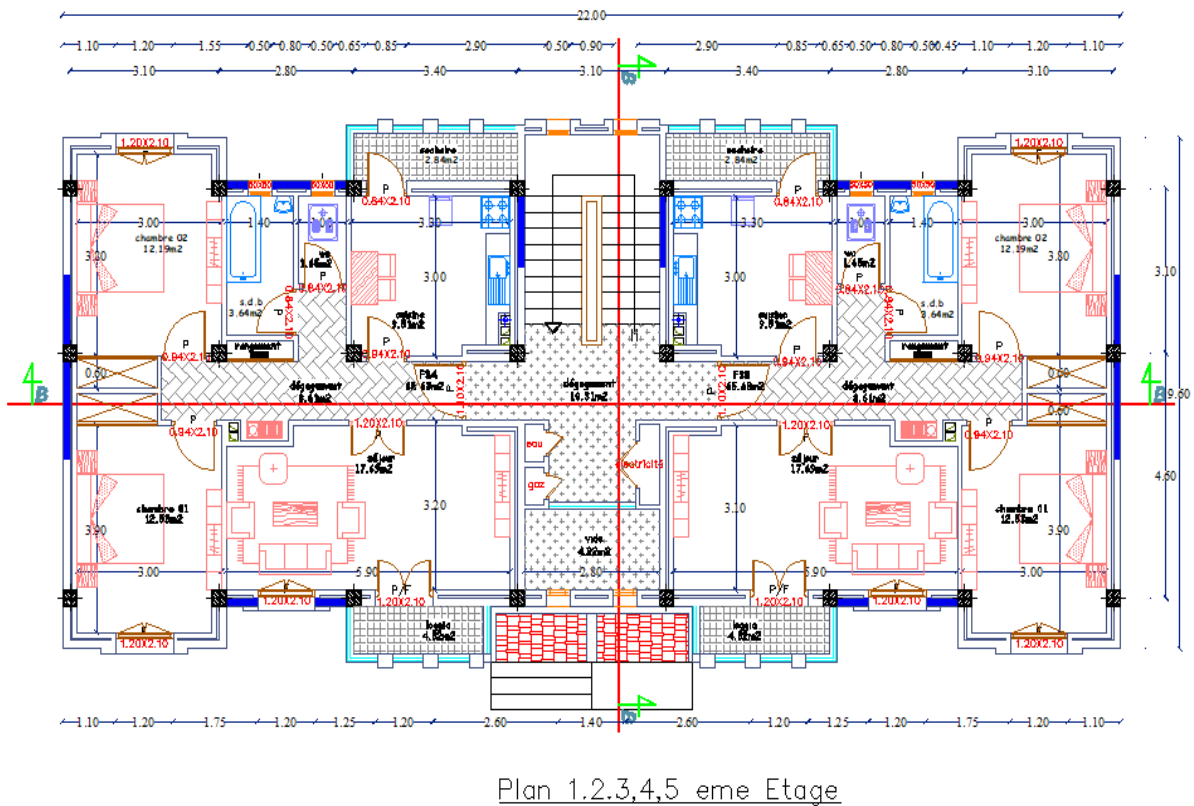


Figure I-5 : Plan étage courant de la structure

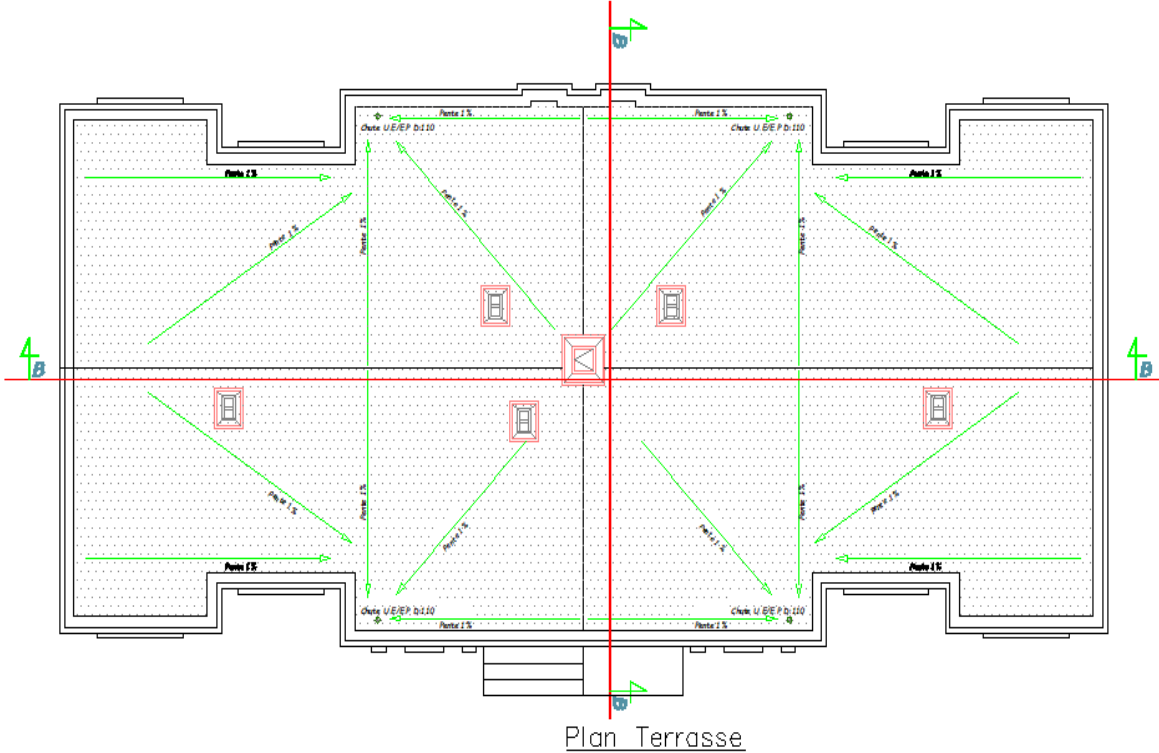


Figure I-6 : Plan terrasse

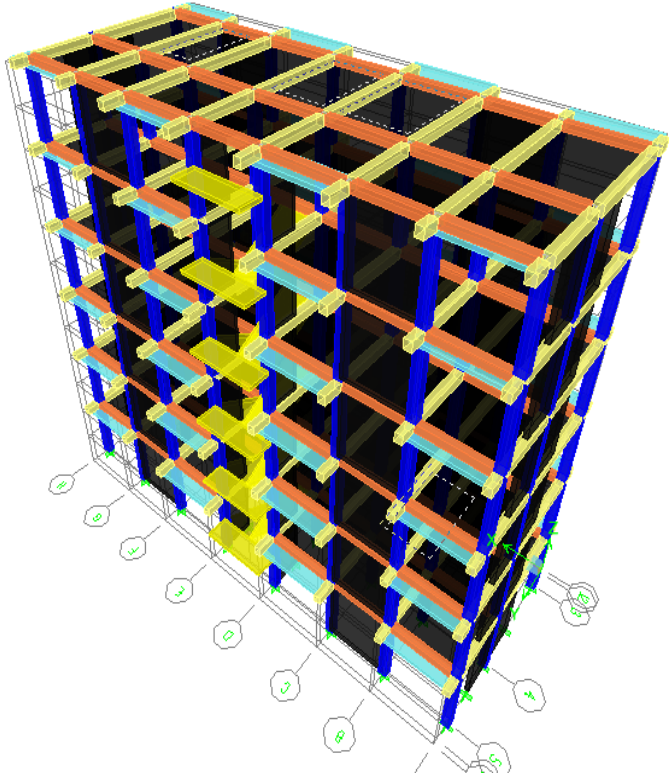


Figure I -7: Vue en 3D

I.3. Caractéristiques géométriques

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un bloc de forme rectangulaire régulière en plan, la structure présente les dimensions suivantes :

Tableau I-1 : Caractéristiques géométriques

Longueur total	21.24 m
Largeur total	22.00 m
Hauteur du Rez-de-chaussée	03.24 m
Hauteur d'étage courant	03.24 m
Hauteur totale de bâtiment sans acrotère	19.44 m
Hauteur de l'acrotère	00.60 m
Hauteur totale de bâtiment avec acrotère	20.04 m

I.4. Ossature et système constructif adopté

Tableau I-2 : Ossature et système constructif adopté

Ossature	C'est une ossature assuré par un système de contreventement mixte (voiles et portiques).
Les planchers	<p>Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et capable de supporter des charges, notre structure comporte deux types de planchers :</p> <p>Planchers en corps creux (16+4) cm</p> <p>Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.</p> <p>Ce type de planchers est utilisé pour les raisons suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> •Facilité de réalisation ; •Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ; •Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique ; •Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux). <p>Plancher en dalle pleine (ep=15cm)</p> <p>La dalle en béton armé coulée en place sur un coffrage plat.</p>

Terrasse	Il existe un seul type de terrasse : ➤ Terrasse inaccessible.
Escaliers	Est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers), ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages. Notre structure comporte un seul type d'escaliers : ➤ Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire.
Balcon	Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.
Acrotère	La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60 cm.
Revêtement	<ul style="list-style-type: none"> •Enduit en plâtre pour les plafonds. •Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons. •Revêtement à carrelage pour les planchers. •Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.
Isolation	L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation. A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.
Maçonnerie	<p>Les murs de notre structure seront exécutés comme suit :</p> <p>a. Murs extérieurs</p> <p>Ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur, brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur, lame d'air de 5 cm d'épaisseur, brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.</p> <p>b. Murs intérieurs</p> <p>Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements.</p>

I.5. Caractéristiques géotechniques du sol

Selon le rapport géotechnique du laboratoire (LHCO) le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\sigma_{sol}=1.4$ bars et un ancrage de $h=2.4$
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 1.7$ t/m³

- L'angle de frottement interne du sol : $\varphi = 20.36^\circ$
- La cohésion : $C = 0.24$ bars
- Le site est considéré comme un site ferme (S2)

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes au règlement du béton armé aux états limites B.A.E.L 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien R.P.A 99/Version 2003.

I.6.1. Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de tractions.

La composition approximative de (1 m³) de béton est la suivante :

- 350 Kg de ciment CPJ ;
- 400 L de sable ($D < 5\text{mm}$) ;
- 800 L de gravier ($D < 25\text{ mm}$) ;
- 175 L d'eau.

I.6.1.1. Matériaux composant le béton

– Ciment

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange. Dans notre projet on a utilisé un CEMII 42,5 (Ciment à base de calcaire) provenant de la cimenterie de Chlef.

– Granulats

Les granulats comprennent les sables et les graviers :

– Sables

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

– Grapiers

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures et propres. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.6.1.2. Principaux caractéristiques et avantages de béton

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte quatre opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Le coulage du béton dans le coffrage.
- Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

– Économie

Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

– Souplesse des formes

Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

– Résistance aux agents atmosphériques

Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

– Résistance au feu

Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies. En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

– Résistance mécanique

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à (j) jours d'âge.

a. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de (200 cm²) de section. Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de (j) jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance (f_{cj}) Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule.

– Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

– Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

La résistance à la compression à 28 jour (f_{c28}) est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm².

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.

b. Résistance caractéristique à la traction

Cette résistance est définie par la relation suivante :

$$\begin{cases} f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{ij} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases}$$

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents ;
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien) ;
- Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté (a) et de longueur (4a) reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la traction à 28 jours égale à 2,1 MPa.

I.7. Contrainte limite

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

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites et sont classés en deux catégories :

I.7.1. État limite ultime de résistance (E.L.U.R)

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- État limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure ;
- État limite ultime de résistance pour les matériaux constitues béton ou acier ;
- État limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

a) Diagramme parabole – rectangle

C'est un diagramme contraint - déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas :

$$\begin{aligned} \epsilon_{bc} &= 3,5\% && \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \epsilon_{bc} &= \min(4,5; 0,025 \times f_{c28})\% && \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{aligned}$$

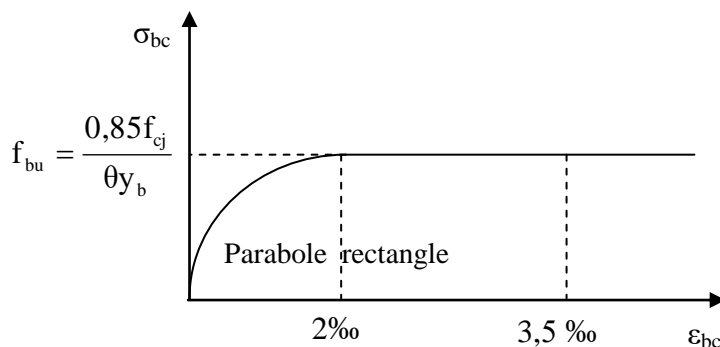


Figure I-8: Diagramme contraintes-déformations du béton

Contrainte ultime du béton en compression : $f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta y_b}$

Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

- $y_b = 1,5$ pour les combinaisons normales ;
- $y_b = 1,15$ pour les combinaisons accidentelles.

Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- $\theta = 1,00$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h ;
- $\theta = 0,90$ lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

b) Diagramme rectangulaire

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée en flexion simple.

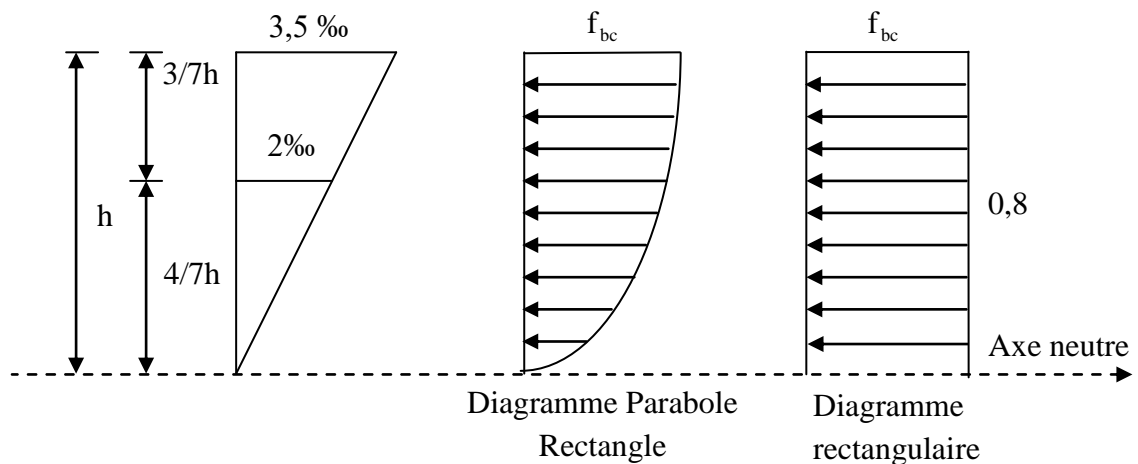


Figure I-9 :Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.U (compression-flexion).

I.7.2.État limite de service de résistance (E.L.S)

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions normales d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, excessives des éléments porteurs.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de compression du béton au service est donnée par : σ_{bc}

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

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

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

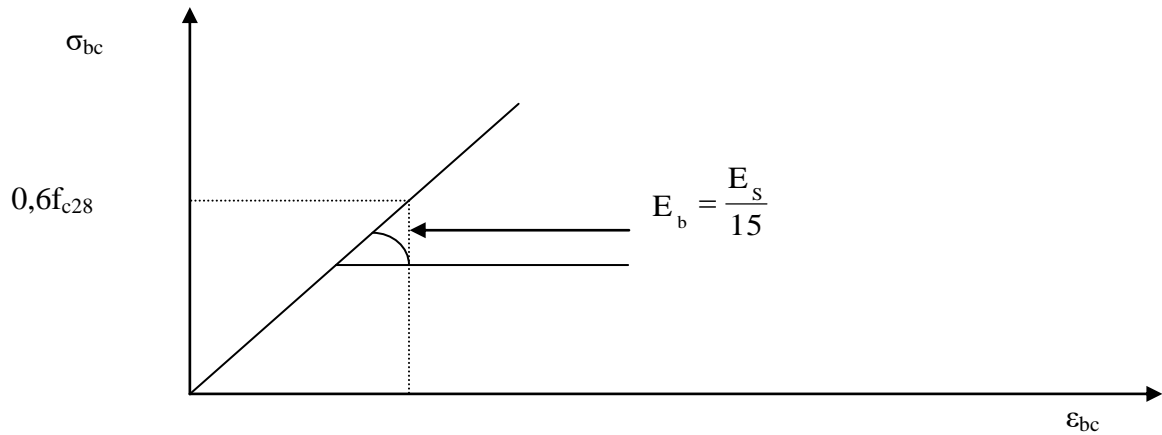


Figure I-10 : Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.S.

I.8. Contrainte admissible de cisaillement

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

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min (0,2f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min (0,15f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$

- La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime : T_u
- Largeur de la pièce : b_0
- Haut utile : d

I.9. Modules de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

I.9.1. Module de déformation instantanée

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton âgé de (j) jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2 \rightarrow \text{Avec : } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

I.9.2. Module de déformation différé

Sous des contraintes de durée d'application supérieure à 24 heures on admet qu'à l'âge de jours, le module de déformation longitudinal différée du béton (E_{vj}) est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa} \rightarrow \text{Avec : } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

I.10. Coefficient de poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

- $$\nu = [\text{Allongement relatif de la côté de la section} / \text{Raccourcissement relatif longitudinale}]$$
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
 - $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états-limites ultimes de service (béton fissuré).

I.11. Aciers de construction

Les aciers utilisés en béton armé sont des alliages du fer et du carbone en faible pourcentage a pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées.

Ils distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou à barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales ;
- Les barres à haute (H.A) : nuances FeE 400 pour les armatures longitudinales ;
- Treillis soudés (T.S) : TLE52 $\Phi = 5$ mm pour les dalles.

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité (γ_s) qui a les valeurs suivantes :

- $\gamma_s = 1,15$ cas générale ;
- $\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

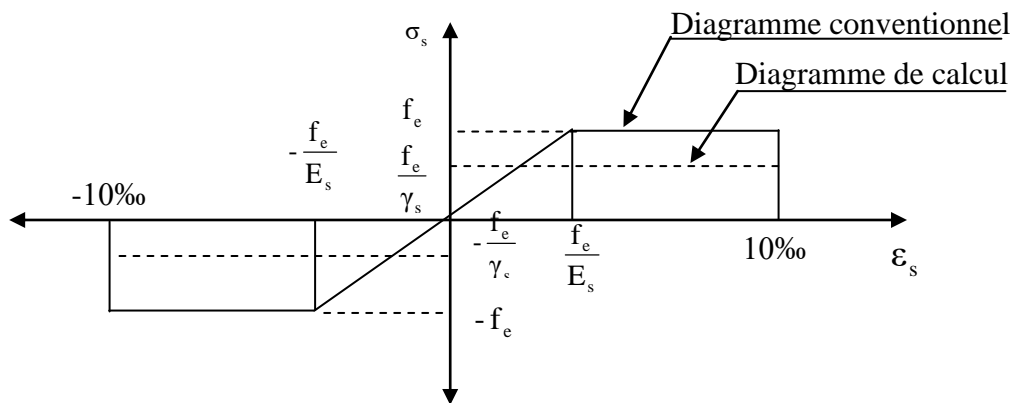


Figure I-11 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

I.12. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; Il sera pris égale à : $E_s = 2,1 \times 10^5$ (MPa).

I.13. Contrainte de calcul

I.13.1. État limite ultime de résistance(E.L.U.R)

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation de la Figure.

La contrainte de calcul, notée (σ_s) et qui est définie par la relation.

Le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

- $\gamma_s = 1,15$ MPa situation durable ou transitoire ;
- $\gamma_s = 1,00$ MPa situation accidentelle.

Rond lisse ($f_e = 235$ MPa)

- $\sigma_s = 204,34$ MPa situation durable ou transitoire ;
- $\sigma_s = 235,00$ MPa situation accidentelle.

Haute adhérence ($f_e = 400$ MPa)

- $\sigma_s = 348$ MPa situation durable ou transitoire ;
- $\sigma_s = 400$ MPa situation accidentelle

I.13.2. État limite de service(E.L.S)

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures :

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq f_e$ pas de limitation ;

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min(0,5f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{ij}})$

Coefficient de fissuration : η

- Pour ronds lisses : $\eta = 1,0$
- Pour hautes adhérences, avec $\Phi \geq 6$ mm : $\eta = 1,6$
- Pour hautes adhérences, avec $\Phi \leq 6$ mm : $\eta = 1,6$

I.14. Allongement de rupture

Allongement de l'acier à l'E.L.U.R : $\varepsilon_s = 10\%$.

I.15. Hypothèses de calcul

I.15.1. États limite ultime de résistance (E.L.U.R)

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99/version 2003.

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\%$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
- Le béton en compression ;
- L'acier en traction et en compression.
- Le raccourcissement du béton est limité ;

$\varepsilon_{bc} = 3,5\%$ → Flexion composée

$\varepsilon_{bc} = 3,5\%$ → Compression simple

I.15.2. États limite de service (E.L.S)

A l'état limite de service, les calculs sont fait à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées), en cas de fissuration préjudiciable on très préjudiciable.

- Les sections droites restent planes avant et après la déformation ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad \text{et} \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \text{et} \quad \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

Par convention (η) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\text{Coefficient d'équivalence : } \eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.16. Règles des trois pivots

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau I-3 : Déformations limitent du pivot 10%

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

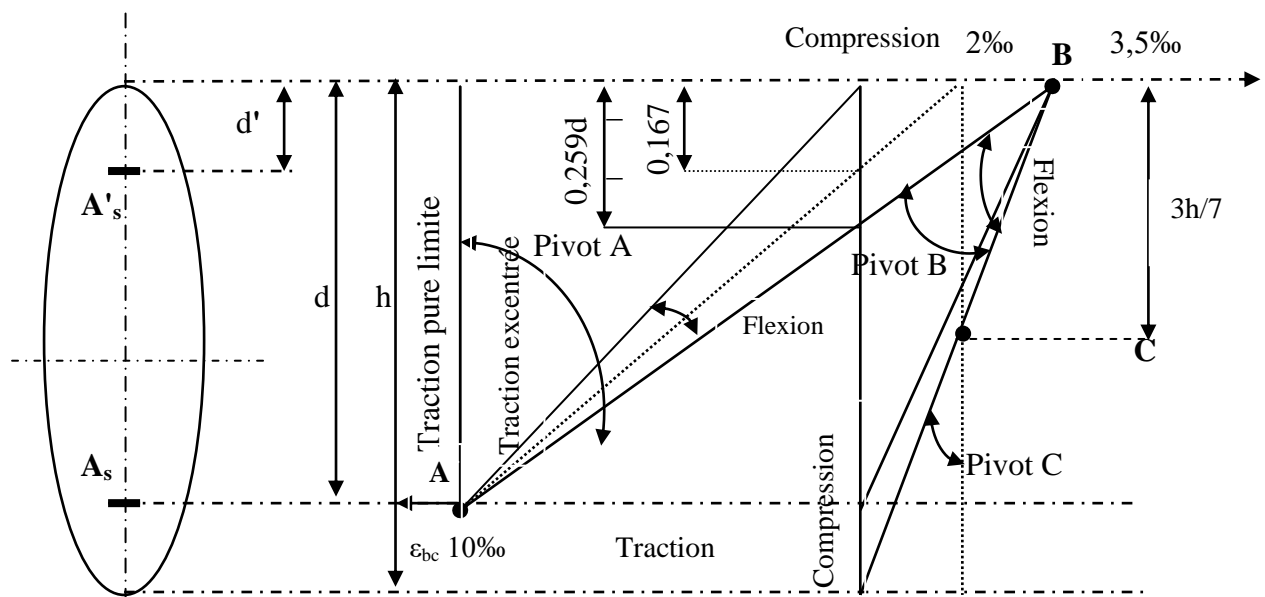


Figure I-12 : Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.

I.17. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

I.17.1. Combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R)

Pour les situations durables :

$$- P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

Pour les situations accidentelles (séisme, choc...) :

$$- P2 = G + Q \pm E$$

$$- P3 = G + Q \pm 1,2E$$

$$- P4 = 0,8G \pm E$$

Avec :

- Charge permanente : G
- Charge d'exploitation : Q
- L'effort de séisme : E

I.17.2. Combinaisons de calcul à l'état limitent service de résistance (E.L.S)

$$- P5 = G + Q$$

I.18. Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté les éléments suivants :

- Le type de la construction
- Les matériaux adoptés pour la réalisation de notre structure sont (béton, acier)
- La forme et les dimensions de bâtiment
- La résistance caractéristique du béton et l'acier.

CHAPITRE II

PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, aux sollicitations suivantes :

a. Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

b. Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 version 2003.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est la partie horizontale d'une construction constituant une séparation entre deux niveaux, destinés à reprendre les charges et les surcharges et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Nous avons choisi deux types de plancher :

II.2.1. Plancher à corps creux

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

- **Corps creux** : c'est un coffrage perdu permet d'augmenter les qualités d'isolation de plancher, il n'a aucune fonction de résistance.
- **Poutrelles** : ces sont des éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.
- **Dalle de compression** : est une dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure le report des charges en direction des poutrelles.
- **Treillis soudé** : L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis.

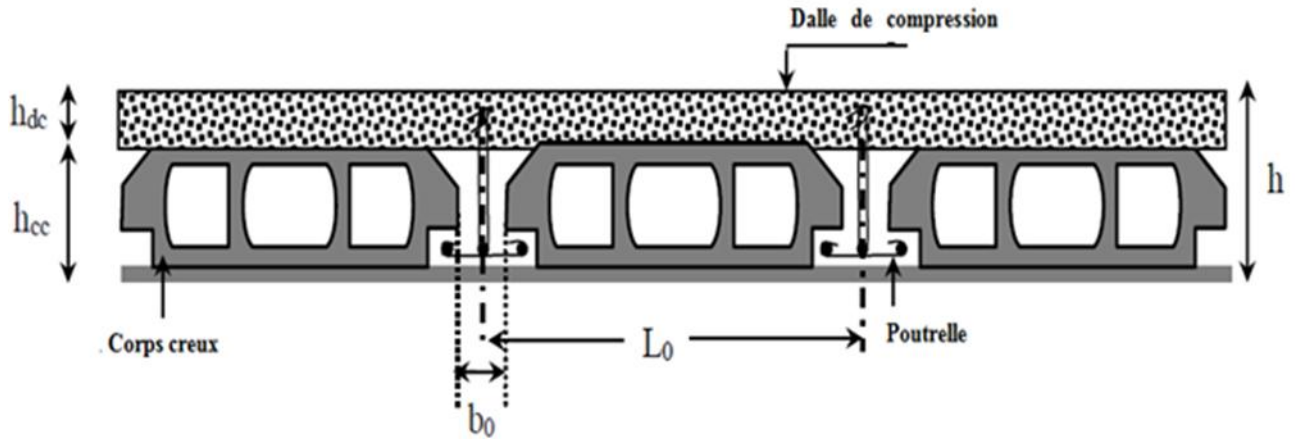


Figure II-1 : Coupe du plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur (h_t) tel que :

$$h_t = h_{cc} + h_{dc}$$

- Hauteur du corps creux : h_{cc}
- Hauteur de la dalle de compression respectivement : h_{dc}

II.2.1.1. Condition de rigidité

- L : c'est la portée maximale de la poutrelle entre nus.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{300}{22,5} \Rightarrow h_t = 13,23 \text{ cm.}$$

Nous avons adopté un plancher à corps creux d'hauteur totale :

$h_t = 20 \text{ cm}$, soit un plancher (16+4) cm.

II.2.2. Plancher dalle pleine

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

II.2.2.1. Condition de sécurité contre l'incendie

- Pour une heure de coupe-feu : $e > 7 \text{ cm}$
- Pour deux heures de coupe-feu : $e > 11 \text{ cm}$
- Pour trois heures de coupe-feu : $e > 14 \text{ cm}$

II.2.2.2. Condition d'isolation acoustique

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Donc, nous avons limité l'épaisseur dans notre cas à : 15 cm

II.2.2.3. Condition de Résistance à la flexion

<p>Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (porte suivant un sens L_x)</p> $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow L_y > L_x$	$\begin{cases} e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow \text{dalle isolée} \\ e \geq \frac{L_x}{25} \rightarrow \text{dalle continue} \end{cases}$
<p>Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens $L_x L_y$)</p> $0,4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} < 1 \Rightarrow L_y > L_x$	$\begin{cases} e \geq \frac{L_x}{30} \rightarrow \text{dalle isolée} \\ e \geq \frac{L_x}{40} \rightarrow \text{dalle continue} \end{cases}$
<p>Pour notre cas on a : $L_x = 105 \text{ cm}$ et $L_y = 300 \text{ cm}$.</p> $0,4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{105}{300} = 0,35 < 1$ $e \geq \frac{L_x}{25} \rightarrow \text{dalle continue}$ $e \geq \frac{L_x}{25} = \frac{300}{25} = 12$ <p>On prend : $e = 15 \text{ cm}$</p>	

II.2.2.4. Condition de flèche

Selon le C.B.A 93 B.6.5.3, nous devons vérifier les conditions suivantes:

$$\begin{cases} \text{Si : } L \leq 5 \text{ m} \rightarrow f_{\max} < \frac{L_{\max}}{500} \\ \text{Si : } L \geq 5 \text{ m} \rightarrow f_{\max} < 0,5 + \frac{L_{\max}}{1000} \end{cases}$$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur : $b = 1 \text{ m}$.

$$G = 1.05 \times 25 \times 1 = 26.25 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{ELS}} = G + Q = 27.25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Le moment d'inertie : } I = \frac{b \times e^3}{12} = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4$$

– Module de Young : $E = 11000\sqrt{f_{c28}} = 11000\sqrt{25} = 32164,19\text{MPa}$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 12 \times 27.25 \times 10^{-3} \times 300^4}{384 \times 32164,19 \times 100 \times e^3}$$

$$e > \sqrt[3]{\frac{5 \times 12 \times 27.25 \times 10^{-3} \times 300^4}{384 \times 32164,19 \times 0,9 \times 100}} = 3.44\text{cm}$$

Donc : $e = 3.44 \text{ cm}$.

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante : $e = \max (15 \text{ cm} ; 14\text{cm} ; 3.44\text{cm})$,

Nous avons adopté l'épaisseur de la dalle pleine : $e = 15 \text{ cm}$

II.3. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulé sur place, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91, et vérifiées selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99), une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux (RDM).

Les poutres principales	Les poutres secondaires
<p>Ce sont les poutres reçoivent les charges provenant des solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, dans notre Lmax cas = 4,2 m</p>	<p>Les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer, Lmax = 3,0 m</p>

Tableau II -01 : Pré-dimensionnement des poutres

Pré-dimensionnement des poutres	
<p>Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité :</p> $\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{array} \right. \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre.} \\ b : \text{ largeur de la poutre.} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis.} \\ d : \text{ hauteur utile.} \end{array} \right.$ <p>Selon le R.P.A 99 (version 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :</p> $\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b_1 \end{array} \right.$	
Pré-dimensionnement des poutres principales	Pré-dimensionnement des poutres secondaires
$\left\{ \begin{array}{l} L = 460\text{cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right.$ $\left\{ \begin{array}{l} 30,67\text{cm} \leq h_t \leq 46\text{cm} \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 35\text{ cm.} \\ 9,45\text{cm} \leq b \leq 12,6\text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 30\text{ cm.} \end{array} \right.$ <p>On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du R.P.A99/version 2003:</p> <p>$b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$Condition vérifiée.</p> <p>$h_t = 35\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$Condition vérifiée.</p> <p>$\frac{h_t}{b} = 1,17 \leq 4$Condition vérifiée.</p> $\left\{ \begin{array}{l} b_{\max} \leq (1,5 \times 35 + 30) \\ b_{\max} < 82,5\text{ cm} \end{array} \right. \text{Condition vérifiée.}$ <p>Donc on prend la section des poutres principales (b × h) = (30×35) cm².</p>	$\left\{ \begin{array}{l} L = 370\text{cm} \\ d = 0,9h_t \end{array} \right.$ $\left\{ \begin{array}{l} 24,67\text{ cm} \leq h_t \leq 37\text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 30\text{cm.} \\ 8,1\text{cm} \leq b \leq 10,8\text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 30\text{cm.} \end{array} \right.$ <p>On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du R.P.A99/version 2003:</p> <p>$b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$Condition vérifiée.</p> <p>$h_t = 35\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$Condition vérifiée.</p> <p>$\frac{h_t}{b} = 1,17 \leq 4$Condition vérifiée.</p> $\left\{ \begin{array}{l} b_{\max} \leq (1,5 \times 35 + 30) \\ b_{\max} < 82,5\text{ cm} \end{array} \right. \text{Condition vérifiée.}$ <p>Donc on prend la section des poutres secondaire principales (b × h) = (30×30) cm².</p>

II.4. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont pré-dimensionnés en compression simple et leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qui correspond à un poteau qui reprend la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation

Dans notre structure on a 1 type des coffrages :

II.4.1. Poteau le plus sollicité

On fixe notre choix au poteau axes (B, 4) ou (B,6) comme est mentionné à la figure suivante d'où la surface hachurée c'est elle supportée par le poteau pour toutes les étages.

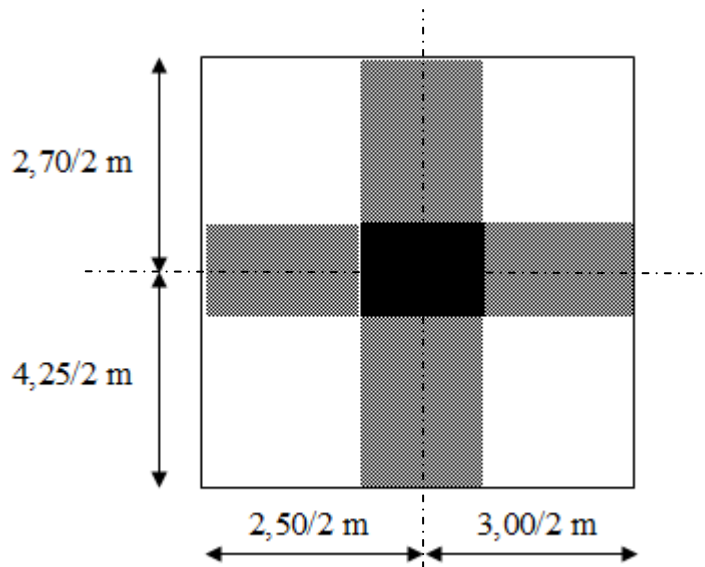


Figure II-2 : Le poteau le plus sollicité.

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau II-2 : L'effort normal ultime Nu selon les règles du B.A.E.L91

<p>Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :</p> $N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$	
Nu	Effort normal ultime (compression).
A	<p>Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité</p> $\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$
λ	Élancement d'E.U.L.R $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
L _f	Longueur de flambement.
i	Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
I	Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.
B	Surface de la section du béton (B = a × b) .
γ _b	Coefficient de sécurité pour le béton (γ _b = 1,50)Situation durable.
γ _s	Coefficient de sécurité pour l'acier (γ _s = 1,15)Situation durable.
f _e	Limite élastique de l'acier (f _e = 400 MPa) .
f _{c28}	Contrainte caractéristique du béton à 28 jours f _{c28} = 25 MPa.
A _s	Section d'acier comprimée.
B _r	Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie B _r = (a - 2)(b - 2) .
<p>On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire λ ≤ 50.</p>	

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau II-03 : Effort normal ultime due à chaque niveau Nu

Surface reprise par poteau à chaque étage, soit S La surface supportée par poteau axe (H,3): $S = \left(\frac{2.7}{2} + \frac{4.25}{2}\right) \times \left(\frac{3.00}{2} + \frac{2.5}{2}\right) = 9.55 \text{ m}^2.$	
Effort normal ultime due à chaque niveau N_u	
Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G	
a	Poids propre des plancher terrasse : $G_{\text{terrasse}} \times S = (6,48) \times 19,8 = 128,30 \text{ KN.}$
b	<ul style="list-style-type: none"> • Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC : $G_{\text{RDC, E courants}} \times S = (5,04) \times 19,8 = 99,79 \text{ KN.}$
c	<ul style="list-style-type: none"> • Poids propre des poutres principales $\Rightarrow G_{\text{p.principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$: $G_{\text{p.principale}} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times \left(\frac{3,00}{2} + \frac{2,5}{2}\right) = 7,21 \text{ KN.}$
d	<ul style="list-style-type: none"> • Poids propre des poutres secondaires $\Rightarrow G_{\text{p.secondaire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$: $G_{\text{p.secondaire}} = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times \left(\frac{4,25}{2} + \frac{2,7}{2}\right) = 7.80 \text{ KN.}$
e	Poids propre total : $G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC, E courants}} \times n + (G_{\text{p.principale}} + G_{\text{p.secondaire}}) \times (n).$ Avec : n c'est le nombre de planchers d'étages courants; n=5. $G_{\text{total}} = 128,30 + 99,79 \times 5 + (7,21 + 7,80) \times (5) = 1215,8 \text{ KN}$
Les efforts de compression dû aux charges d'exploitation N_Q	
a	$Q_{\text{total}} = Q \times S = 19,8 \times 7 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 138,6 \text{ KN} \square \square \square \square \square$
Majoration des efforts	
On doit majorer les efforts de 10 % : $N_G = 1,1 \times 1215,8 = 1337,38 \text{ KN.}$ $N_Q = 1,1 \times 138,6 = 152,46 \text{ KN.}$ $N_U = (1,35 \times 1337,38) + (1,5 \times 152,46) = 2033,19 \text{ KN.}$	

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau II-04 : Pré-dimensionnement des poteaux (a, b)

<p>On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où: $h_0 = 3,24$ m. Donc: $L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 3,24 \Rightarrow L_f = 2.268$ m.</p>	
Détermination de (a)	Détermination de (b)
<p>$B = b.a$ $I = \frac{b.a^3}{12}$ $i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$ $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{226,8}{0,289a} \leq 50$ $\Rightarrow a \geq \frac{226,8}{0,289.50} = 15,69\text{cm}$ Donc on prend : $a = 35\text{cm}$. $\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i}$ $\lambda = \frac{214,2}{(0,289 \times 35)} = 24,70 < 50$ $\lambda = 24,70 < 50 \dots \dots \dots$Condition vérifiée.</p>	<p>Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime N_u doit être :</p> $N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$ <p>$B_r = (30-2)(b-2) = 28 \times (b-2)\text{cm}$</p> <p>• Selon « RPA 99 V 2003 » $A_s = 0,8\% B_r \Rightarrow$ Zone IIa</p> <p>$A_s = 0,8\% [28(b-2)] = 0,224(b-2)\text{cm}^2$</p> $\lambda = 24,70 < 50 \Rightarrow \alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} \right]$ $\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(24,70/35)^2} \right] \Rightarrow \alpha = 0,77$ <p>$f_{c28} = 25\text{MPa} ; F_e = 400\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15.$</p> $N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$ $N_u \leq 0,77 \times \left[\frac{28 \times (b-2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,224 \times (b-2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$ <p>$b \geq 25,48\text{cm}$. Donc on prend : $b = 35\text{cm}$.</p>
Les vérifications	
<p>D'après le R.P.A 99(version 2003)</p> <p>$\min(a, b) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$Condition Vérifiée.</p> <p>$\min(a, b) = 35\text{cm} \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots \dots \dots$Condition Vérifiée.</p> <p>$1/4 < \frac{a}{b} = 0,25 < 1 \dots \dots \dots$Condition Vérifiée.</p> <p style="text-align: center;">Donc : $a = b = 35\text{cm}$.</p>	

Tableau II-05 : Tableau récapitulatif des dimensions des poteaux.

Types	Niveaux	Sections des poteaux (cm ²)
1	R.D.C - 5	35x35

II.5. Pré dimensionnement des voiles

L'épaisseur des murs voiles (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismique algériennes R.P.A 99/Version 2003. D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le R.P.A 99/Version 2003 Article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition : L ≥ 4e. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

- Longueur de voile : L ;
- L'épaisseur du voile : e ;
- L'épaisseur minimale est de 15 cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

Soit :
$$e \geq \max \left\{ \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right\} \rightarrow e \geq \max \left\{ \frac{324}{25}; \frac{324}{22}; \frac{324}{20} \right\} \rightarrow e \geq \max(12,96; 14,72; 16,2)$$

Nous avons adopté l'épaisseur du voile : e = 20 cm

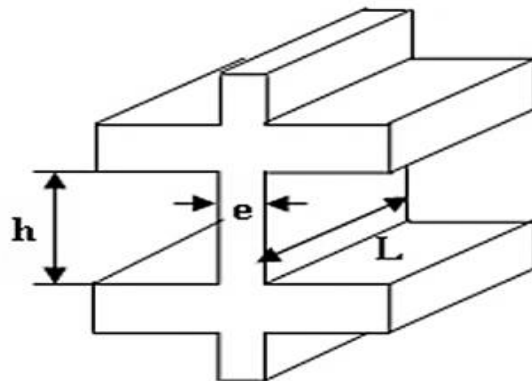


Figure II-3 : Coupe de voile en élévation

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau II-06 : Tableau récapitulatif des dimensions des différents éléments porteurs.

Eléments		Sections	Epaisseur
Plancher		/	(16+4) cm
Poutres principales		(30x35) cm ²	/
Poutres secondaires		(30x30) cm ²	/
Poteaux	Type 1 (RDC au 5 ^{ème} étage)	(35x35) cm ²	/
Voiles		/	20 cm

II.6. Conclusion

Le pré-dimensionnement de la structure, montre que la structure présente les dimensions habituelles appliquées dans la plupart des chantiers en Algérie ; les dimensions des poutres et les poteaux sont les même pour l'ensemble des étages.

CHAPITRE III

DECENTE DES CHARGES

III.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges qui agissent sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes, des charges d'exploitation, des effets thermiques et climatiques ; Ces charges ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage et sont régis par des normes qui fixent les valeurs des charges suivant le règlement technique DTR B.C.2.2 (charges et surcharges)

La structure composée de tous les éléments porteurs est appelée système porteur, Il existe trois familles d'éléments porteurs :

- Les porteurs horizontaux (Planchers ou dalles, poutres).
- Les porteurs verticaux (Poteaux, murs ou voiles).
- Les fondations.

La transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux + voiles → fondations → sol.

III.2. Descente de charge

La descente de charges a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

III.2. 1. Charges permanentes

Les charges permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de la vie de l'ouvrage. Celles du plancher sont déterminées à partir de sa composition. Elles sont fonction des masses volumiques ainsi que des épaisseurs de chaque constituant. Les charges permanentes pour le plancher terrasse inaccessible, les planchers courant, mur extérieurs, mur intérieures, sont déterminées comme suite.

III.2. 1.1. Plancher terrasse inaccessible

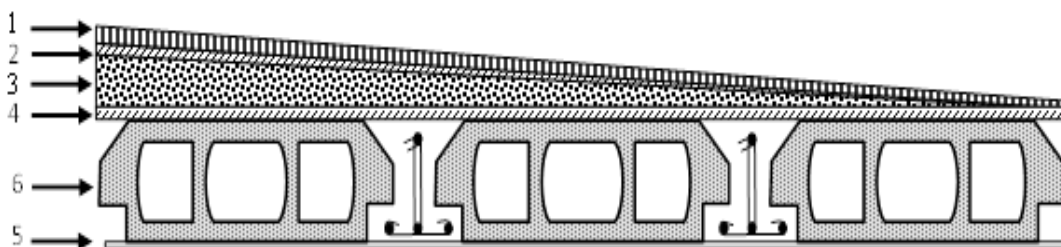


Figure III-1 : Terrasse inaccessible

CHAPITRE III : DECENTE DES CHARGES

Tableau III-1 : Charge et surcharge du plancher terrasse.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Gravillon roulé de protection	0,05	17	0.2 par cm	1
2	Etanchéité multicouche	0,05	6	0.12	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,1	22	0.22 par cm	2,2
4	Isolation thermique	0.04	4	4	0,16
5	Dalle corps creux	0,2	-	-	2,80
6	Enduit plâtre	0,02	2	0.1 par cm	0,20
Totale	G (KN/m ²)	6,48			
Totale	Q (KN/m ²)	1			

III.2. 1.2. Plancher étage courants

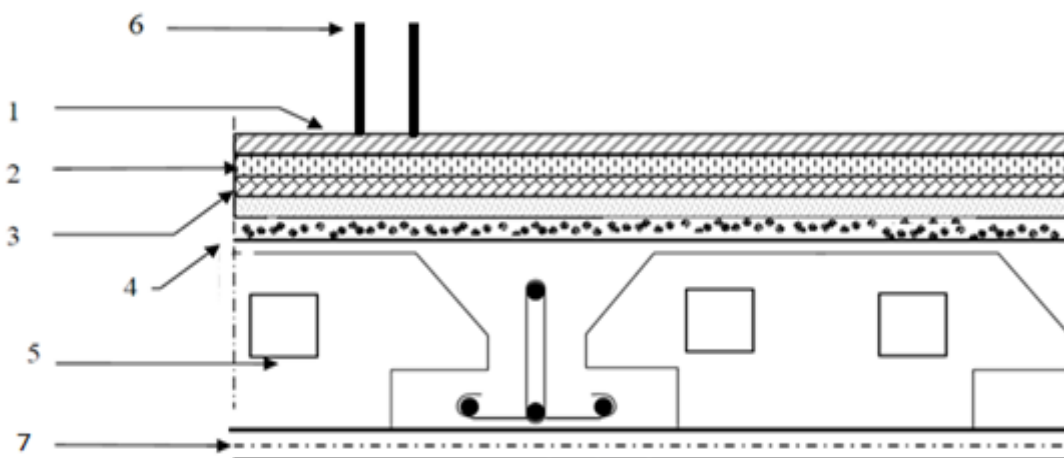


Figure III-2 : Plancher étage courant, R.D.C

CHAPITRE III : DECENTE DES CHARGES

Tableau III-2 : Charge et surcharge des étages courants, R.D.C

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0.2 par cm	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0.2 par cm	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	17	-	0,34
4+5	Plancher à corps creux	0,2	-	-	2,8
6	Cloison en briques creuses	0,1	9	-	0,9
7	Enduit en plâtre	0,02	10	0.1 par cm	0,20
Totale	G (KN/m ²)	5,04			
Totale	Q (KN/m ²)	1,5			

III.2. 1.3. Mur extérieur (double cloison)

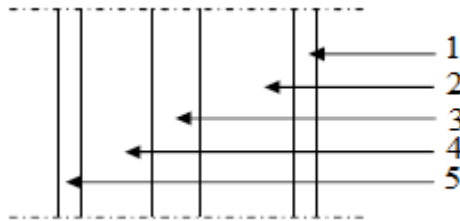


Figure III-3 : Détail mur extérieur.

Tableau III-3 : Charge et surcharge des murs extérieurs.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0,015	-	0.18 par cm	0,27
2	Brique creux	0,015	9	-	1,35
3	L'âme d'air	0,05	-	-	-
4	Brique creux	0,1	9	-	0,9
5	Enduit en plâtre	0,015	-	0,10 par cm	0,15
Totale	G (KN/m ²) (RDC, 1 ^{er} au 5 ^{ème} étage)	2,67			

➤ **Remarque**

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessaire d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70%G)

$$G = 0,7 \times 2,67 = 1,869 \text{ KN/m}^2$$

III.2. 1.4. Mur intérieur

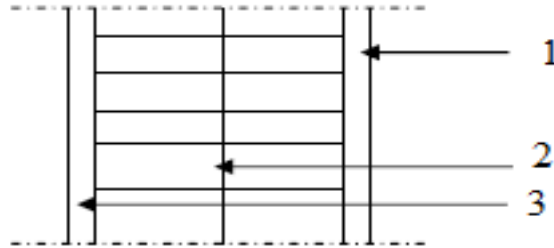


Figure III-4: Détail d'un mur intérieur.

Tableau III -4 : Charge et surcharge des murs intérieurs.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0,015	-	0,18 par cm	0,27
2	Brique creux	0,1	9	-	0,9
3	Enduit en plâtre	0,015	-	0,10 par cm	0,15
Totale	G (KN/m ²) (RDC, 1 ^{er} au 5 ^{ème} étage)	1,32			

III.2. 1.5. Acrotère

$$S = [(30 \times 5) / 2 + (20 \times 5) + (50 \times 10)] = 0,0675 \text{ m}^2.$$

$$G = S \times \gamma_{BA} = 0,0675 \times 25 = 1,69 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,69 \text{ KN/ml}$$

III.2. 1.6. Balcon

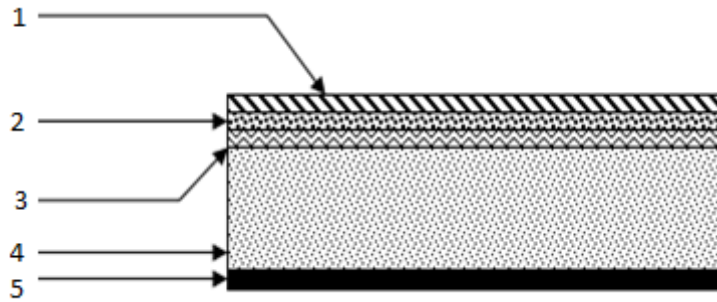


Figure III -5 : Schéma représente détail d'une dalle pleine.

Tableau III-5 : La descende des charges d'une dalle pleine.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	-	0.2 par cm	0,4
2	Mortier de pose	0,02	-	0.2 par cm	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	-	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	-	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	-	0,18	0,36
Totale	G (KN/m ²)			5,27	
Totale	Q (KN/m ²)			3,5	

III.2. 1.7. Escaliers

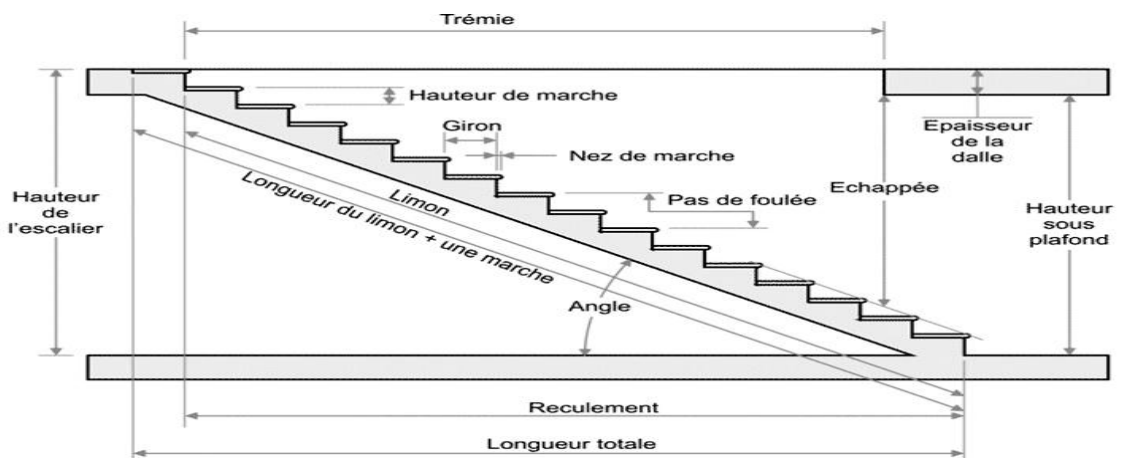


Figure III -6 : Schéma d'un escalier.

CHAPITRE III : DECENTE DES CHARGES

III.2. 1.7.1. Paillasse

Tableau III-6 : Charges et surcharge du paillasse.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	-	0.2 par cm	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	-	0.2 par cm	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	-	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $R_h \times \frac{h}{g}$	-	-	-	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times \frac{h}{g}$	0,02	-	0.2 par cm	0,23
6	Poids propre de la paillasse $e_v \times \frac{25}{\cos\alpha}$	0,12	-	-	3,45
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	-	22	-	1,87
8	Garde- corps	-	-	-	0,10
9	Enduit en plâtre $2 \times \frac{0,1}{\cos\alpha}$	0,02	-	-	0,23
Totale	G (KN/m ²) (RDC, 1er au 5eme étage)	7,27			
Totale	Q (KN/m ²)	2,5			

III.2. 1.7.2. Palier

Tableau III-7 : Charges et surcharge du palier.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Poids propre du palier $e_p \times 25$	0,14	25	-	3,50
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	-	0.2 par cm	0,4
3	Mortier de pose	0,02	-	0.2 par cm	0,4
4	Lit de sable	0,02	18	-	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	-	0,10 par cm	0,20
Totale	G (KN/m ²)	4,86			
Totale	Q (KN/m ²)	2,5			

III.2. 2. Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation.

III.2. 2.1. Loi de dégression des charges d'exploitations

Puisque il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages, qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut.

- Sous terrasse Q_0 ;
- Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$;
- Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$;
- Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$;
- Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$;
- Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ... , n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Tableau III-8 : Dégression des charges d'exploitations.

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
5	Q_0	$\sum_0 = q_0 = 1,00$	1
4	Q_1	$\sum_1 = q_0 + q_1$	2,5
3	Q_2	$\sum_2 = q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$	3,85
2	Q_3	$\sum_3 = q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$	5,05
1	Q_4	$\sum_4 = q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,1
R.D.C	Q_5	$\sum_5 = q_0 + 0,80 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7

CHAPITRE IV

FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

IV.1. Introduction

Les éléments non structuraux tous éléments qui n'apportent pas à la résistance de l'ouvrage, soit qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ces derniers peuvent modifier considérablement le comportement de la structure en modifiant la période d'oscillation et en induisant éventuellement une torsion d'ensemble additionnelle, leur destruction présente parfois un grand danger pour la sécurité des personnes et donner lieu à des désordres importants s'ils ne sont pas conçus pour résister aux sollicitations sismiques.

Dans notre étude nous avons : acrotère, balcon, et escalier.

IV.2. Acrotère

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

Le rôle de l'acrotère est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger le gravier.

IV.2.1. Hypothèses de calcul

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

IV.2.2. Dimensions

- La hauteur d'acrotère : $h = 60$ cm.
- L'épaisseur d'acrotère : $e_p = 10$ cm.

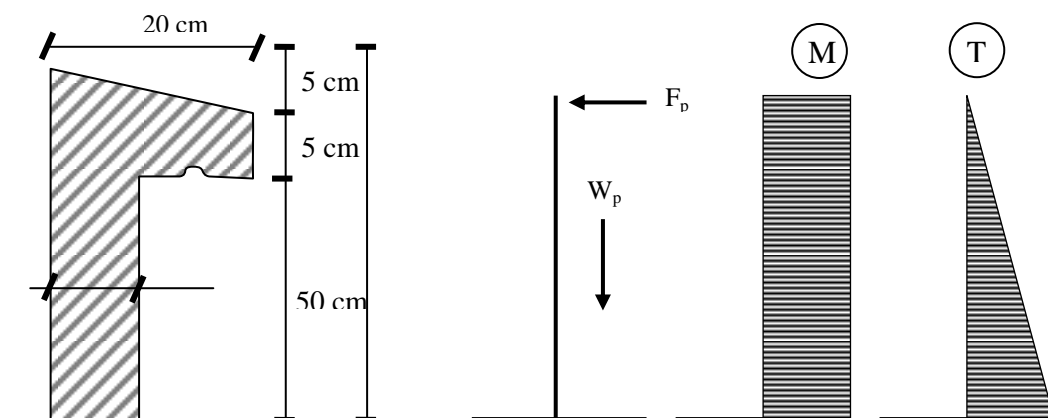


Figure IV-1 : Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

IV.2.3. Evaluation des charges et surcharges

IV.2.3.1. Poids propre de l'acrotère

$$S = \left[\frac{5(20+10)}{2} + (20 \times 5) + (50 \times 10) \right] = 675 \text{ cm}^2 = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$G = W_p = S \times \gamma_b = 0,0675 \times 25 = 1,69 \text{ KN/ml} \rightarrow G = W_p = 1,69 \text{ KN/ml}$$

IV.2.3.2. Surcharge d'exploitation

Une surcharge due à l'application d'une main courante : $Q = 1,00 \text{ KN/m}$

IV.2.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après le R.P.A 99/version 2003 Article 6-3, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Il faut vérifier que : $F_p < 1,5 Q$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 1,69 \times 0,8 = 0,81 \text{ KN},$$

$$F_p = 0,81 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les coefficients C_p , A et W_p sont obtenus par le R.P.A 99/Version 2003 Tableau (6-1)

- Coefficient d'accélération de zone : $A = 0,15$
- Facteur de force horizontal : $C_p = 0,8$
- Poids propre de l'acrotère : $W_p = 1,69 \text{ KN}$
- Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

IV.2.5. Calcul des sollicitations

IV.2.5.1. État limite ultime (E.L.U.R)

- Effort Normal de compression : $N_u = 1,35G = 1,35W_p = 1,35 \times 1,69 = 2,28 \text{ KN/ml}$;
- Moment fléchissant : $M_u = 1,5F_p \times h = 1,5 \times 0,81 \times 0,6 = 0,729 \text{ KN.m}$;
- Effort tranchant : $V_u = 1,5F_p = 1,5 \times 0,81 = 1,21 \text{ KN}$.

IV.2.5.2. État limite de service (E.L.S)

- Effort Normal de compression : $N_{\text{ser}} = G = W_p = 1,69 \text{ KN/ml}$;
- Moment fléchissant : $M_{\text{ser}} = F_p \times h = 0,81 \times 0,6 = 0,486 \text{ KN.m}$;
- Effort tranchant : $V_{\text{ser}} = F_p = 0,81 \text{ KN}$.

IV.2.5.3. Enrobage

Vu que la fissuration préjudiciable, on prend : $c = c' = 2 \text{ cm}$

IV.2.5.4. Calcul de l'excentricité

$$e_0 = e_1 + e_2 + e_a$$

- **Excentricité de 1er ordre**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,729}{2,28} = 0,31 \text{ m}$$

- **Excentricité additionnelle**

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{1}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}; 0,24 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

- **Excentricité de 2^{ème} ordre**

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h10^4} (2 + \alpha\Phi)$$

$$l_f = 2l = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m} \rightarrow l_f^2 = (1,2)^2 = 1,44 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_s}\right) = 10 \left(1 - \frac{0,729}{1,5 \times 0,486}\right) = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,44}{06 \times 10^4} (2 + 0) = 0,00144 \text{ m}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_0 = 0,00144 + 0,02 + 0,43 = 0,451 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{e_p}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} \\ e_0 = 0,451 \text{ m} \end{array} \right\} e_0 > \frac{e_p}{2} - c' \rightarrow 0,451 \text{ m} > 0,03 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures ou bien la section partiellement comprimé.

IV.2.6. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

- **État limite ultime (E.L.U.R)**

$$e_{uA} = e_0 + \left(d - \frac{e_p}{2}\right) = 0,451 + \left(0,09 - \frac{0,10}{2}\right) = 0,491 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_{uA} \times e_{uA} = 2,28 \times 0,491 = 1,120 \text{ KN.m}$$

- **État limite de service (E.L.S)**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,486}{1,69} = 0,287 \text{ m}$$

$$e_{sA} = e_0 + \left(d - \frac{e_p}{2} \right) = 0,383 + \left(0,09 - \frac{0,10}{2} \right) = 0,423 \text{ m}$$

$$M_{sA} = N_{sA} \times e_{sA} = 1,69 \times 0,423 = 0,715 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée :

$$(d - c')N_{uA} - M_{uA} \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_{uA} - M_{uA} = (0,09 - 0,02)2,28 - 1,12 = -0,96 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,20 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,85 \text{ KN.m}$$

$$-0,96 \text{ KN.m} < 24,85 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire : $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

IV.2.7. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

Le calcul se fait sur une section rectangulaire :

$$M_{uA} = N_{uA} \times e_{uA} = 2,28 \times 0,491 = 1,120 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}, h = 10 \text{ cm}, d = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

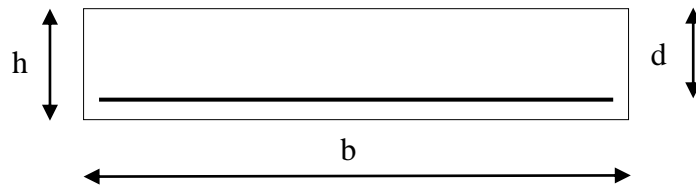


Figure IV-2 : Section d'acrotère à ferrailier

IV.2.7.1. État limite de compression du béton

$$\mu = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,12 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,20} = 0,0097$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1)$$

$$1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74 \rightarrow \alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392$$

$$\mu = 0,0097 < \mu_1 = 0,3920 \rightarrow A' = 0$$

Armatures comprimées non nécessaires.

IV.2.7.2. Calcul des paramètres caractéristiques de la section

- **Coefficient de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0097}) = 0,012$$

- **Ordonnée de la fibre neutre :**

$$y = \alpha \times d = 0,012 \times 0,09 = 0,0011 \text{ m}$$

- **Bras de levier du couple interne :**

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,012) = 0,09 \text{ m}$$

IV.2.7.3. Détermination de la section théorique des aciers tendus

- **Section théorique d'acier (section d'armatures en flexion simple)**

$$A_u = \frac{M_{uA}}{z_b \times \sigma_s} = \frac{1,12 \times 10}{0,09 \times 348} = 0,358 \text{ cm}^2$$

- **Section d'armatures en flexion composée**

$$A_{fc} = A_u - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,358 - \frac{2,28 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,292 \text{ cm}^2$$

IV.2.7.4. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 9 \times 2,1}{400} = 1,087 \text{ cm}^2$$

IV.2.7.5. Armatures principales

$$A_s = \max (A_{fc} ; A_u ; A_{\min}) = 1,087 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement**

D'après le B.A.E.L 91 : $e = \min (3h ; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$.

Nous avons adopté : 4T10 Soit : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

IV.2.7.6. Armatures de répartition

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

– **Espacement**

D'après B.A.E.L 91 : $e \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

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

Nous avons adopté : 4T10 soit : $A_r = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

IV.2.8. Vérification à l'E.L.S

Tableau IV-1 : Vérification à l'état limite de service de l'acrotère

Moment service	M_{ELS}	0,715 KN.m
Position de l'axe neutre	$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{1,13}{100} = 0,170 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,170 \times 9 = 3,05 \text{ cm}^2$ $y = -0,170 + \sqrt{0,170^2 + 3,05}$	1,59 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{100 \times 1,59^3}{3} + 15 \times 1,13(9-1,59)^2$	1064,68 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{0,715 \times 10^3}{1064,68}$	0,67 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y = 0,67 \times 1,59$	1,07 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,67(9-1,59)$	74,47 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$	1,07 MPa < 15 MPa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$	74,47 MPa < 400 MPa Condition vérifiée

IV.2.8.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$V_u = 1,5F_p = 1,5 \times 0,81 = 1,21 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,21}{0,09 \times 1} = 13,44 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.8.2. Détermination des contraintes dans l'acier tendue : σ_{st}

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{sA}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{715}{1064,68} (9 - 1,59) = 74,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 74,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

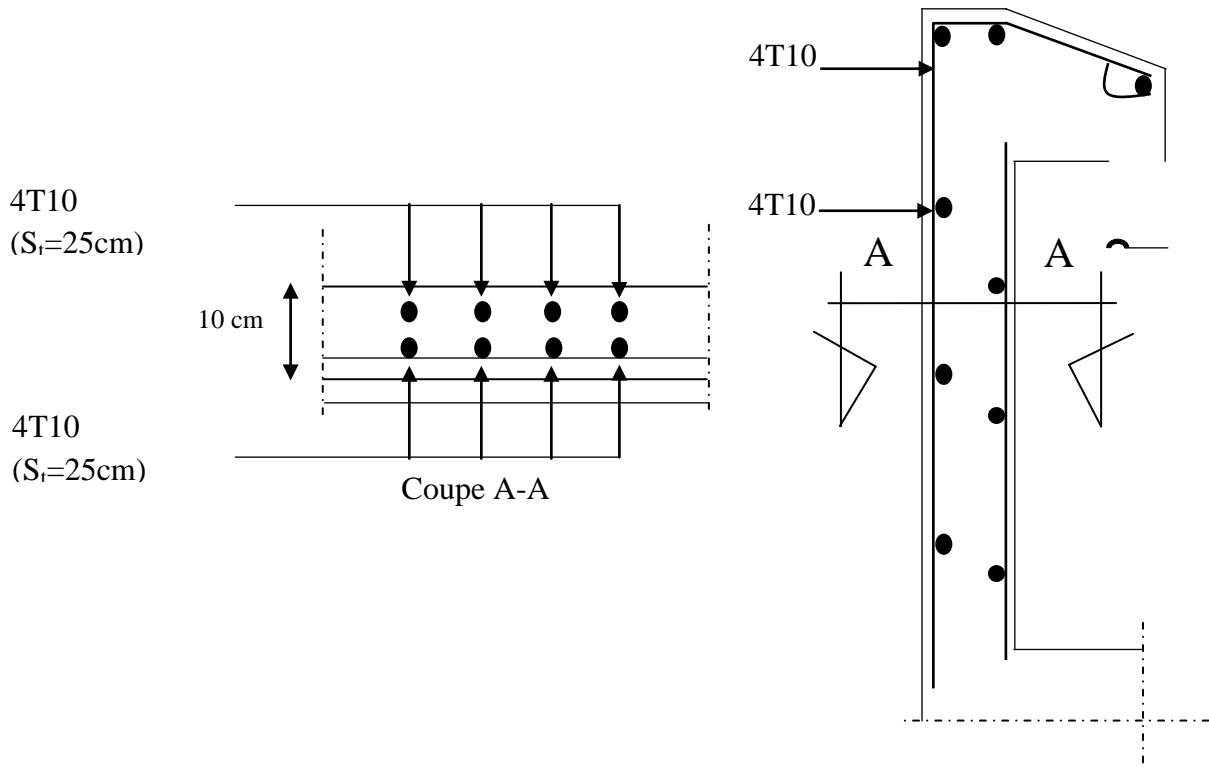


Figure IV-3 : Ferrailage de l'acrotère

IV.3. Balcon

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Notre ouvrage comporte deux types de balcon : dalle sur un seul appui, assimilé à une console de portée de 1,05 m et 0,80 m.

IV.3.1. Hypothèses de calcul

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml ;
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable
- Le balcon sera calculé en flexion simple.
- L'épaisseur des dalles pleines : $e = 15 \text{ cm}$

IV.3.2. Exemple de calcul type 01:

IV.3.2.1. Evaluation des charges et surcharges

Tableau IV-2 : Évaluation des charges et des surcharges Balcon

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité KN/m ²	Poids KN/m ²
1	Carrelage	0,020	20,00	00,40
2	Mortier de pose	0,020	20,00	00,40
3	Lit de sable	0,020	18,00	00,36
4	Dalle pleine	0,15	25,00	3,75
5	Enduit en ciment	0,020	18,00	00,36
Charge permanente				G = 5,27
Charge d'exploitation				Q = 3,5

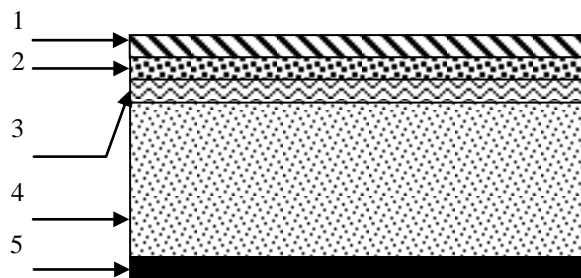


Figure IV-4 : Schéma représente détaille d'un balcon.

IV.3.2.2.2. Poids propre du mur

$$P = \delta \times b \times h \times 1\text{m} = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1\text{m} = 1,43 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ELU}} = 1,35P = 1,35 \times 1,43 = 1,93 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ELS}} = P = 1,43 \text{ KN}$$

IV.3.2.2.3. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_{\max} = -\frac{Q_{ELU} L^2}{2} - P_u L = -\frac{12.36 \times (1,05)^2}{2} - 1,93 \times 1,05 = -8,83 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_{ELU} \times L + P_{ELU} = 12.36 \times 1,05 + 1,93 = 14,90 \text{ KN}$$

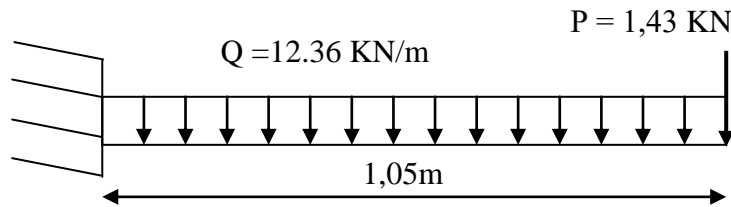


Figure IV-5 : Schéma représente le type de balcon

IV.3.2.3. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

Le calcul se fait sur une section rectangulaire :

\$b = 100 \text{ cm}\$, \$h = 15 \text{ cm}\$; \$d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm}\$

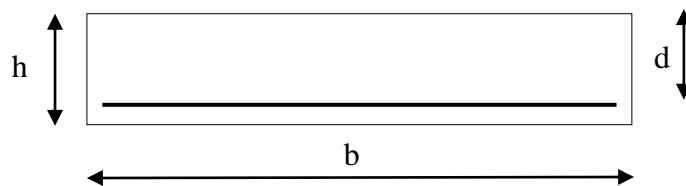


Figure IV-6 : Section de balcon à ferrailler

Tableau IV-3 : Calcul de ferrailage de balcon

Moment ultime \$M_u\$	\$M_u\$	8.83KN.m	$\mu = 0,034 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	\$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})\$	0,034	
Etat limite de compression du béton	\$\mu_l = 0,392\$	\$\mu < \mu_l\$	
Coefficient de la fibre neutre	\$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})\$	0,043	
Coefficient \$\beta\$	\$\beta = 1 - 0,4 \alpha\$	0,982	
Section d'aciers \$A_s\$	\$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)\$	3,70 cm ²	

Nous avons adopté : \$A_s = 3,70 \text{ cm}^2\$

IV.3.2.4. Condition non fragilité

Selon le B.A.E.L91 Article A-4.2.1

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{cal}} = 3,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Adopte}} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit: } 4\text{T8}/\text{ml}.$$

– Espacement

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42:

$$S_t = 33 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On adopte : $S_t = 12 \text{ cm}$

IV.3.2.5. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{Adopte}}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 ; A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{mL} \text{ soit: } 4\text{T8}/\text{ml}.$$

– Espacement

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42 :

$$S_t = 33 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On adopte : $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.3.3. Vérification a l'E.L.S

Tableau IV-4 : Vérification à l'état limite de service pour le balcon

Moment service	M_{ELS}	23,46 KN.m
Position de l'axe neutre	$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{12,32}{100} = 1,85 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,85 \times 18 = 66,53 \text{ cm}^2$ $y = -1,85 + \sqrt{1,85^2 + 66,53}$	6,51 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{100 \times 6,51^3}{3} + 15 \times 12,32(18 - 6,51)^2$	33593,80 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{23,46 \times 10^3}{33593,80}$	0,70 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y = 0,70 \times 6,51$	4,56 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,70(18 - 6,51)$	120,65 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$	4,56 MPa < 15 MPa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$	120,65 MPa < 400 MPa

IV.3.3.1. Contrainte de cisaillement

Selon le B.A.E.L 91 Article A-5.1.1 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{14,90 \times 10}{18 \times 100} = 0,08 \text{ MPa}$$

Selon le B.A.E.L 91 Article A.5.1, 211

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Contrainte d'adhérence

- Nombre d'armatures longitudinales tendues : $n = 5$

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{ cm} : \quad \text{Périmètre} \quad \text{d'armatures} \quad \text{tendues}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{14,90 \times 10^3}{0,9 \times 18 \times 5 \times 3,14 \times 10^2} = 0,058 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,058 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.3.2. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \min \{ 266,67 ; 201,63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{27,01 \times 10^3}{33593,80} (18 - 6,51) = 162,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 162,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.3.3. Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à: $F = F_1 + F_2$

- Flèche due à la charge répartie : $F_1 = \frac{QL^4}{8EI}$

- Flèche due à la charge concentrée : $F_2 = \frac{PL^3}{3EI}$

IV.3.3.4. Détermination du centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s} = \frac{100 \times 20 \times 10 + 15 \times 12,32 \times 18}{100 \times 20 + 12,32 \times 15} = 10,68 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 10,68 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 9,32 \text{ cm}$$

IV.3.4. Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{by_u^3}{3} + \frac{b(h - y_u)^3}{3} + 15A_s(d - y_u)^2$$

$$I = \frac{100(10,68)^3}{3} + \frac{100(20 - 9,32)^3}{3} + 15 \times 12,32(18 - 10,68)^2 = 9111446 \text{ cm}^4$$

$$F_1 = \frac{q_u \cdot L^4}{8EI} = \frac{14,80 \times 9111446^4}{8EI}$$

$$F_2 = \frac{p_u \cdot L^3}{3EI} = \frac{6,56 \times 1,70^3}{3EI}$$

$$F = \left[\frac{(11,10 \times 1,05)}{8} + \frac{(1,93)}{3} \right] \times \left[\frac{(1,70)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 15937,28 \times 10^{-5}} \right]$$

$$F = 0,048 \text{ cm}$$

$$F_{Adm} = \frac{L}{250} = \frac{105}{250} = 0,68$$

$$F = 0,048 \text{ cm} < F_{Adm} = 0,68 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

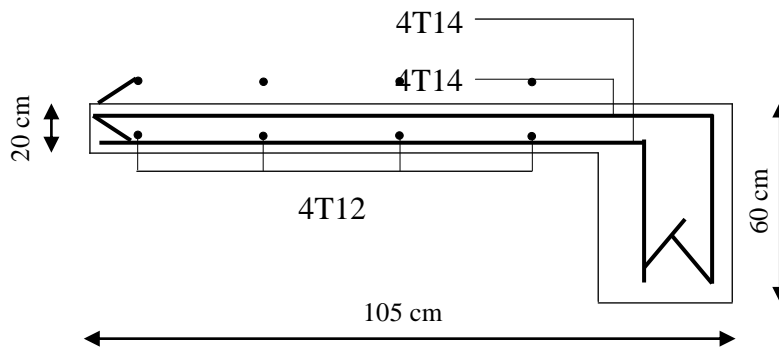


Figure IV-7 : Schéma de ferrailage pour le balcon

IV.3.5. Exemple de calcul type 02:

IV.3.5.1. Combinaison de charge

➤ ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 3,5 = 12,36 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = 1,35G = 1,35 \times 1,43 = 1.93 \text{ kN/ml}$$

➤ ELS :

$$Q_s = G + Q = 5,27 + 3,5 = 8,77 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = G = 1,43 \text{ kN/ml}$$

IV.3.5.2. Calcul des sollicitations maximales

• ELU :

$$0 \leq x \leq 0,8$$

$$T_u = Q_u \times x + p_u = 12,07 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{Q_u \times x^2}{2} + P_u \times x = 5,70 \text{ kN.m}$$

• ELS :

$$T_s = Q_s \times x + p_s = 8,64 \text{ KN.}$$

$$M_s = \frac{Q_s \times x^2}{2} + P_s \times x = 4,10 \text{ kN.m.}$$

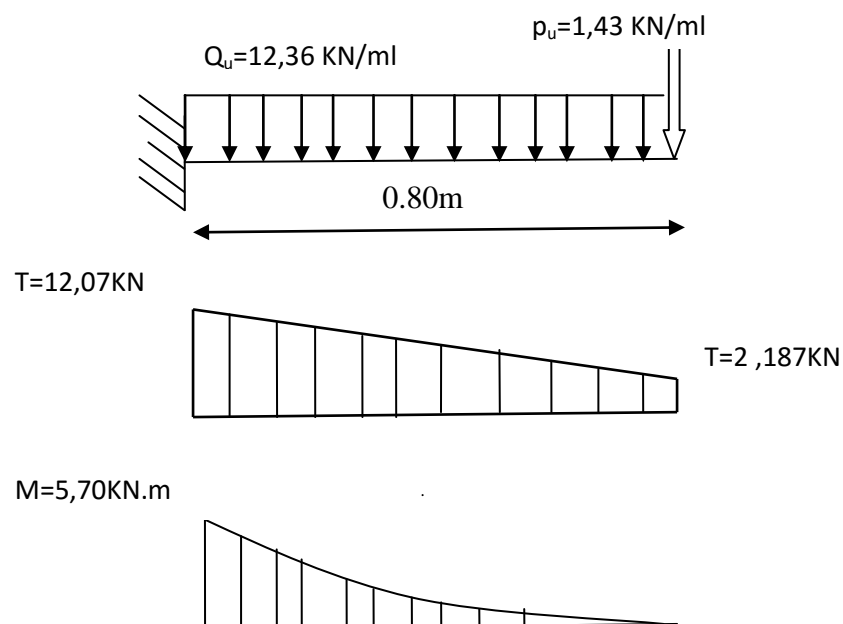


Figure IV-8 : Diagrammes moments et effort tranchant

IV.3.5.3. Calcul le ferrailage

$$h = 15\text{cm} ; b = 100\text{cm} ; d = 0,9 \times h = 13\text{cm} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ;$$

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; \sigma_b = 14,17\text{MPa} ; \sigma_s = 348\text{MPa}$$

ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5,70 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 130^2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5,70 \times 10^6}{348 \times 0,988 \times 130} = 127,52\text{mm}^2 = 1,28\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91)

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,57\text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1,57\text{cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{min} ; A_{st}) = 1,28\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{A_a = 4T10 = 3,14\text{cm}^2}$$

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

On prend : **e = 20cm**

Armatures de repartition:

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{A_r = 4T10 = 3,10\text{cm}^2}$$

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :(pour les armatures de répartition)

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

$$e \leq 40\text{cm}$$

On prend : **e = 20cm**

IV.3.5.4. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{12,07 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0,1\text{Mpa}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

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

$$\tau_u = 0,1\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

Condition vérifié.

Armatures transversales

$$\tau = 0,10\text{MPa} \leq 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

ELS :

Tableau IV-5 : Vérification à l'ELS de balcon

Moment (E.L.S)	M_s	4,20kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100}$ $= 0,678\text{cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 17,63\text{cm}^2$ $Y = 3,58\text{cm}^2$	3,58cm ²
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$	7545,75cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_s}{I} = \frac{4,20 \times 10^3}{7545,75}$ $= 0,557$	0,557 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot Y = 1,99\text{MPa}$	1,99MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y)$ $= 78,70\text{MPa}$	78,70MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	1,99MPa ≤ 15MPa
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$	78,70MPa < 400MPa

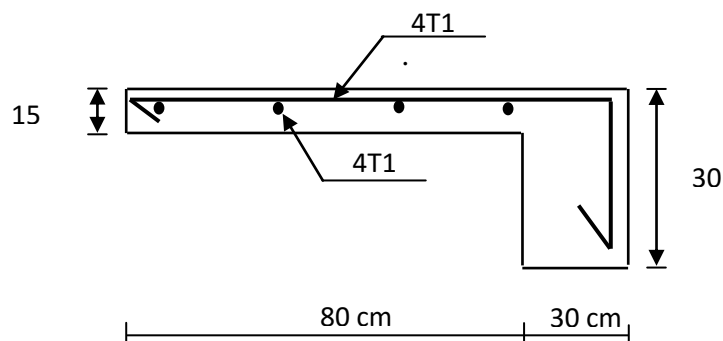


Figure IV-9 : Ferrailage de balcon.

IV.4. Escaliers

IV.4.1. Définition

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter.

IV.4.2. Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h".

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

Notre bâtiment dispose un seul type d'escalier :

- Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire

IV.4.3. Étude l'escalier

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort on doit vérifier les conditions suivantes :

La hauteur h des contres marches h : $15 \leq h \leq 20$

La largeur g se situe entre 25cm et 32cm : $25 \leq g \leq 32$

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$2h+g = m \text{ avec } 59 \leq m \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

Avec : $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H_0}{n}$

{ n:nombre de contre marche
n-1:nombre de marche

Pour déterminer g et h on utilise la relation de blondel :

On prend : h = 17 cm

$$2 \times (17) + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$g = 66 - 34 \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : g = 30 cm

On devise l'escalier en un type:

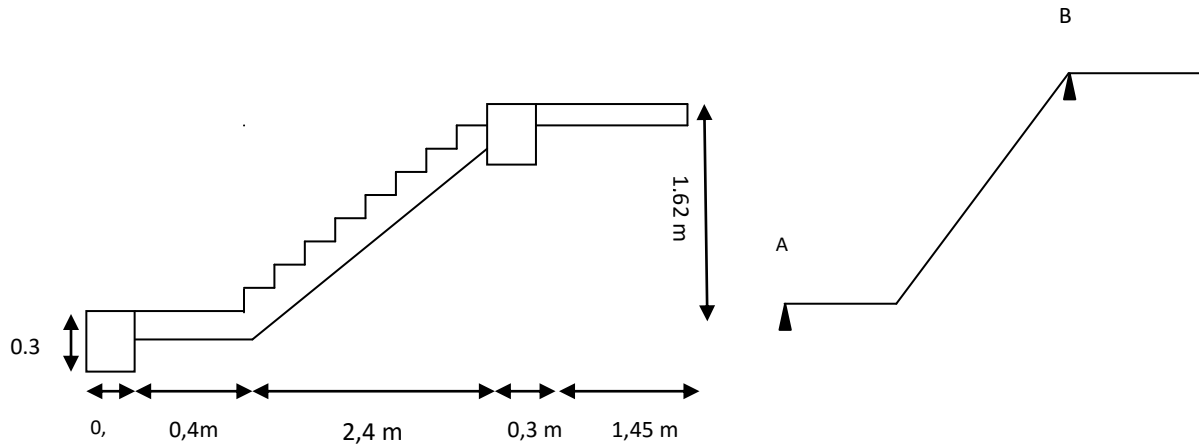


Figure IV-10 : Escalier avec schéma statique.

- Nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{0,17} = \frac{1,62}{0,17} = 9.52$$

- Nombre de marche :

$$(n-1) = (9-1) = 8$$

- Longueur de foulées :

$$L = (n-1) \times 0,3 = (9-1) \times 0,3 \Rightarrow L = 2,4 \text{ m}$$

- l'angle d'inclinaison :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \text{tg } \alpha = \frac{1,62}{2,40} = 0,675 \Rightarrow \alpha = 34^{\circ},01$$

- L'épaisseur de paillasse :

$$\text{condition de flèche: } \frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

$$L = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_{\text{paillasse}}} \Rightarrow L_{\text{paillasse}} = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{1,62}{\sin 34,01} = 2,94 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } \frac{4,15}{30} \leq e_p \leq \frac{4,15}{20} \Rightarrow 13,83 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,75 \text{ cm}$$

$$e_p = 15 \text{ cm}$$

Volée 2 :

Pour volée 2, les marches seront encastrer dans la poutre brisée donc on les modélise comme une console



Figure IV-11: Volée 2 avec schéma statique.

- Nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{0,17} = \frac{0,71}{0,17} = 4$$

- Nombre de marche :

$$(n - 1) = (4 - 1) = 3$$

- Longueur de foulée :

$$L = (n - 1) \times 0,3 = (4 - 1) \times 0,3 \Rightarrow L = 0,9 \text{ m}$$

- l'angle d'inclinaison :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \text{tg } \alpha = \frac{0,71}{0,90} = 0,78 \Rightarrow \alpha = 38^{\circ},27$$

- L'épaisseur de paillasse :

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

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_{\text{paillasse}}} \Rightarrow L_{\text{paillasse}} = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{0,71}{\sin 38,27} = 1,05 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{3,50}{30} \leq e_p \leq \frac{3,05}{20} \Rightarrow 11,67 \text{ cm} \leq e_p \leq 17,5 \text{ cm}$$

$$e_p = 15 \text{ cm}$$

IV.4.4. Combinaisons de charge :

Les combinaisons de charge pour une bonde 1m sont :

Tableau IV-6 : les combinaisons des charges de l'escalier.

Les charges Les éléments	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	E.L.U(KN/m ²) 1,35G + 1,5Q	E.L.S(KN/m ²) G + Q
Paillasse	7,27	2,50	13,56	9,77
palier	4,86	2,50	10,31	7,36

IV.4.5. Calcul d'escalier

IV.4.5.1. Détermination des efforts internes :

a) Détermination des efforts internes l'ELU:

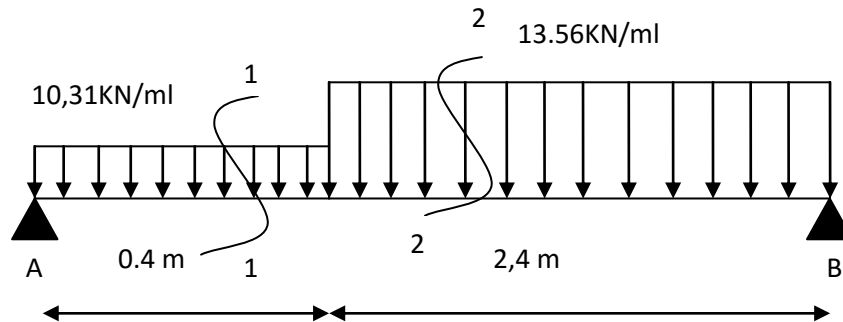


Figure IV-12 : Schéma statique d'escalier (ELU)

$$\sum F/y = 0 = R_{A/Y} + R_{B/Y} = 36,66 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = - 2,8 R_{B/Y} + 13,56 \times 2,4 \times 1,6 + 10,31 \times 0,4 \times 0,2 = 0$$

$$R_{B/Y} = 18,89 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 2,8 R_{A/Y} - 10,31 \times 0,4 \times 2,6 - 13,56 \times 2,4 \times 1,2 = 0$$

$$R_{A/Y} = 17,79 \text{ KN}$$

Section (1-1) : $0 \leq x \leq 0,4$

$$-T + 17,79 - 10,31 x = 0$$

$$T = 17,79 - 10,31 x : \begin{cases} T(x = 0) = 17,79 \text{ KN} \\ T(x = 0,4) = 13,67 \text{ KN} \end{cases}$$

$$-M + 17,79x - 10,31 \times \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M = 17,79x - 10,31 \times \frac{x^2}{2} : \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{KN} \\ M(x=0,4) = 6,34 \text{KN} \end{cases}$$

Section (2-2) : $0,4 \leq x \leq 2,8$

$$T = 17,79 - 10,31 \times 0,4 - 13,56(x-0,4) \quad \begin{cases} T(x=0,4) = 13,67 \text{KN} \\ T(x=2,8) = -18,87 \text{KN} \end{cases}$$

$$M = 17,79x - 10,31 \times 0,4 \left(x - \frac{0,4}{2} \right) - 13,56 \frac{(x-0,4)^2}{2} : \begin{cases} M(x=0,4 \text{ m}) = 6,29 \text{KN} \\ M(x=2,8 \text{ m}) = 0 \text{KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow T = 13,66 - 13,56(x-0,4) = 0$$

$$x = \frac{19,12}{13,56} = 1,41 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(x=1,41 \text{ m}) = 14,83 \text{ KN.m}$$

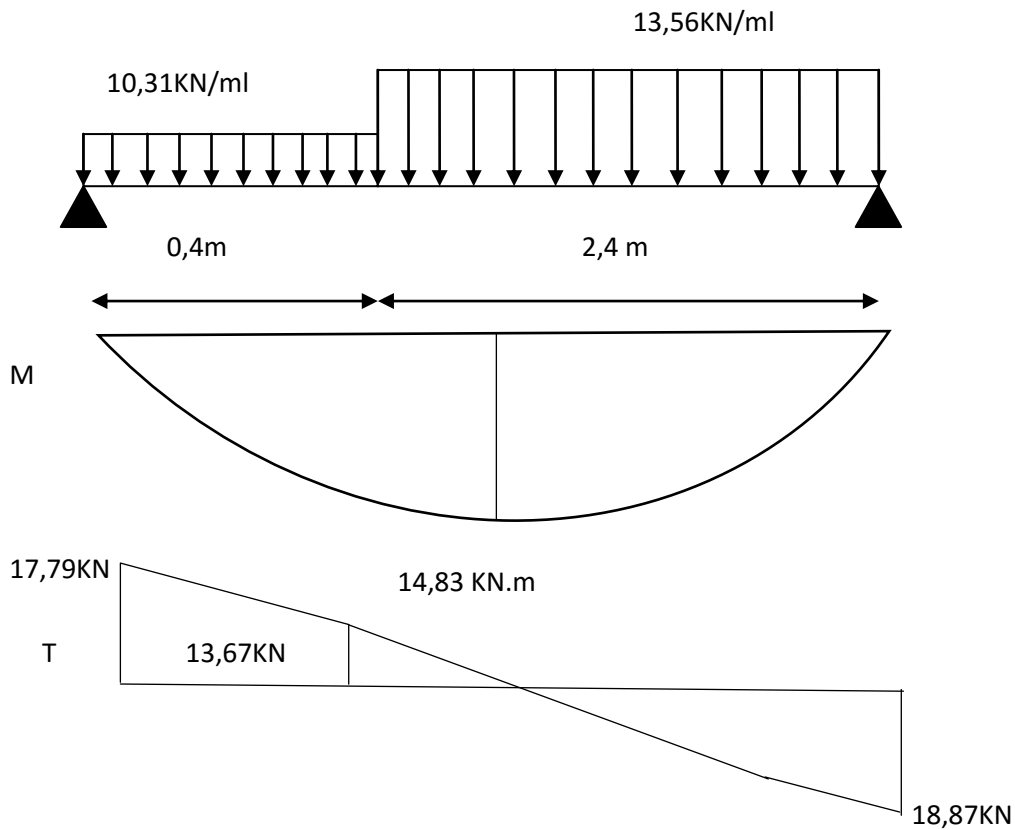


Figure IV-13 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

Moment sur appui : $0,4 \times M_{\max} = 0,4 \times 14,83 = 5,93 \text{ KN.m}$.

Moment en travée : $0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 14,83 = 12,60 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_{\max} = 18,87 \text{ KN}$

b) Déterminations des efforts internes I'ELS.

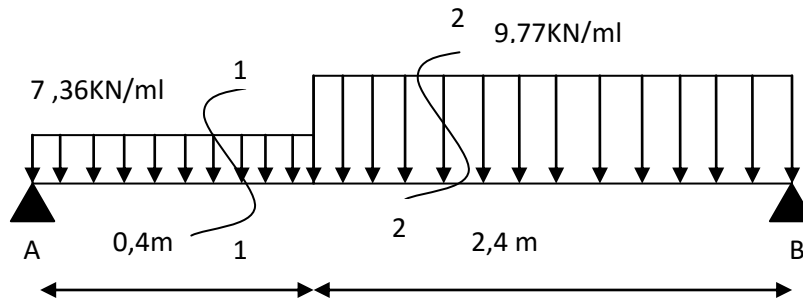


Figure IV-14 : Schéma statique d'escalier (ELS)

$$\sum F/y = 0 = R_{A/Y} + R_{B/Y} = 26,38 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 2,8 R_{B/Y} - 9,77 \times 2,4 \times 1,6 - 7,36 \times 0,4 \times 0,2 = 0$$

$$R_{B/Y} = 13,60 \text{ KN / ml}$$

$$\sum M/B = -2,8 R_{A/Y} + 7,36 \times 0,4 \times 2,6 + 9,77 \times 2,4 \times 1,2 = 0$$

$$R_{A/Y} = 12,78 \text{ KN / ml}$$

Section (1-1) : $0 \leq x \leq 0,4$

$$-T + 12,78 - 7,36x = 0$$

$$T = 12,78 - 7,36x : \begin{cases} T(x=0) = 12,78 \text{ KN} \\ T(x=0,4) = 9,84 \text{ KN} \end{cases}$$

$$-M + 12,78x - 7,36 \times \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M = 12,78x - 7,36 \times \frac{x^2}{2} : \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN} \\ M(x=0,4) = 4,53 \text{ KN} \end{cases}$$

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Section (2-2) :

$$0,40 \leq x \leq 2,8$$

$$T = 12,78 - 7,36 \times 0,4 - 9,77(x - 0,4) : \begin{cases} T(x = 0,4) = 9,84 \text{ KN} \\ T(x = 2,8) = -13,60 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M = 12,78x - 7,36 \times 0,4 \left(x - \frac{0,4}{2} \right) - 9,77 \frac{(x - 0,4)^2}{2} : \begin{cases} M(x = 0,4 \text{ m}) = 4,53 \text{ KN} \\ M(x = 2,8 \text{ m}) = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M \text{ max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow T = 9,84 - 9,77(x - 0,4) = 0$$

$$x = \frac{5,94}{9,77} = 0,60 \text{ m}$$

$$M \text{ max} = M(x = 0,60 \text{ m}) = 6,34 \text{ KN.m}$$

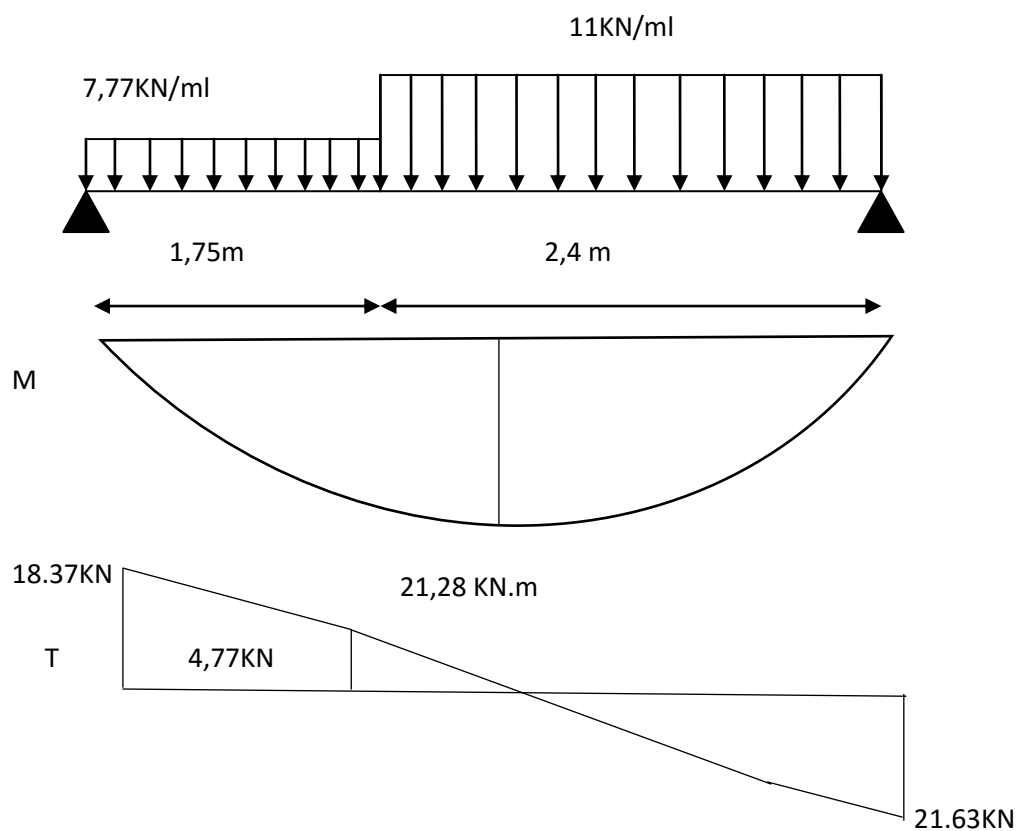


Figure IV-15 : diagrammes des efforts internes à l'ELS.

Moment en travée : $0.85 \times M_{\text{max}} = 0.85 \times 6,34 = 5,39 \text{ KN.m}$.

Moment en appui : $0.4 \times M_{\text{max}} = 0.3 \times 6,34 = 1,9 \text{ KN.m}$.

Effort tranchant : $T_{\text{max}} = 13,60 \text{ KN}$.

IV.4.5.2. Ferrailage d'escalier à ELUR :

a) Calcul des armatures longitudinales :

a.1) Ferrailage en travée :

$$b = 100\text{cm} \quad h = 15\text{cm} \quad d = 13,5\text{cm} \quad c = 2\text{cm}$$

$$M_{tu} = 12,60\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{12,60 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 13,5^2} = 0,048$$

$$\mu = 0,048 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,048)}}{2} = 0,974$$

$$A_1 = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12,60 \times 10^3}{348 \times 0,974 \times 13,5} = 2,75 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :** (Art A-4.2.1 BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{lt} = 2,75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On prend $A_a = \max (A_{\min}, A) = 2,75 \text{ cm}^2$

On adopte : **5 T 14 = 7,70 cm²**

- **L'espacement :** (Art A-8.2.42 BAEL 91)

$$e \leq \min (3 \times h, 33 \text{ cm}) = \min (45\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On prend $e = 20 \text{ cm}$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{lt}}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,925 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T 10 = 3,14 cm²**

a.2) Ferrailage sur appuis :

$$M_{au} = 5,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5,93 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 13,5^2} = 0,022$$

$$\mu = 0,022 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,022)}}{2} = 0,988$$

$$A_1 = \frac{M_{au}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5,93 \times 10^3}{348 \times 0,988 \times 13,5} = 1,277 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :** (Art A-4.2.1 BAEL 91)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{la} = 1,74 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On prend : $A_a = \max (A_{min}, A) = 1,27 \text{ cm}^2$

On adopte : **$A_a = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$** .

- **L'espacement :** (Art A-8.2.42 BAEL 91)

$$e \leq \min (3 \times h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

En Appuis:

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

- **Armature de répartition :**

D'après le BAEL BAEL91

$$A_r = \frac{A_{la}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **$4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$**

IV.4.5.3. Les vérifications

a) Vérification de la Contrainte de cisaillement:

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu préjudiciable

$$T_{u\max} = 18,87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \times d} = \frac{18,87 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,13 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification de la contrainte de compression:

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_{u\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

$$\text{Avec : } a = \min \{ \hat{a}; 0,9 \times d \}$$

$$\hat{a} = b - 2 \times c = 1000 - 2 \times 30 = 940 \text{ mm}$$

$$a = \min \{ 940; 121,5 \} = 121,5 \text{ mm}$$

$$T_{u\max} = 18,87 \text{ KN} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 1000 \times 121,5 = 810 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification les armatures longitudinale :

$$A_s \geq \frac{T_{u\max} + \frac{M_{u\max}}{0,9 \times d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{18,87 \times 10^3 + \frac{12,60 \times 10^6}{0,9 \times 135}}{\frac{400}{1,15}} = 6,80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,70 \text{ cm}^2 \geq 6,80 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

e) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

Tableau IV-07 : vérification des contraintes à ELS d'escalier.

Position	As (cm ² /ml)	M ser (KN. m)	Y ₁ (cm)	I (cm ⁴)	K MPa/c m	σ _b (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
Travée	7,70	18,09	4,546	12391,7 1	1,46	6,60	196,07	vérifiée
Appuis	5,65	4,01	4,01	9781,96	0,65	2,61	92,53	vérifiée

IV.4.6. Etude de la console d'escalier :

IV.4.6.1. Détermination des efforts internes :

a) Détermination des efforts internes l'ELU:

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10,31 \text{ KN / ml}$$

a.1) Le moment :

$$M_u = -\frac{P_u \times L^2}{2}$$

$$M_u = -\frac{10,31 \times 1,2^2}{2}$$

$$M_u = -7,82 \text{ KN.m}$$

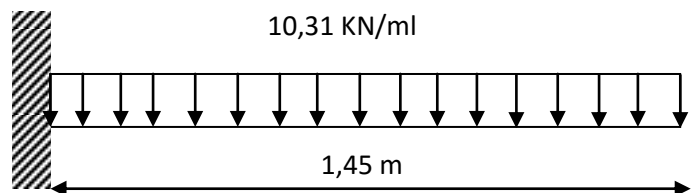


Figure IV-16 : La charge appliquée a ELU.

a.2) Effort tranchant :

$$V_u = P_u \times L$$

$$V_u = 10,31 \times 1,2$$

$$V_u = 13,03 \text{ KN}$$

b) Détermination des efforts internes l'ELS:

$$P_s = G + Q = 7,36 \text{ KN / ml}$$

b.1) Le moment M :

$$M_s = -\frac{P_s \times L^2}{2}$$

$$M_s = -\frac{7,36 \times 1,2^2}{2}$$

$$M_s = -5,60 \text{ KN.m}$$

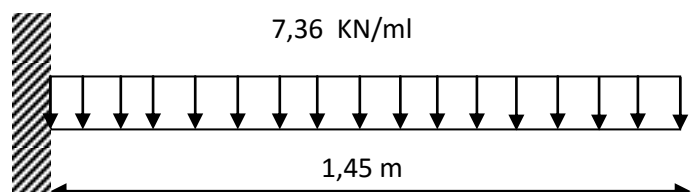


Figure IV-17: La charge appliquée a ELS.

b.2) Effort tranchant V:

$$V_s = P_s \times L$$

$$V_s = 7,36 \times 1,2$$

$$V_s = 9,32 \text{ KN}$$

IV.4.6.2. Ferrailage d'escalier à ELUR :

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 15 \text{ cm} \quad d = 13,5 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{7,82 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 13,5^2} = 0,030$$

$$\mu = 0,024 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,030)}}{2} = 0,984$$

$$A_1 = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7,82 \times 10^3}{348 \times 0,984 \times 13,5} = 1,70 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :** (Art A-4.2.1 BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 1,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On prend : $A_a = \max (A_{\min}, A) = 1,70 \text{ cm}^2$

On adopte : **$A_a = 5T14 = 7,70 \text{ cm}^2$** .

- **L'espacement :** (Art A-8.2.42 BAEL 91)

$$e \leq \min (3 \times h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

En Appuis:

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Armature de répartition :**

D'après le BAEL BAEL91

$$A_r = \frac{A_1}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,925\text{cm}^2$$

On adopte : **4T10=3,14cm²**

IV.4.6.3. Les vérifications :

a) Vérification de la Contrainte de cisaillement:

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu préjudiciable :

$$T_{u\max} = 13,03\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \times d} = \frac{13,03 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,10\text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,10\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

Tableau IV-08 : vérification des contraintes à ELS de la console d'escalier.

Position	As (cm ² /ml)	M ser (KN. m)	Y ₁ (cm)	I (cm ⁴)	K MPa/c m	σ _b (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
Appui	7,70	5,60	4,546	12391,7 1	0,45	2,05	60,70	vérifiée

IV.4.7. Volée 2 :

Les marches de ce Volée sont encastées dans une poutre brisée, donc le ferrailage est basé sur le calcul d'une console.

IV.4.7.1 Détermination des efforts internes

a) Détermination des efforts internes l'ELU:

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 13,56 \text{ KN / ml}$$

a.1) Le moment :

$$M_u = -\frac{13,36 \times 1,2^2}{2}$$

$$M_u = -10,96 \text{ KN.m}$$

a.2) Effort tranchant :

$$V_u = 13,36 \times 1,2$$

$$V_u = 18,28 \text{ KN}$$

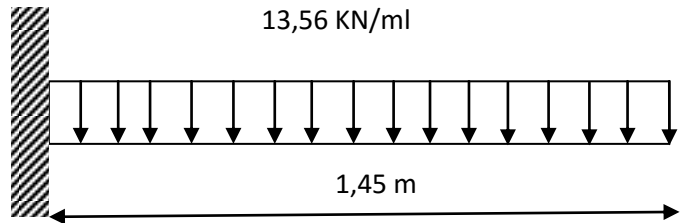


Figure IV-18 : Schéma statique de volée 2 à ELU

b) Détermination des efforts internes l'ELS:

$$P_s = G + Q = 9,77 \text{ KN / ml}$$

$$M_s = -\frac{9,77 \times 1,2^2}{2} \quad \text{b.1) Le moment :}$$

$$M_s = -7,92 \text{ KN.m}$$

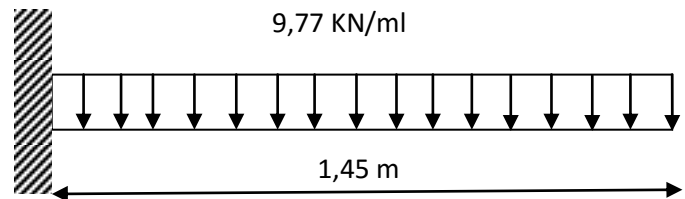


Figure IV-19 : Schéma statique de volée 2 à ELS

b.2) Effort tranchant :

$$V_s = 9,77 \times 1,2$$

$$V_s = 13,2 \text{ KN}$$

IV.4.7.2. Ferrailage de volée à ELUR :

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 15 \text{ cm} \quad d = 13,5 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{10,96 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 13,5^2} = 0,042$$

$$\mu = 0,042 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,042)}}{2} = 0,978$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10,96 \times 10^3}{348 \times 0,978 \times 13,5} = 2,38 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :** (Art A-4.2.1 BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{la} = 2,38 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On prend : $A_a = \max (A_{\min}, A) = 2,38 \text{ cm}^2$

On adopte : **$A_a = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$** .

- **L'espacement :** (Art A-8.2.42 BAEL 91)

$$e \leq \min (3 \times h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

En Appuis:

$$S_r = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

- **Armature de répartition :**

D'après le BAEL91 :

$$A_r = \frac{A_1}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : **$4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$**

IV.4.7.3. Les vérifications :

a) Vérification de la Contrainte de cisaillement:

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

$$T_u \text{ max} = 18,28 \text{ KN}$$

$$\tau_{uv} = \frac{T_u \text{ max}}{d \times b} = \frac{18,28 \times 10^3}{135 \times 1000} = 0,13 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : (Art A - 5.1.211 BAEL 91):

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\tau_{lim} = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_{lim} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uv} = 0,13 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

b) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

Tableau IV-09 : vérification des contraintes à ELS de volée 2.

Position	As (cm ² /ml)	M ser (KN. m)	Y ₁ (cm)	I (cm ⁴)	K MPa/c m	σ _b (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
Appui	4,52	7,92	3,654	8200	0,96	3,23	141,78	vérifiée

Tableau IV-10 : tableau récapitulatifs d l'escalier.

		Armatures principales A _p				Armatures de répartition	
position		A _{cal}	A _{min}	A _{adopté}	Le choix	A _{répartition}	Le choix
escalier	Appui	1,91	1,63	7,70	5T14	1,925	4T10
	travée	5,64	1,63	5,65	5T12	1,4125	4T10
volée2		2,38	1,63	4,52	4T12	1,13	4T10

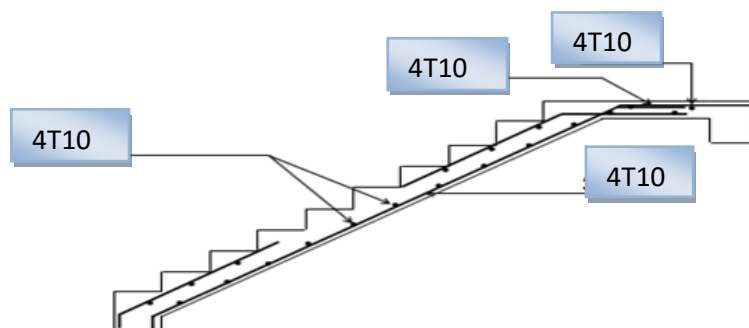


Figure IV -20 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

CHAPITRE V

ÉTUDE DES PLANCHERS

V.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments de la structure portante, destiné essentiellement à recevoir les actions variables d'exploitation afin de reporter sur les éléments porteurs verticaux qui les descendront aux fondations. Les planchers sont soit :

- En corps-creux constitué par des poutrelles sur lesquelles reposent les corps-creux, l'ensemble est recouvert par une dalle de compression en béton légèrement armé.
- A dalle plane en béton armé.

V.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression. Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle
- Dalle de compression.

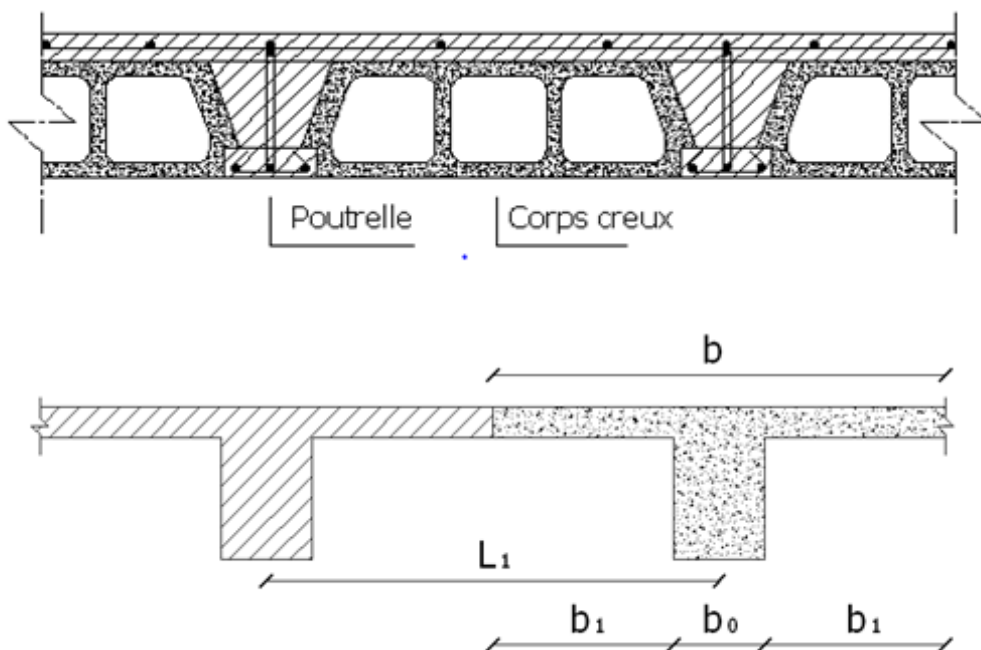


Figure V-1 : Plancher à corps creux

V.2.1. Poutrelles :

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers. Ils ont une épaisseur faible par rapport à leurs dimensions en plan ; leur fonction principale est de résister et de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

V.2.2. Dalle de compression :

Une dalle de compression est une couche de béton de plus de 4cm que l'on coule pour faire un plancher, la dalle de compression est toujours armée, c'est-à-dire qu'on pose un treillis soudé (barres de fer) dans l'épaisseur pour la rendre encore plus résistante.

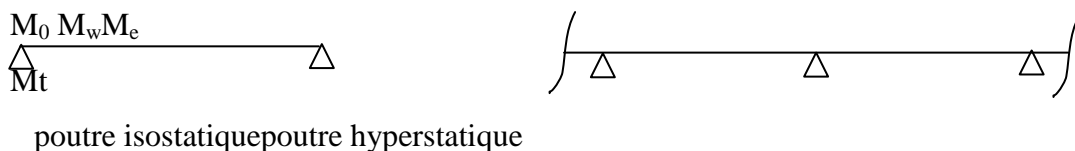
V.3. Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite "méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes. si l'un de ces conditions n'est pas vérifié il y a un autre méthode qui s'appelle "méthde de caquot».

V.3.1. Méthode Forfaitaire :

V.3.1.1. Principe de la méthode forfaitaire :

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques " M_0 " de la travée indépendante.



Le BAEL 91 (Art .B.6.210) propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées.

- Plancher à surcharge modérée ($Q < \text{Min} (2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 L_i / (L_i + 1) < 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ($I = \text{constant}$).
- Fissuration peu préjudiciable.

V.3.1.2. Valeurs des moments :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q et soit α coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

V.3.1.3. En travées :

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_w et M_e doivent vérifier a. En travées Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha, M_0) \right]$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1 + 0,3\alpha, M_0/2 \text{ dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha, M_0/2 \text{ dans une travée de rive.} \end{cases}$$

M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante ;

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée ;

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée ;

M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée.

α : $Q/(G + Q)$ Le rapport de la charge d'exploitation a la somme des charges permanentes Et d'exploitations.

a) Sur appuis :

a.1) Moment sur appui intermédiaire :

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

0.6 M_0 pour une poutre à deux travées.

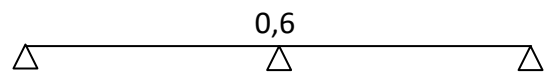
0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

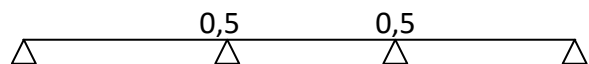
M_0 : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré.

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

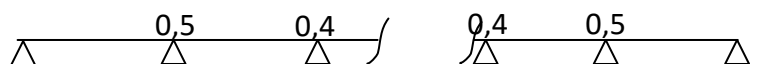
- Cas de deux travées



- Cas de trois travées :



- Cas de plus de trois travées :



a.2) Moment sur appui de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $(0.20 \times M_0)$.

V.3.1.4. Evaluation des efforts tranchants :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

a) a droite de travée :

$$a=L \frac{1}{1+\sqrt{\frac{M_e+M_t}{M_w+M_t}}} T_w = -2 \frac{M_w+M_t}{a}$$

b) a gauche de travée :

$$b=L \frac{1}{1+\sqrt{\frac{M_w+M_t}{M_e+M_t}}} T_e = -2 \frac{M_e+M_t}{b}$$

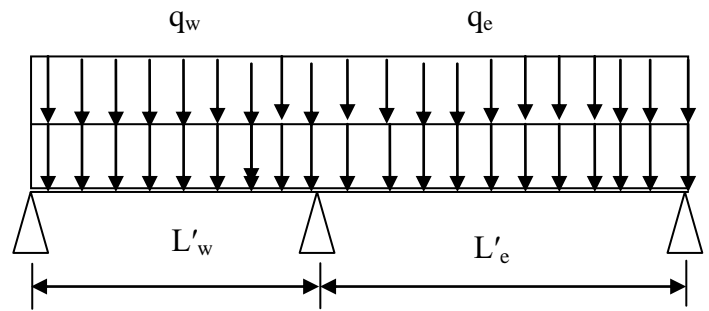


Figure V-1 : Schéma d'une poutre continue.

V.3.2. Méthode de Caquot :

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé

$$(Q > \min (2G; 5\text{KN/m}^2))$$

-Principe de la méthode Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de

- la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.

- l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

V.3.2.1. Évaluation des moments :

a) Moment sur appuis (M_A) :

Pour une charge répartie

$$M_q = \frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$$

- $q_{w,e}$: la valeur de la charge réduit à droite et à gauche d'appuis.
- l : la longueur réduite de chaque travée
- $l = l'$ pour les travée de rive .
- $l = 0,8l$ pour les travée intermédiaire .

b) effort tranchant :

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \times l}{2} \\ V_e = V_w + q \times l \end{cases}$$

c) Moment en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant est nul on nomme X_0 l'abscisse à partir de l'appui gauche (w).

Dans notre projet les travée ne comporte pas de force concentré , on a uniquement des charges répartés constantes (q) ,il est évident que :

$$X_0 = \frac{-V_w}{q}$$

le moment en travée vaut : $M_t = M_w - V_w \times X_0 - \frac{q \times X_0^2}{2}$

V.4. calcul de Plancher étages courant :

V.4.1. calcul des efforts internes M,V:

V.4.1.1. les types des poutrelles :

On a deux (02) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs des travées

Tableau V-1 : Les schéma statique des poutrelle de l'étage courant.

Type	Schéma statique
Type01	
Type02	

V.4.1.2. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$;
 $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < (2G = 10,20 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq 10,08 \text{ KN/m}^2$ *Condition vérifiée.*
- Poutrelle à d'inertie constante ($I = \text{cte}$)..... *Condition vérifiée.*
- Fissuration peu préjudiciable *Condition vérifiée.*
- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Tableau V-2 : Le rapport entre les travée successives.

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
Longueur	3,05	2,85	3,35	3,15	3,35	2,85	3,05
Rapport	1,07	0,85	1,06	0,94	1,17	0,93	

$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$ Condition vérifiée.

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les planchers étages donc la méthode forfaitaire est applicable.

V.4.1.3. sollicitations et combinaisons des charges :

D'où : $G = 5,04 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$q_u = (1,35G + 1,5Q) = 1,35(5,04) + 1,5(1,5) = 9,054 \text{ KN/ml}$

$q_s = G + Q = 5,04 + 1,5 = 6,54 \text{ KN/ml}$

$\alpha = Q/(G + Q) = 1,50/(5,04 + 1,50) = 0,22$

$(1 + 0,3\alpha, = 1,07 > 1,05$, donc : on doit tenir compte de 1,07

$(1,2 + 0,3\alpha, = 0,63$ (travée de rive)

$(1 + 0,3\alpha, = 0,53$ (travée intermédiaire)

$P_u = 9,054 \times 0,65 = 5,88 \text{ KN/ml}$

$P_s = 6,54 \times 0,65 = 4,25 \text{ KN/ml}$

V.4.1.4. Exemple de Calcul des efforts internes type 01 :

a) Les moments (M) :

Moment isostatique :

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

travée AB :

$$\text{ELU : } M_0 = \frac{5,88 \times 3,05^2}{8} = 6,83 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_0 = \frac{4,25 \times 3,05^2}{8} = 4,94 \text{ KN.m}$$

travée BC :

$$\text{ELU : } M_0 = \frac{5,88 \times 2,85^2}{8} = 5,97 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_0 = \frac{4,25 \times 2,85^2}{8} = 4,31 \text{ KN.m}$$

travée CD :

$$\text{ELU : } M_0 = \frac{5,88 \times 3,35^2}{8} = 8,24 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_0 = \frac{4,25 \times 3,35^2}{8} = 5,96 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

- Appuis de rive :

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0,2 M_0$

$$\text{ELU : } M_A = M_D = -0,2 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{CD}) = -0,2 \times \max () = -1,64 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } M_A = M_D = -0,2 \times \max (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -0,2 \times \max (4,31 ; 5,96) = -1,19 \text{ KN/ml}$$

- Appuis intermédiaires

Appuis B

$$\text{ELU : } M_B = -0,6 \times \max (M_0^{BA} ; M_0^{BC}) = -0,5 \times \max (6,83 ; 5,97) = -3,41 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } M_B = -0,5 \times \max (M_0^{BA} ; M_0^{BC}) = -0,5 \times \max (4,94 ; 4,31) = -3,57 \text{ KN/ml}$$

Appuis C

$$\text{ELU : } M_C = -0,5 \times \max (M_0^{CB} ; M_0^{CD}) = -0,5 \times \max (5,97 ; 8,24) = -4,12 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } M_C = -0,5 \times \max (M_0^{CB} ; M_0^{CD}) = -0,5 \times \max (4,31 ; 5,96) = -2,98 \text{ KN/ml}$$

Moments en travées :

- moment en travée pour condition 1

$$M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

travée AB :

Étude d'un bâtiment à usage d'habitation en R+5.

$$\text{ELU : } M_t \geq \max [1,05 \times 6.83 ; (1 + 0,3(0,229))6.83] - \frac{1.64+3,41}{2} \quad M_t = 4.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_t \geq \max [1,05 \times 4.31 ; (1 + 0,3(0,229))4.31] - \frac{1.19+2,47}{2} \quad M_t = 3.45 \text{ KN.m}$$

travée BC :

$$\text{ELU : } M_t \geq \max [1,05 \times 5.97 ; (1 + 0,3(0,229))5.97] - \frac{3,41+4,12}{2} \quad M_t = 2,62 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_t \geq \max [1,05 \times 4.31 ; (1 + 0,3(0,229))4.31] - \frac{2,47+2,98}{2} \quad M_t = 1.88 \text{ KN.m}$$

travée CD :

$$\text{ELU : } M_t \geq \max [1,05 \times 8.24 ; (1 + 0,3(0,229))8.24] - \frac{4,12+1,64}{2} \quad M_t = 5.92 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_t \geq \max [1,05 \times 5,96 ; (1 + 0,3(0,229))5,96] - \frac{2,98+1,19}{2} \quad M_t = 4,28 \text{ KN.m}$$

- moment en travée pour condition 2 :

travée de rive :

$$M_{tr} \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

travée AB :

$$\text{ELU : } M_{tr} \geq (1,2 + 0,3(0,229)) \frac{6,83}{2} \quad M_{tr} = 4,30 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{tr} \geq (1,2 + 0,3(0,229)) \frac{4,94}{2} \quad M_{tr} = 3,11 \text{ KN.m}$$

travée CD :

$$\text{ELU : } M_{tr} \geq (1,2 + 0,3(0,229)) \frac{8,24}{2} \quad M_{tr} = 5,19 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{tr} \geq (1,2 + 0,3(0,229)) \frac{5,96}{2} \quad M_{tr} = 3,75 \text{ KN.m}$$

travée intermédiaires BC:

$$M_{ti} \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$\text{ELU : } M_{tr} \geq (1 + 0,3(0,229)) \frac{5,97}{2} \quad M_{tr} = 3,16 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{tr} \geq (1 + 0,3(0,229)) \frac{4,31}{2} \quad M_{tr} = 2,28 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant V :

ELU :

travée AB :

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \quad a = 3,05 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3,41 + 4,78}{1,64 + 4,78}}} = 1,43 \text{ m}$$

$$b = L - a \quad b = 3,05 - 1,43 = 1,62 \text{ m}$$

$$T_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \quad T_w = -2 \frac{1,64 + 4,78}{1,43} = -8,98 \text{ KN}$$

$$T_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b} \quad T_e = 2 \frac{3,41 + 4,78}{1,62} = 10,11 \text{ KN}$$

travée BC :

$$a = 2,85 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4,12 + 2,62}{3,41 + 2,62}}} = 1,34 \text{ m} \quad b = 2,85 - 1,34 = 1,62 \text{ m}$$

$$T_w = -2 \frac{3,41 + 2,62}{1,34} = -9 \text{ KN} \quad T_e = 2 \frac{4,12 + 2,62}{1,64} = 13,20 \text{ KN}$$

travée CD :

$$a = 3,35 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1,64 + 5,92}{4,12 + 5,92}}} = 1,79 \text{ m} \quad b = 3,35 - 1,79 = 1,56 \text{ m}$$

$$T_w = -2 \frac{4,12 + 5,92}{1,79} = -11,21 \text{ KN} \quad T_e = 2 \frac{1,64 + 5,92}{2,111,56} = 9,69 \text{ KN}$$

ELS :

travée AB :

soit a ELU ou ELS les distances a et b reste les même :

$$a = 1,43 \text{ m} \quad b = 1,62 \text{ m}$$

$$T_w = -2 \frac{1,19 + 3,45}{1,43} = -6,48 \text{ KN} \quad T_e = 2 \frac{2,47 + 3,45}{1,61} = 7,35 \text{ KN}$$

travée BC :

$$a = 1,34 \text{ m} \quad b = 1,46 \text{ m}$$

$$T_w = -2 \frac{2,47 + 1,88}{1,34} = -6,30 \text{ KN} \quad T_e = 2 \frac{2,98 + 1,88}{1,46} = 6,66 \text{ KN}$$

travée CD :

$$a = 1,79 \text{ m} \quad b = 1,56 \text{ m}$$

$$T_w = -2 \frac{2,98 + 4,28}{1,79} = -8,11 \text{ KN} \quad T_e = 2 \frac{1,19 + 4,28}{1,56} = 7,05 \text{ KN}$$

CHAPITRE V : ÉTUDE DES PLANCHERS

Les tableau suivant résume le calcul et donne les résultats de chaque type a ELU et a ELS:

type1 :

ELU :

Tableau V-3 : Les efforts internes de poutrelle type 1 à ELU

Travée		AB	BC	CD	
L(m)		3.05	2.85	3.35	
M ₀ (KN. m)		6.83	5.97	8.24	
Appui		A	B	C	D
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,5	0,2
M _A (KN. m)		1.64	3.41	4.12	1.64
M _t (KN . m) (condition 1)		4.78	2.62	5.92	
M _t (KN . m) (c2 travée de rive)		4.3	/	5.19	
M _t (KN . m) (c2 travée de inter)		/	3.16	/	
M _t (KN . m)		4.78	3.16	5.92	
Effort tranchant	a(m)	1.43	1.34	1.79	
	b(m)	1.62	1.46	1.56	
	A droite V _w	-8.98	-9	-11.21	
	A gauche V _e	10.11	9.23	9.69	

ELS :

Tableau V-4: Les efforts internes de poutrelle type 1 à ELS

		AB	BC	CD	
L(m)		3.05	2.85	3.35	
M ₀ (KN. m)		4.94	4.31	5.96	
Appui		A	B	C	D
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,5	0,2
M _A (KN. m)		1.19	2.47	2.98	1.19
M _t (KN . m) (condition 1)		3.45	1.88	4.28	
M _t (KN . m) (c2 travée de rive)		3.11	/	3.75	
M _t (KN . m) (c2 travée de inter)		/	2.28	/	
M _t (KN . m)		3.45	2.28	4.28	
Effort tranchant	a(m)	1.43	1.38	1.79	
	b(m)	1.61	1.46	1.55	
	A droite V _w	-6.48	-6.30	-8.11	
	A gauche V _e	7.35	6.66	7.05	

CHAPITRE V : ÉTUDE DES PLANCHERS

type 2 :

ELU :

Tableau V-5: Les efforts internes de poutrelle type 2 à ELU

Travée		AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
L(m)		3.05	2.85	3.35	3.15	3.35	2.85	3,05	
M ₀ (KN. m)		6.83	5.97	8.24	7.29	8.24	5.97	6.83	
Appui		A	B	C	D	E	F	G	H
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
M _A (KN. m)		1.36	3.41	3.29	3.29	3.29	3.29	3.41	1.36
M _i (KN . m) (condition 1)		4.78	2.62	5.92	4.5	5.92	2.62	4.78	
M _i (KN . m) (c2 travée de rive)		4.30	/	/	/	/	/	4.30	
M _i (KN . m) (c2 travée de inter)		/	3.16	4.37	3.86	4.37	3.16	/	
M _i (KN . m)		4.78	3.16	5.92	4.5	5.92	3.16	4.78	
Effort tranchant	a(m)	1.43	1.43	1.675	1.575	1.675	1.41	1.63	
	b(m)	1.62	1.41	1.675	1.575	1.675	1.44	1.42	
	A droite V _w	-8.58	-9.19	-10.99	-9.89	-10.99	-9.15	-10.04	
	A gauche V _e	10.11	9.14	10.99	9.89	10.99	9.12	8.64	

ELS :

Tableau V-6: Les efforts internes de poutrelle type 2 à ELS

Travée		AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
L(m)		3,05	2.85	3.35	3.15	3.35	2.85	3.05	
M ₀ (KN. m)		4.94	4.31	5.96	3.90	5.96	4.31	4.94	
Appui		A	B	C	D	E	F	G	H
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
M _A (KN. m)		0.988	2.47	2.38	2.38	2.38	2.38	2.47	0.988
M _i (KN . m) (condition 1)		3.55	2.18	3.99	1.79	3.99	2.18	3.55	
M _i (KN . m) (c2 travée de rive)		3.11	/	/	/	/	/	3.11	
M _i (KN . m) (c2 travée de inter)		/	2.28	3.16	2.07	3.16	2.28	/	
M _i (KN . m)		3.55	2.28	3.99	2.07	3.99	2.28	3.55	
Effort tranchant	a(m)	1.43	1.43	1.675	1.575	1.675	1.41	1.63	
	b(m)	1.62	1.41	1.675	1.575	1.675	1.44	1.42	
	A droite V _w	-6.34	-6.64	-7.60	-5.65	-7.60	-6.60	-7.38	
	A gauche V _e	7.43	6.61	7.61	5.65	7.61	6.60	6.39	

V.4.2. Ferrailage de poutrelle en étage courant

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en T soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R. En suit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S.

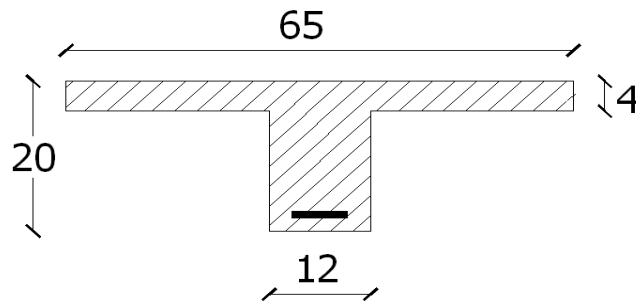


Figure V-3 : Les dimensions de poutrelle.

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$\left\{ \begin{array}{l} \text{aELU :} \\ M_{0\text{max}} = 8.24 \text{ KN.m} \\ M_{t \text{ max}} = 5.92 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\text{max}} = 5.19 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\text{max}} = 4.37 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 11.21 \text{ KN} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \text{aELS :} \\ M_{0\text{max}} = 5.96 \text{ KN.m} \\ M_{t \text{ max}} = 4.28 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\text{max}} = 3.75 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\text{max}} = 3.16 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 8.11 \text{ KN} \end{array} \right.$
---	--

V.4.2.1. Ferrailage en travée :

Le ferrailage se fait pour une section en Té en flexion simple avec les sollicitations maximales à ELU.

c) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{t \text{ ab}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{t \text{ ab}} = 0,65 \times 0,04 \times 14,16 \cdot 10^3 (0,18 - 0,02) = 58,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = 5.92 \text{ KN.m} < M_{t \text{ b}} = 58,90 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

d) Calcul de la section d'armature :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5.92 \times 10^3}{14,16 \times (18)^2 \times 65} = 0,020 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,020)}}{2} = 0,88$$

$$A_S = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{5,92 \times 10^3}{0,88 \times 18 \times 348} = 1,07 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_S = 1,07 \text{ cm}^2.$$

e) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1) :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(1,3; 1,41)$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 1,07) = 1,41 \text{ cm}^2.$$

on adopte : $A_S = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$.

V.4.2.2. Ferrailage Sur appuis :

a) Appuis intermédiaire :

$$M_a^u \text{ max(inter)} = 4,37 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

e.1) Calcul de la section d'armature :

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{4,37 \times 10^3}{14,16(18)^2 \times 12} = 0,08 < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,08)}}{2} = 0,958$$

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

$$A_{s(\text{inter})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{4,37 \times 10^3}{0,958 \times 18 \times 348} = 0,72 \text{ cm}^2$$

e.2) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(0,24; 0,26)$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,72) = 0,72 \text{ cm}^2.$$

on adopte $A_S = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

b) Appuis de rive :

b.1) Calcul de la section d'armature :

$$M_a^u \text{ max(riv)} = 5,19 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a(\text{riv})}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{5,19 \times 10^3}{14,16(18)^2 \times 12} = 0,094 < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,094)}}{2} = 0,950$$

$$A_{s \text{ a(riv)}} = \frac{M_a(\text{riv})}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{5,19 \times 10^3}{0,950 \times 18 \times 348} = 0,87 \text{ cm}^2$$

b.2) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(0,24; 0,26)$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,87) = 0,87 \text{ cm}^2.$$

on adopte $A_S = 1T12 = 1,13 \text{ cm}^2$

V.4.2.3. Section et écartement des armatures transversales A_t :

a) Diamètre des armatures transversales

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 8\right) = 5,71 \approx 6\text{mm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

b) L'espace des armatures transversales :

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b \geq 0,32\text{Mpa}$$

$$\tau_b = 0,3.f_{t28}.K \text{ (K = 1 pas de reprise de bétonnage et les fissuration n'est pas très préjudiciable)}$$

$$\tau_b = 0,3.(2,1).(1) = 0,63\text{Mpa}$$

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b = 0,74 - 0,63 = 0,11\text{Mpa} < 0,32\text{Mpa}$$

On prend : $\tau_t = 0,32\text{Mpa}$

$$S_t \leq \min\left(\frac{0,8.f_e.A_t}{b_0.\tau_t}; 0,9.d; 40\text{cm}\right) \text{ Avec } f_e E235$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{0,8 \times 235 \times 0,57}{12 \times 0,32} = 27,94; 16,2\text{cm}; 40\text{cm}\right) = 16,2\text{cm}$$

On prend $S_t = 15\text{cm}$

c) vérification des armatures transversales Selon le RPA99 modifié 2003 articles 7.5.2.2 :

$$A_{t\min} = 0,003.s.b$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45\text{cm}^2$$

$$A_t = 0,57\text{cm}^2 > A_{t\min} = 0,45\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

V.4.3. Les vérifications :

V.4.3.1. L'influence de l'effort tranchant :

a) risque de cisaillement :

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{11.21 \times 10}{12 \times 18} = 0,52 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification des armatures longitudinales :

b.1) Appuis de rives :

$$A_L = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \text{ avec : } A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$$

$$A_L = \frac{11.21 \times 10^3 \times 1,15}{400} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 3T10 + 1T10 = 3,39 + 0,79 = 4,18 \text{ cm}^2$$

$4,18 \text{ cm}^2 > 0,46 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

b.2) Appuis intermédiaires

$$F_c = \frac{M_u}{0,9 \times d} = \frac{4.37}{0,9 \times 0,18} = 26.97 \text{ KN}$$

$$|F_c| > |V_u| \Rightarrow 16,02 - 59,44 = -43,42 \text{ KN}$$

Les Ainf L ne sont soumises à aucun effort de traction.

c) Vérification de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot b_1}{0,9 \cdot d \cdot b \cdot h_0}$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b + b_0}{2} = \frac{65 + 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{11,21 \cdot 10^3 \times 265}{0,9 \times 180 \times 650 \times 40} = 1,01 \text{ MPa}$$

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

$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 1,01 \text{ MPa}$condition vérifier.

d) Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec : $a = \min(a_1; a_2)$

$$\begin{cases} a_1 = 0,9 \cdot d \\ a_2 = l_a - 2 \cdot c \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a_1 = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm} \\ a_2 = 0,4 - 2(2)36 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a = \min(16,2; 36) = 16,2 \text{ cm}$$

$$V_u = 11,21 \leq 0,267 \times 0,162 \times 0,12 \times 25 \cdot 10^3$$

$$V_u = 11,21 \text{ KN} \leq 129,76 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

V.4.3.2. Vérification à l'ELS :

a) État limite d'ouverture des fissures : BAEL 91(Article B-6-3)

La fissuration est peu préjudiciable, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

b) État limite d'ouverture des contraintes :

En travée :

$$M_t = 4.28 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$I \frac{b}{2} y^3 - 15 A_s (d - y)^2$$

Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \times \frac{A_s}{b} = 15 \times \frac{2.36}{65} = 5.44 \text{ mm} = 0,54 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 180 \times 5.44 = 1958.4 \text{ mm}^2$$

$$Y_1 = -5.44 + \sqrt{5.44^2 + 1958.4} = 39.14 \text{ mm} = 3.914 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y_1^3 - 15 A_s (d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{65}{3} \times 3.914^3 + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.914)^2 = 8323.03 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{4.28 \times 10^3}{8323.3} = 0,514 \text{ MPa/cm}$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,514 \times 3.914 = 2.01 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.01 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Etat limite de compression d'acier:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour $H A \varphi \geq 6 \text{mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 201,63) = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{2.28 \times 10^3}{8323.03} (18 - 3.914) = 57.89 \text{MPa}$$

$\sigma_{st} = 57.89 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa}$condition vérifiée.

Les armatures calculées à l'ELUR dans la travée sont convenable.

Tableau V-7 : Vérification des contraintes de poutrelles plancher étage courante à ELS.

Position		As (cm ² /ml)	M _{ser} (KN. m)	Y ₁ (cm)	I (cm ⁴)	K MPa/c m	σ _b (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
Travée		2.36	4.28	3.914	8328.03	0,514	2.01	57.89	Vérifiée
Appuis	Rive	1.57	3.16	3.266	5867.30	0,538	1.75	119.03	Vérifiée
	inter	1,13	3.75	2.810	4391.71	0,850	2.39	194.55	Vérifiée

c) Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{0,2}{3,35} \geq \frac{5,92}{15 \times 8,24} \Rightarrow 0,047 < 0,047 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,2}{3,35} = 0,059 \geq \frac{1}{22,5} = 0,44 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{F_e} \Rightarrow \frac{2,36}{65 \times 18} \leq \frac{3,6}{400} \Rightarrow 0,002 < 0,009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

D'après BAEL 91 modifiée 99 modifiée.: $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{MAX}}{500} \rightarrow L_{MAX}$: la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{MAX} = 3,35\text{m}$

$$F_{adm} = \frac{335}{500} = 0,67\text{cm} = 0,0067\text{m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \rightarrow d' = 0,1h = 0,1 \times 0,20 = 0,02\text{m}$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,20^3}{12} + 15 \times 2,36 \times \left(\frac{0,20}{2} - 0,02 \right)^2$$

$$I_0 = 2,26 \cdot 10^{-1} \text{m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{120}{650} \right) \times 0,016} = 2,57$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho\rho_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 145,21 \times 0,016 + 2,1} = 0,677$$

$$I_{fi} = \frac{1,2 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1,1 \times 2,26 \times 10^{-1}}{(1 + 2,57 \times 0,677)} = 0,09\text{m}^4$$

$$f = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fi}} = \frac{4,28 \times 3,35^2}{10 \times 32164,20 \times 0,09} = 1,65 \times 10^{-3} \text{m}$$

Avec : $E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164,20\text{MPa}$.

Donc : $f = 1,65 \times 10^{-3} < f_{adm} = 0,93\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

V.4.4. Étude de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423), la dalle de compression doit être armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

-20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

-33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus, les sections des armatures sont calculées comme suit :

V.4.4.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{b.l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

V.4.4.2. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où l'option retenue : un treillis soudé TSΦ 5 (150×150).

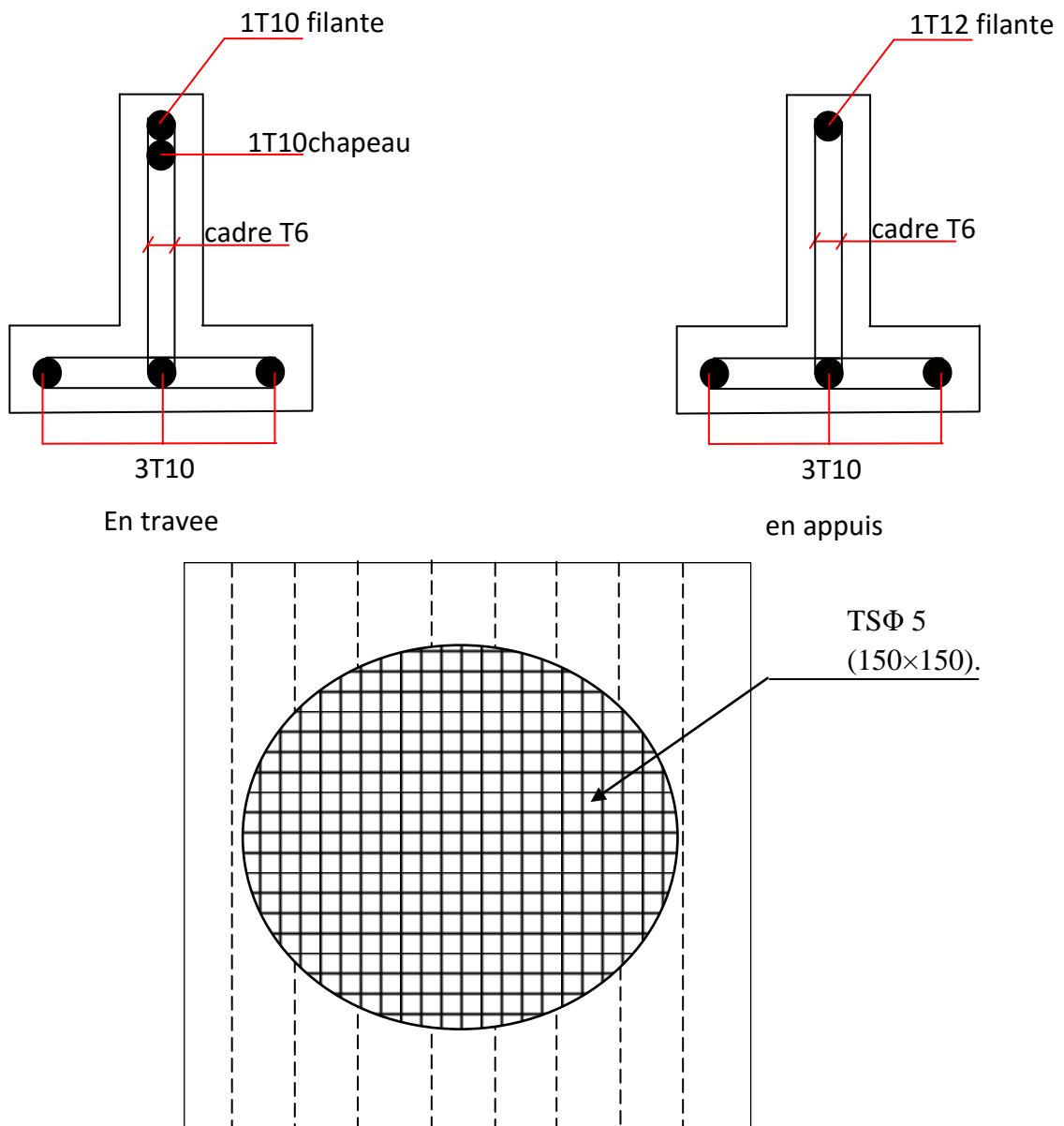


Figure V-4 : Schéma de ferrailage des poutrelles du plancher étage courant .

V.5. Planchers terrasse :

V.5.1. calcul des efforts internes M,V:

V.5.1.1. les types des poutrelles :

On a deux (02) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs des travées

Tableau V-8 : Schéma statique des poutrelle de plancher terrasse.

Type	Schéma statique
Type 01	
Type 02	

V.5.1.2. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$;
 $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2G = 12,96 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 12,96 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.
- Poutrelle à d'inertie constante ($I = \text{cte}$)..... Condition vérifiée.
- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Tableau V-9 : Le rapport entre les travée successives.

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
Longueur	3,05	2,85	3,35	3,15	3,35	2,85	3,05
Rapport	3,05	0,85	1,06	0,93	1,17	0,93	

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Fissuration peu préjudiciable *Condition non vérifiée.*

Puisque l'un des trois dernières conditions ne vérifient pas donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. donc on va appliquer la méthode de caquot

V.5.1.3. Sollicitations et combinaison des charges :

$$G = 6,48 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u \text{ réelle}} = (1,35G + 1,5Q) = 1,35(6,48) + 1,5(1) = 10,24 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s \text{ réelle}} = G + Q = 6,48 + 1 = 7,48 \text{ KN / ml}$$

$$P_{u \text{ réelle}} = 10,24 \times 0,65 = 6,66 \text{ KN/ml}$$

$$P_{s \text{ réelle}} = 7,48 \times 0,65 = 4,86 \text{ KN / ml}$$

$$q_{u \text{ réduite}} = (1,35(\frac{2}{3}G) + 1,5Q) = 1,35(\frac{2}{3} \cdot 6,48) + 1,5(1) = 7,33 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s \text{ réduite}} = \frac{2}{3}G + Q = \frac{2}{3} \cdot 6,48 + 1 = 5,32 \text{ KN / ml}$$

$$P_{u \text{ réduite}} = 7,33 \times 0,65 = 4,76 \text{ KN/ml}$$

$$P_{s \text{ réduite}} = 5,32 \times 0,65 = 3,46 \text{ KN / ml}$$

CHAPITRE V : ÉTUDE DES PLANCHERS

V.5.1.4. Exemple de calcul des efforts internes (type 01) :

type1 :

ELU :

Tableau V-10 : Les efforts internes de poutrelle type 1 à ELU

Travée	AB		BC		CD	
Q_G	6,48		6,48		6,48	
Q_q	1		1		1	
L(m)	3,05		2,85		3,35	
L'(m)	3,05		2,28		3,35	
Q_u réelle	6,66		6,66		6,66	
Q_u réduite	4,86		4,86		4,86	
M_0 (KN. m)	13.39		11.31		15.62	
Appui	A	B		C		D
M_A (KN. m)	-2,67	-4.31		-5,02		-3,12
V_w (KN)	-9,61		-9,24		-11,72	
V_e (KN)	10,70		7,74		10,59	
X_0 (m)	1,44		1,38		1,76	
M_t (KN.m)	4,25		2,10		5,28	

ELS :

Tableau V-11 : Les efforts internes de poutrelle type 1 à ELS

Travée	AB		BC		CD	
Q_G	6,48		6,48		6,48	
Q_q	1		1		1	
L(m)	3,05		2,85		3,35	
L'(m)	3,05		2,28		3,35	
P_u réelle	4,86		4,86		4,86	
P_u réduite	3,46		3,46		3,46	
M_0 (KN. m)	9,67		8,44		11,67	
Appui	A	B		C		D
M_A (KN. m)	-1,93	-3,23		-3,76		-2,33
V_w (KN)	-6,98		-6,73		-8,56	
V_e (KN)	7,84		7,12		7,72	
X_0 (m)	1,43		1,38		1,76	
M_t (KN.m)	3,10		1,42		3,77	

CHAPITRE V : ÉTUDE DES PLANCHERS

type02 :

ELU :

Tableau V-12 : Les efforts internes de poutrelle type 2 à ELU

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
Q_G	6,48	6,48	6,48	6,48	6,48	6,48	6,48	
Q_q	1	1	1	1	1	1	1	
$L(m)$	3,05	2,85	3,35	3,15	3,35	2,85	3,05	
$L'(m)$	3,05	2,28	2,68	2,52	2,68	2,28	3,05	
P_u réelle	6,66	6,66	6,66	6,66	6,66	6,66	6,66	
P_u réduite	4,86	4,86	4,86	4,86	4,86	4,86	4,86	
$M_0(KN. m)$	13,39	11,69	16,16	14,28	16,16	11,69	13,39	
Appui	A	B	C	D	E	F	G	H
$M_A(KN. m)$	-2,67	-4,31	-3,58	-3,87	-3,87	-3,58	-4,31	-2,67
$V_w(KN)$	-9,61	-9,74	-11,06	-10,48	-11,02	-9,23	-10,69	
$V_e(KN)$	10,70	9,24	11,25	10,50	11,29	9,75	9,62	
$X_0(m)$	1,44	1,46	1,66	1,57	1,65	1,38	1,60	
$M_t(KN.m)$	4.25	2.81	5.61	4.38	5.25	2.81	4.27	

ELS :

Tableau V-13 : Les efforts internes de poutrelle type 2 à ELS

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
Q_G	6,48	6,48	6,48	6,48	6,48	6,48	6,48	
Q_q	1	1	1	1	1	1	1	
$L(m)$	3,05	2,85	3,35	3,15	3,35	2,85	3,05	
$L'(m)$	3,05	2,28	2,68	2,52	2,68	2,28	3,05	
P_u réelle	4,86	4,86	4,86	4,86	4,86	4,86	4,86	
P_u réduite	3,46	3,46	3,46	3,46	3,46	3,46	3,46	
$M_0(KN. m)$	9,67	8,44	11,67	10,31	11,67	8,44	9,67	
Appui	A	B	C	D	E	F	G	H
$M_A(KN. M)$	-1,93	-3,07	-2,55	-2,76	-2,99	-2,55	-3,07	-1,93
$V_w(KN)$	-7,03	-7,10	-8,07	-7,58	-8,27	-6,74	-7,78	
$V_e(KN)$	7,80	6,75	8,21	7,73	8,01	7,11	7,04	
$X_0(m)$	1,44	1,46	1,66	1,55	1,70	1,38	1,60	
$M_t(KN.m)$	3,16	2,12	4,14	3,16	4,05	2,13	3,16	

V.5.2. ferrailage des poutrelles de plancher terrasse :

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a ELU :} \\ M_{0\max} = 16,16 \text{ KN.m} \\ M_{t \max} = 5,28 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\max} = 3,12 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\max} = 5,02 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 11,27 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{a ELS :} \\ M_{0\max} = 11,67 \text{ KN.m} \\ M_{t \max} = 4,14 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\max} = 2,33 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\max} = 3,76 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 8,56 \text{ KN} \end{array} \right.$$

V.5.2.1. Ferrailage en travée :

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_{t \text{ ab}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{t \text{ ab}} = 65 \times 4 \times 14,16 (18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = 5,28 \text{ KN.m} < M_{t \text{ b}} = 58,60 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

b) calcul de la section d'armature :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5,28 \times 10^3}{14,16 \times (18)^2 \times 65} = 0,017 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,017)}}{2} = 0,99$$

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

$$A_S = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{5,28 \times 10^3}{0,99 \times 18 \times 348} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 0,85 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1) :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,3; 1,41]$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 0,85) = 1,41 \text{ cm}^2.$$

on adopte : $A_S = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$.

V.5.2.2. Ferrailage Sur appuis

a) Appuis intermédiaire

a Etat - limite ultime de résistance

$$M_a^u \text{ max(inter)} = 5,02 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_a \text{(inter)}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{5,02 \times 10^3}{14,16(18)^2 \times 12} = 0,091 < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,091)}}{2} = 0,95$$

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

$$A_{s \text{(inter)}} = \frac{M_a \text{(inter)}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{5,02 \times 10^3}{0,95 \times 18 \times 348} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\text{cal}} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,84) = 0,84 \text{ cm}^2.$$

on adopte $A_S = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

b) Appuis de rive :

$$M_a^u \text{ max(riv)} = 3,12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a(\text{riv})}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{3,12 \times 10^3}{14,16(18)^2 \times 12} = 0,056 < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,056)}}{2} = 0,97$$

$$A_{s \text{ a(riv)}} = \frac{M_a(\text{riv})}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{3,12 \times 10^3}{0,97 \times 18 \times 348} = 0,51 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,58 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,51) = 0,51 \text{ cm}^2.$$

on adopte $A_S = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2$

V.5.2.3. Section et écartement des armatures transversales A_t :

a) Diamètre des armatures transversales

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 8\right) = 5,71 \approx 6 \text{ mm}$$

$$\text{On prend: } \phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

b) L'espace des armatures transversales :

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b \geq 0,32 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0,3 \cdot f_{c28} \cdot K = 0,54 \text{ Mpa} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage et les fissuration n'est pas très préjudiciable})$$

$$\tau_b = 0,3 \cdot (2,1) \cdot (1) = 0,63 \text{ Mpa}$$

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b = 0,77 - 0,63 = 0,14 \text{ Mpa} < 0,32 \text{ Mpa}$$

On prend : $\tau_t = 0,32 \text{ Mpa}$

$$S_t \leq \min \left(\frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot \tau_t}; 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \right) \text{ Avec } f_e E235$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{0,8 \times 235 \times 0,57}{12 \times 0,32} = 27,941; 16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \right) = 16,2 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

c) verification des armatures transversales Selon le RPA99

$$A_t = 0,003 \cdot s \cdot b$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,57 \text{ cm}^2 > A_{t\min} = 0,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

V.5.3. Les vérifications :

V.5.3.1. L'influence de l'effort tranchant :

a) le risque de cisaillement :

D'après le BAEL91 (art A.5.1, 211):

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{11,27 \times 10^3}{12 \times 18} = 0,77 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification des armatures longitudinales :

b.1) Appuis de rives :

$$A_L = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \text{ avec : } A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$$

$$A_L = \frac{11,27 \cdot 10^3 \times 1,15}{400} = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 3T12 + 1T12 = 3,39 + 1,13 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$5,75 \text{ cm}^2 > 0,48 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b.2) Appuis intermédiaires

$$V_u = 11,27 \text{ KN}; M_u = -10,48 \text{ KN.m}$$

$$F_c = \frac{M_u}{0,9 \times d} = \frac{-10,48}{0,9 \times 0,18} = -66,05 \text{ KN}$$

$$|F_c| > |V_u| \Rightarrow 16,65 - 66,05 = -49,40 \text{ KN}$$

Les Ainf L ne sont soumises à aucun effort de traction.

c) Vérification de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{11,27 \cdot 10^3 \times 265}{0,9 \times 180 \times 650 \times 40} = 1,05 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible: } \overline{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 1,05 \text{ MPa}$ condition vérifier.

d) Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = \min(a_1; a_2)$$

$$\begin{cases} a_1 = 0,9 \cdot d \\ a_2 = l_a - 2 \cdot c \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a_1 = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm} \\ a_2 = 0,4 - 2(2) = 36 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a = \min(16,2; 36) = 16,2 \text{ cm}$$

$$V_u = 11,27 \text{ KN} \leq 0,267 \times 0,162 \times 0,12 \times 25 \cdot 10^3$$

$V_u = 11,27 \text{ KN} \leq 129,76 \text{ KN}$ condition vérifiée.

V.5.3.2. Vérification à l'ELS :

a) État limite d'ouverture des fissures : BAEL 91(Article B-6-3)

La fissuration est peu préjudiciable, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

b) État limite de compression du béton :

Tableau V-14 : Vérification des contraintes de poutrelles deterrasse sol à ELS.

Position	As (cm ² /ml)	M ser (KN.m)	Y ₁ (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/c)	σ _b (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation	
Travée	3,39	7,76	4,582	11239,46	0,70	3,16	140,90	vérifiée	
Appuis	Rive	1,13	7,77	8,12	6051,01	1,28	10,42	190,30	vérifiée
	inter	2,67	2,56	5,86	3303,01	0,77	4,54	141,14	vérifiée

c) Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{0,2}{4,65} \geq \frac{14,53}{15 \times 17,73} \Rightarrow 0,0043 < 0,055 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,2}{4,65} = 0,043 \geq \frac{1}{22,5} = 0,44 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{F_e} \Rightarrow \frac{3,39}{65 \times 18} \leq \frac{3,6}{400} \Rightarrow 0,002 < 0,009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

D'après BAEL 91 modifiée 99 modifiée.: $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{MAX}}{500} \rightarrow L_{MAX}$: la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{MAX} = 4,65m$

$$F_{adm} = \frac{465}{500} = 0,93cm = 0,0093m$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \rightarrow d' = 0,1h = 0,1 \times 0,20 = 0,02m$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,20^3}{12} + 15 \times 3,39 \left(\frac{0,20}{2} - 0,02 \right)^2$$

$$I_0 = 3,26 \cdot 10^{-1} m^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \frac{120}{65}\right) \times 0,016} = 2,57$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \rho p_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 140,90 \times 0,016 + 2,1} = 0,67$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1,1 \times 3,26 \cdot 10^{-1}}{(1 + 2,57 \times 0,67)} = 0,23 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{fi}} = \frac{7,76 \times 4,65^2}{10 \times 32164,20 \times 0,23} = 2,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Avec : $E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa}$.

Donc : $f = 2,25 \cdot 10^{-3} < f_{adm} = 0,93 \text{ m}$condition vérifiée.

V.5.4. Les schéma de ferrailage :

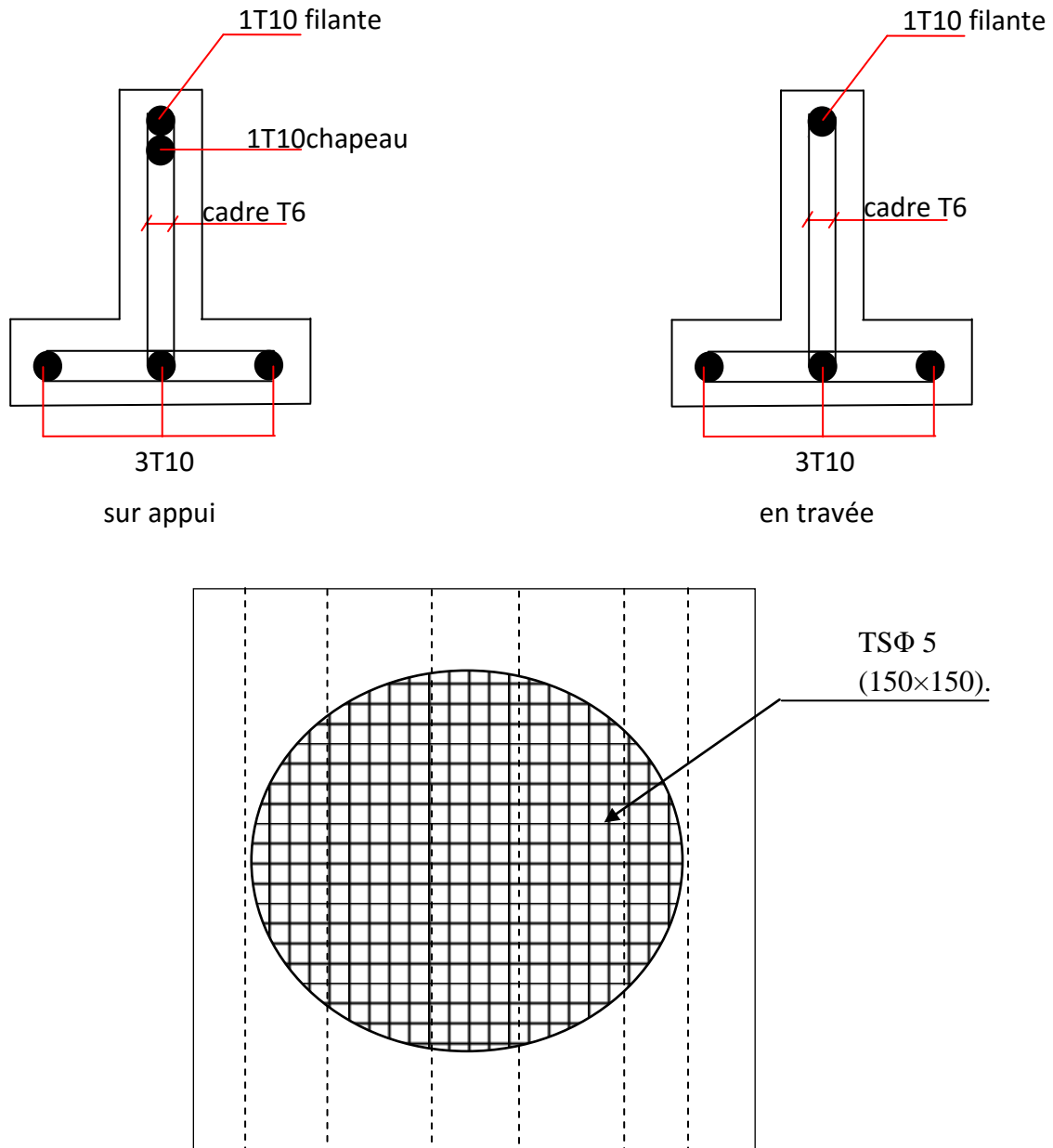


Figure V-5 : Schéma de ferrailages des poutrelles du plancher terrasse.

CHAPITRE VI

ÉTUDE SISMIQUE

VI .1. Introduction

Le calcul parasismique a pour but, l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique, le dimensionnement des éléments de résistance, d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique. En connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

VI .2. Séisme

VI .2.1. Présentation et historique du séisme

Le mot séisme vient du grec séismos qui signifie (secousse). C'est une série de secousses du sol, plus ou moins violentes, soudaines, imprévisibles et localisées. On parle également de tremblement de terre.

Les séismes mettent en évidence l'activité interne de la planète Terre. Souvent, un séisme se compose d'une ou de plusieurs secousses principales, brèves (quelques dizaines de secondes) suivies par d'autres secousses (répliques) au cours des heures et jours suivants.

La terre n'est pas un astre mort mais une planète vivante : les séismes et les éruptions volcaniques sont l'expression de l'instabilité de l'écorce terrestre.

Un séisme, ou tremblement de terre, est provoqué par un brusque déplacement de matière en profondeur (foyer du séisme), il se produit lors d'un relâchement brutal des tensions (de part et d'autre d'une faille, par exemple) à l'intérieur de la croûte terrestre ; la rupture qui s'ensuit provoque des vibrations, légères ou fortes, de la surface du sol. Le foyer du séisme est le point initial de la rupture. Immédiatement au-dessus, l'épicentre est le lieu d'intensité maximale du choc en surface, les destructions sont les plus importantes : éboulements, ouverture de larges fissures dans le sol, effondrements de bâtiments.

Ces ondes de choc se propagent en cercles concentriques à partir du foyer et de l'épicentre, diminuant d'intensité à mesure qu'elles s'en éloignent.

La principale cause des tremblements de terre est liée à la tectonique des plaques et aux contraintes engendrées par les mouvements d'une douzaine de plaques majeures et mineures qui constituent la croûte terrestre. La plupart des séismes tectoniques se produisent aux limites des plaques, dans les zones où une plaque glisse le long d'une autre.

Il est difficile de les prévoir mais on peut diminuer les risques humains en évitant de construire dans les régions réputées dangereuses. Des règles de construction ont été mises au point, préconisant l'usage de matériaux dotés d'une certaine élasticité : béton armé et acier.

Cependant ces normes antisismiques ne sont pas adoptées partout (souvent pour des raisons économiques), d'où les récents séismes meurtriers, comme celui de Boumerdes le 21 mai 2003.

VI .2.2. Définition d'un séisme

Le séisme est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeurs se nomme le foyer.

Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principale est le sismographe.

VI .2.3. Causes du séisme

- Activités volcaniques (explosions, ascension des matières fondues).
- Actions de l'eau souterraine.
- Mouvements tectoniques (tension et rupture dans l'écorce causées par les mouvements des plaques).

VI .2.4. Effets du séisme sur les structures

- La translation du sol entraîne des oscillations forcées dans les structures portées.
- Les composantes horizontales (H) qui sont dangereuses produisent des oscillations latérales de flexion dans les deux directions.
- Dissymétrie de rigidité ou de masse dans la structure qui produit des oscillations de torsion d'axe vertical.
- Les composantes verticales (V) produisent des vibrations longitudinales qui affectent la résistance des poteaux aux charges latérales et leur ductilité.

VI .3. Étude sismique

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée.

VI .3.1. Méthodes de calcul

Selon le R.P.A 99/Version 2003, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale

- Par la méthode d'analyse dynamique par accéléré grammes

VI .3.1.1. Méthode statique équivalente

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

VI .3.1.2. 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. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maximaux des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

VI .3.2. Choix de la méthode

Dans notre cas, la méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque notre bloc ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2, D'où la méthode choisie sera la méthode d'analyse modale spectrale.

VI .4. Modélisation des structures

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul Représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel ETABS V 9.7.4 qui peut les calculer suivant différentes méthodes : (Réponse Spectrum Fonction, Time HistoryFunction, ...)(Réponse Spectrum Fonction) a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes équivalente et la méthode dynamique modale spectrale :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

VI .4.1. Présentation du logiciel ETABS V9.7.4

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 (Eurocode, UBC, ACI...etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS V 9.7.4 offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds ;
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines) ;
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité β_q selon RPA99/version 2003 correspondant à la surcharge d'exploitation ;
- La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

VI .4.2. Démarches de modélisation sur ETABS V 9.7.4 à suivre

VI .4.2.1. Modélisation de la structure

Cette étape consiste à construire un modèle équivalent au projet réel, concernant la géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle comme suite :

- **Edit Grid data** : Nous permet de définir les grilles à suivre prochainement.
- **Add New System** : Pour ajouter une autre forme cartésienne ou cylindrique.
- **Define materials** : Permet de définir le matériau utilisé et ces différentes propriétés :
 - a) CONC (béton)
 - b) STEEL (acier)
 - c) OTHER (autre)
- **Define/frame section** : Pour saisir les dimensions des sections des éléments et matériel utilisé, ainsi pour définir la nature d'éléments (poteau ; poutre).
- **Define/static load case** : Pour définir les types des charges statiques (G, Q) et leurs coefficients de majoration.

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

- **Assign /joint /restreint** : Pour définir le degré de liberté de nœuds sélectionnés (translations et rotations).
- **Assign /joint / diaphragme** : Pour l'affectation d'un diaphragme rigide.
- **Assign/frame line load /Distributed** : Permet d'appliquer les charges réparties sur élément frame sélectionné.
- **Define /load combinaison** : Permet de définir les différentes combinaisons d'actions.
- **Define response spectrum function** : Pour introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.
- **Define response spectrum Cases** : Pour la nomination l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application, amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité.
- **Analyse / set options** : Pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à tenir en compte dans le calcul.
- **Analyse / Run** : C'est la commande qui permet de lancer le calcul.

VI .4.2.2. Définition du centre de masse

Lorsque la définition des diaphragmes des plancher ETABS permet une création automatiquement d'un nœud (c'est le centre des masses) ainsi il sera lié tous les nœuds situés à ce plan par ce dernier avec une excentricité qu'il est défini précédemment.

VI .4.2.3. Évaluation des efforts sismiques

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme (Spectre) qui permet de donner donnent les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

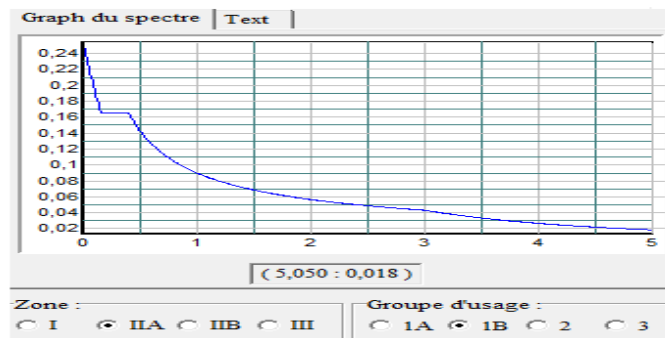


Figure VI-1: Spectre de réponse.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec : $\frac{S_a}{g}$ Spectre de Réponse de calcul.

VI.5. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

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

Avec :

➤ **Coefficient d'accélération de zone «A »**

$$\begin{cases} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyenne « D »**

Est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0\text{sec} \end{cases}$$

• **Pourcentage d'amortissement critique « ξ »**

Est en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 7\% \begin{cases} \text{Portique en béton armé.} \\ \text{Remplissage dense.} \end{cases}$$

- **Le facteur de correction d'amortissement « η »**

Est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,882 \geq 0,7$$

- **La valeur de la période fondamentale « T »**

De la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

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

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

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ;

ξ : pourcentage d'amortissement critique ;

Q: Facteur de qualité ;

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site,

On a :

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol :

$$\text{Sol ferme(site2)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15\text{sec} \\ T_2 = 0,40\text{sec} \end{cases}$$

$$\text{On a : } 0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0,340 \leq 0,40$$

$$T = \min \begin{cases} C_t \times (h_N)^{3/4} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

T = La valeur de lapériodefondamentale T

$$h_N = 19,44\text{m}$$

$$C_t = 0,05$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 22\text{m} \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} C_t \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (19,44)^{3/4} = 0,473\text{s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{19,44}{\sqrt{22}} = 0,384\text{s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_x = 0,384\text{s}$$

$$D_y = 09,5m \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (19,44)^{3/4} = 0,473s \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{19,44}{\sqrt{09,5}} = 0,585s \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_y = 0,473s$$

➤ On prend :

$$T = 0,384s$$

$$D = 2,5\eta \Rightarrow D = 2,5 \times 0,882 \Rightarrow D = 2,20$$

➤ **Coefficient de comportement de la structure « R »**

Portique contreventés par des voiles $\Rightarrow R = 4$.

➤ **Le facteur de qualité de la structure est fonction de « Q »**

Tableau VI-1: Valeurs de la pénalité Pq.

Critère q	Pq	
	Observé	Non observé
1. Condition minimale sur les filles de contreventement	0	/
2. Redondance en plan	0	/
3. La régularité en plan	/	0,05
4. La régularité en élévation	0	/
5. Contrôle la qualité des matériaux	/	0,05
6. Contrôle la qualité de l'exécution	/	0,10

La valeur de Q est déterminée par la formule $Q = 1 + \sum Pq$

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,20 \rightarrow Q = 1,20$$

VI.6. La masse de la structure «W»

La valeur W à prendre en compte est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau de la structure. $W = \sum W_i$ avec $W_i = G_i + \beta P_i$

G_i : Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : Charge d'exploitation.

➤ **Coefficient de pondération «β»**

Est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Pour notre projet (cas des bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés) $\Rightarrow \beta = 0,2$

Le tableau suivant résume le poids en (KN) aux différents niveaux :

$$\text{Avec : } S = 204,52 \text{ m}^2$$

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

Tableau VI-2: Détermination des poids des différents niveaux W(KN).

Éléments	Poids (KN)	R.D.C- 1 ^{er}	2 ^{er} -3 ^{ème}	4 ^{ème}	Terrasse
Acrotère	$G_a \times \sum l$	/	/	/	134,12
Plancher	$G \times S$	1030,78	1030,78	1030,78	1325,28
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times H_t$	238,14	238,14	238,14	119,07
Poutre principale	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	145,95	145,95	145,95	145,95
Poutre secondaire	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	143,53	143,53	143,53	143,53
Murs extérieurs	$0,8 \times G_m \times H_t \times \sum l$	634,01	634,01	634,01	317,00
Murs voiles	$e \times H_t \times \gamma_b \times \sum l$	298,08	298,08	298,08	149,04
Escaliers	$G \times S$	70,60	70,60	70,60	/
Balcons	$G \times S$	79,65	79,65	79,65	79,65
Charge permanente	$\sum G_i$	2649,74	2649,74	2649,74	2413,64
Charge d'exploitation	$P = Q \times S_t$	306,78	306,78	306,78	204,52
Poids total w_i	$G + \beta \times P$	2711,09	2711,09	2711,09	2454,54
Poids totale de la structure	$\sum W_i$	10587,81			

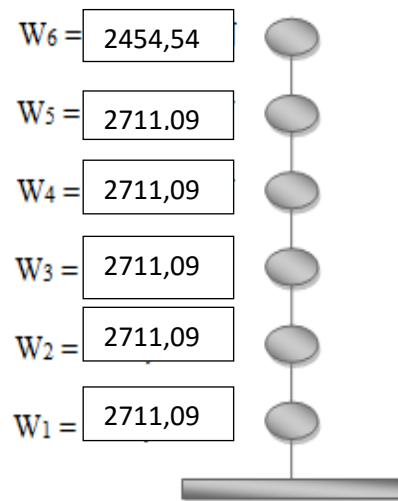


Figure VI-1 : Poids de chaque étage.

a. Calcul de l'excentricité

L'excentricité c'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

➤ **Excentricité théorique**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

➤ **Excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par la R.P.A 99/ Version 2003 Article 4.2.7 est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,05 \times L_x \\ e_{ay} = 0,05 \times L_y \end{pmatrix}$$

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 22,00 = 1,1 \\ e_{ay} = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 09,5 = 0,47 \end{pmatrix} \rightarrow e = 1,1.$$

$$e_a = 1,1$$

Les valeurs de centre de rigidité et centre de masse données par logiciel ETABS V 9.7.4 sont montrées dans le Tableau V.3

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

Tableau VI-3 : Vérification de l'excentricité

Niveau	Poids KN	Masse sismique M(KN)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité		
			X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y	
5	2454,5 4	90,95	10,75 9	5,307	10,81 7	5,066	0,058	0,024	Condition vérifiée
4	2711,0 9	126,76	10,82 5	5,283	10,83 6	5,226	0,011	0,057	Condition vérifiée
3	2711,0 9	131,55	10,82 5	5,283	10,83 9	5,357	0,014	0,074	Condition vérifiée
2	2711,0 9	131,55	10,82 5	5,283	10,83 8	5,464	0,013	0,181	Condition vérifiée
1	2711,0 9	131,55	10,82 5	5,231	10,83 5	5,539	0,01	0,308	Condition vérifiée
RDC	2711,0 9	131,04	10,82 5	5,102	10,82 9	5,565	0,004	0,007	Condition vérifiée

b. Disposition des voiles

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La meilleure disposition c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismiques algériennes (RPA 99 V.2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant à la base.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure VI 3.

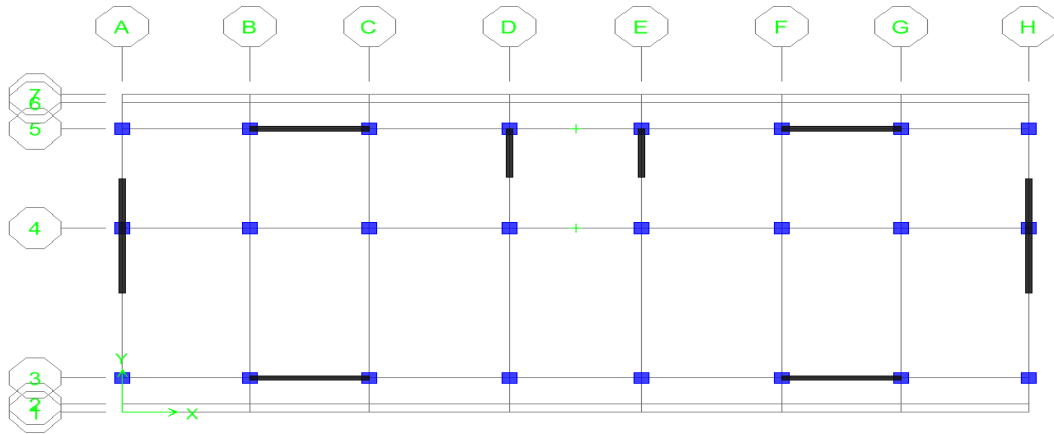


Figure VI-2: Disposition des voiles.

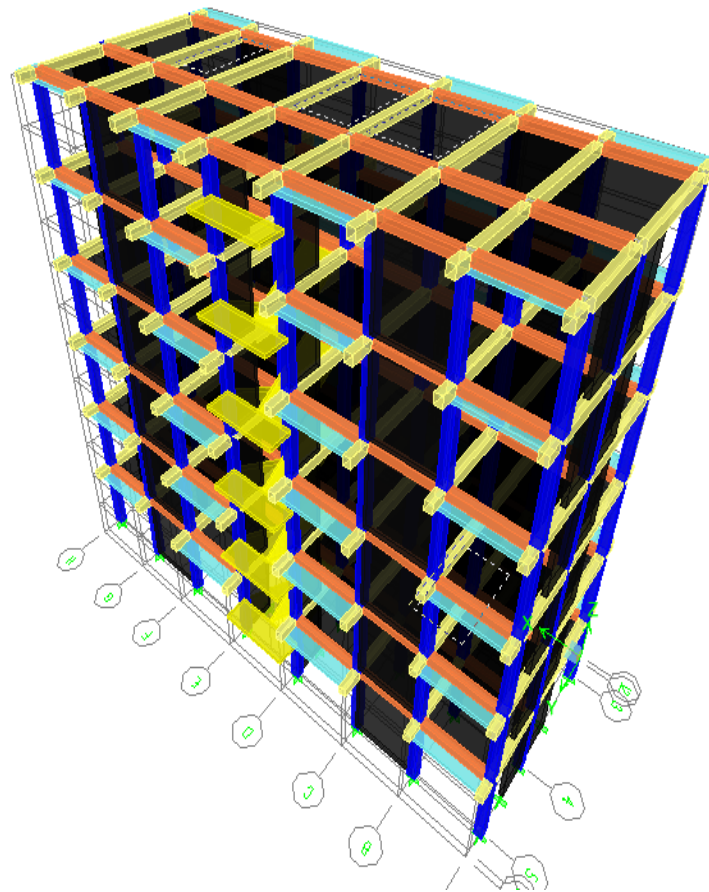


Figure VI-3: Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ETABS V9.7.4.

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit

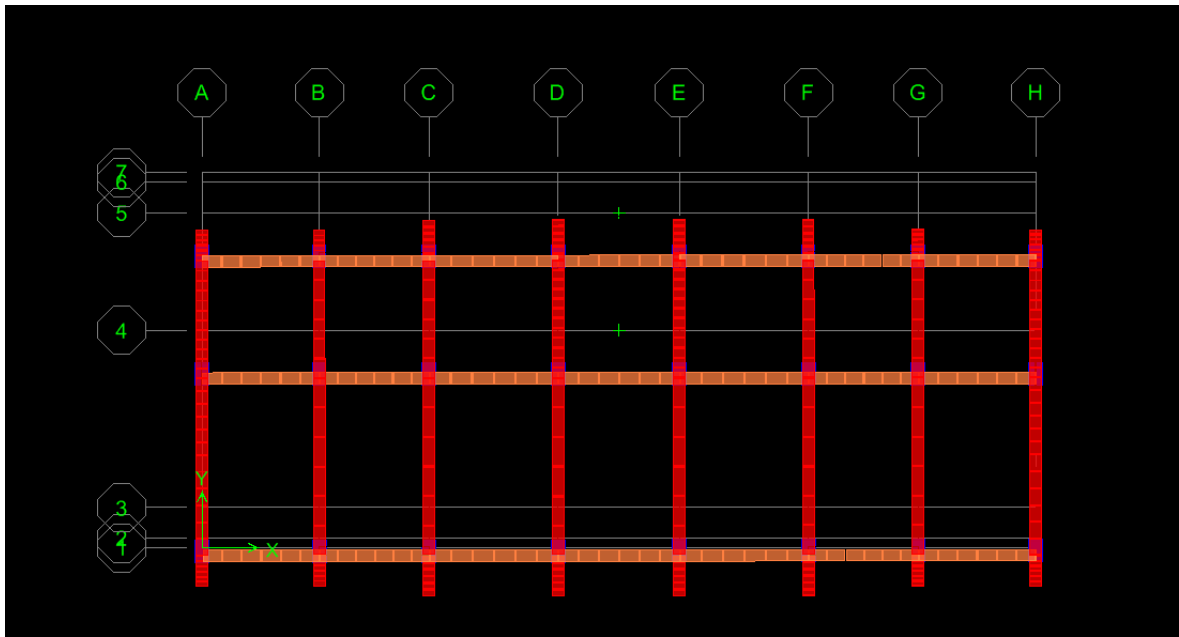


Figure VI-4: Première mode principal de vibration suivant x.

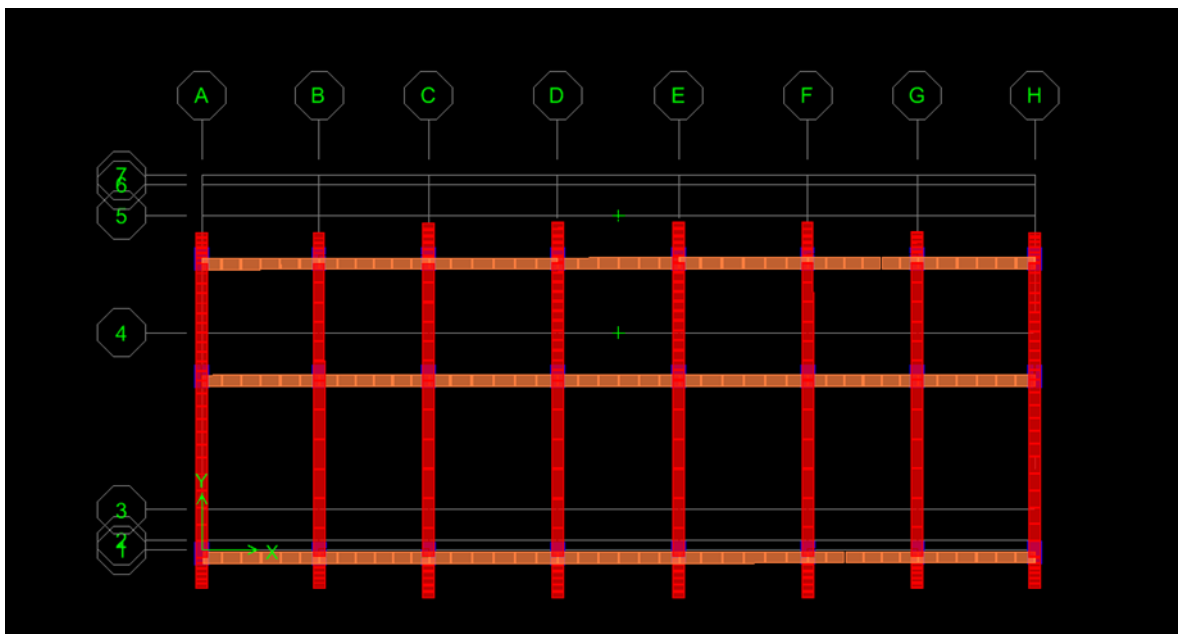


Figure VI-5: Deuxième mode principal de vibration suivant y.

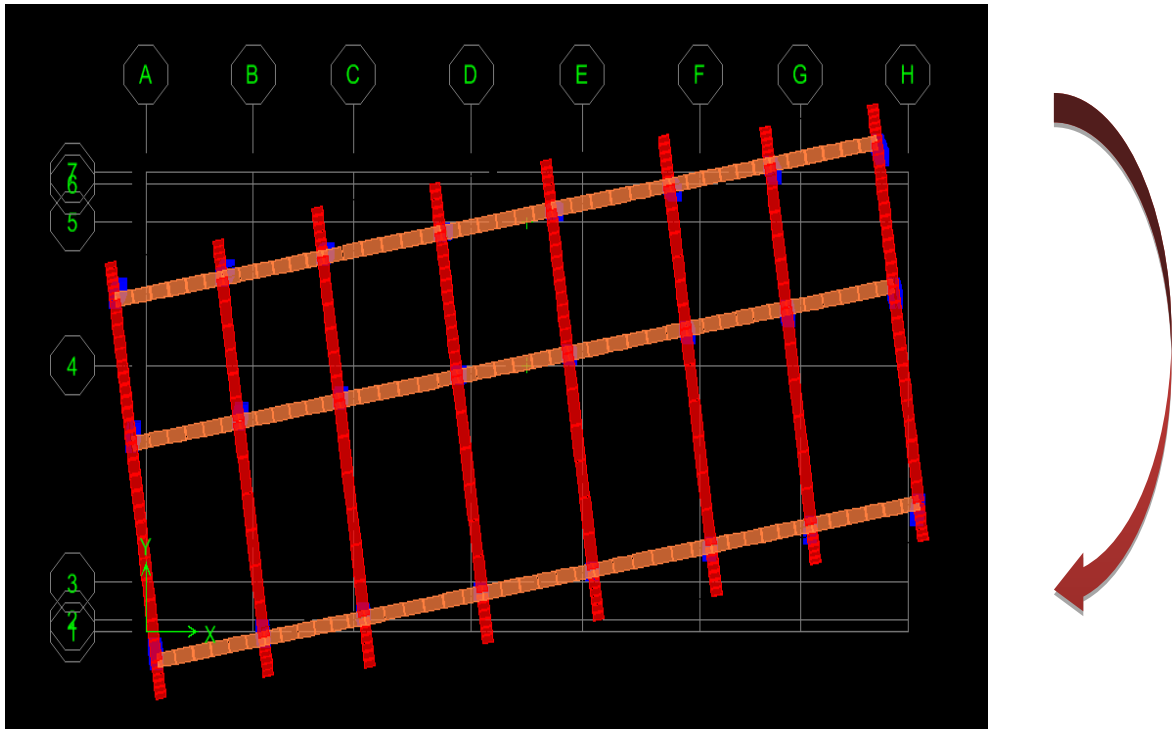


Figure VI-6: Troisième mode principal de vibration en torsion.

VI.7. Vérification vis-à-vis articles RPA :

VI.7.1. Cas (From Self and Specific Mass and Loads)

VI.7.1.1. Vérification de la période (Art 4.2.4 RPA 2003)

On doit vérifier aussi que la période dynamique (T_{dyn}) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale "T".

$T_{dyn} = 0,35 \text{ sec} < 1,30 \times T_{st} \times 0,38 = 0,513 \text{ sec} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Tableau VI-4 : Calage de la période.

Mode	Période dynamique [sec]	Vérification Art 4.2.4 RPA 2003	R _Z Déplacement (m)
1	0,359	T _d <1.3T stat = 0,513 s...Condition vérifiée	0,001< 5 translations
2	0,305	T _d <1.3T stat = 0,513 s...Condition vérifiée	4,1< 5 translations
3	0,285	T _d <1.3T stat = 0,513 s...Condition vérifiée	65,70> 5 torsion

Tableau VI-5 : Tableau des modes et des périodes.

Mode	Période (S)
1	0,359
2	0,305
3	0,285
4	0,089
5	0,074
6	0,069
7	0,040
8	0,033
9	0,030
10	0,024
11	0,020
12	0,01

VI.7.1.2. Calcul des coefficients de participation modale (Art 4.3.4 RPA 2003)

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 10587,81 \text{ KN}$$

Le logiciel ETAPS V9.7.4 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

Tableau VI-6 : Participation massique cumulée.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,359	0,0012	71,094	0,0012	71,094
2	0,305	64,57	0,0002	64,57	71,094
3	0,285	5,638	0,0013	70,2110	71,095
4	0,089	0,0069	17,555	70,2171	88,6512
5	0,074	18,517	0,0058	88,734	88,657
6	0,069	0,342	0,0006	89,076	88,6576
7	0,040	0,0056	6,3531	89,082	95,0106
8	0,033	6,459	0,0048	95,5411	95,0155
9	0,030	0,288	0,0002	95,831	95,0157
10	0,024	0,0053	3,0409	95,8353	98,0566
11	0,020	2,713	0,0057	98,5489	98,0623
12	0,018	0,076	0,0007	98,6256	98,063

b- Sens longitudinal:

$$\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 98,62\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c- Sens transversal:

$$\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 98,06\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.7.1.3. Calcul de la force sismique (Art 4.3.6 RPA 2003)

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

On doit vérifier que 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 résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Telle que :

- A=0,15
- D=2,20
- Q=1,20
- W=10587,81KN
- R=4

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

Tableau VI -7 : Vérification des forces sismiques.

$V_{st}(KN)$	Vérification	
	Sens longitudinal (KN)	Sens transversal (KN)
1048,19	$V_{dx} = 933,84 > 80\% V_{st} = 838,55$ Condition vérifiée.	$V_{dy} = 1076,78 > 80\% V_{st} = 838,55$ Condition vérifiée.

VI.7.1.4. Vérification des déplacements (Art 5.10 RPA 2003)

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ; \text{ Avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R = 4.

δ_{ek} : Déplacement du aux forcessismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Les tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau VI-8 : Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		Δx (m)	Δy (m)
	δ_{ex}	δ_K	δ_{ey}	δ_K		
5	0,0062	0,0248	0,0088	0,0352	0,0048	0,0104
4	0,0050	0,02	0,0071	0,0284	0,0052	0,0068
3	0,0037	0,0148	0,0054	0,0216	0,0052	0,0072
2	0,0024	0,0096	0,0036	0,0144	0,0044	0,0072
1	0,0013	0,0052	0,0019	0,0076	0,0036	0,0013
RDC	0,0004	0,0016	0,0006	0,0024	0,0016	0,0006

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\% h_e = 0,0324$; donc la condition est vérifiée.

VI.7.1.5. Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA 2003)

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

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

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K" ;

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \times T \times V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans notre structure ($F_t = 0$) puisque : $T = 0,43 \text{ Sec} \leq 0,7 \text{ Sec}$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = (V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher i ; j

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » ;

h_K : Hauteur de l'étage « K ».

$$\text{Si : } \begin{cases} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P - } \Delta \text{ peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \text{ Amplifiant les effets de } \frac{1}{(1 - \theta_K)}. \\ \theta_K > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$$

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

Tableau -9 : Vérification à l'effet P- Δ .

Niveau	hauteur	Wi	Pk	Sens x			Sens y		
				Δ_k	V _k	θ	Δ_k	V _k	θ
5	3,24	2454,54	2454,54	0,0048	201,37	0,0048	0,0104	201,07	0,0088
4	3,24	2711,09	5165,63	0,0052	380,58	0,0048	0,0068	386,8	0,0097
3	3,24	2711,09	7876,72	0,0052	514,8	0,0052	0,0072	529,32	0,0118
2	3,24	2711,09	10587,81	0,0044	614,26	0,0044	0,0072	633,28	0,0113
1	3,24	2711,09	13298,9	0,0036	682,85	0,0044	0,0013	702,02	0,0016
RDC	3,24	2711,09	16009,99	0,0016	717,9	0,0016	0,0006	734,54	0,0006

D'après les résultats obtenus ($\theta < 0,10$) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique et sismique on peut dire que la structure peut résister aux chocs extérieurs tels que le séisme, malgré l'augmentation des charges "cas frome self and specified mass and loads".

VI.8. CONCLUSION

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique. Les tableaux nous donnent les résultats adoptés par ETABS V9.7.4.

Les différentes contraintes sont les éléments principaux de la structure –elles sont utilisées pour le calcul des armatures de ces éléments, qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

CHAPITRE VII

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VII.1. Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A 93 et le R.P.A 99/Version 2003.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux
- Poutres
- Voile

L'étude des sous charges verticales et horizontales nous a permis de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres et voiles) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations nous avons utilisé le programme d'analyse des structures **ETABS 9.7.4** ce qui nous a permis d'étudier les portiques selon les différentes combinaisons de calcul.

VII.2. Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [**B.A.E.L 91 modifiée 99 et R.P.A 99/ (version 2003)**].

VII.2.1. Poutres

- Sollicitation du 1^{er} genre (**B.A.E.L 91 modifiée 99**)
 $1,35G+1,5 Q$
- Sollicitation du 2^{ème} genre [**R.P.A 99/ (version 2003)**]
 $0,8G \pm E$
 $G + Q \pm E$

VII.2.2. Poteaux

- Sollicitation du 1^{er} genre (**B.A.E.L 91 modifiée 99**)
 $1,35 G+1,5 Q$
- Sollicitation du 2^{ème} genre [**R.P.A 99/ (version 2003)**]
 $0,8G \pm E$
 $G + Q \pm E$

Avec : G : Charge permanente ;

Q : Charge d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VII.3. Ferrailage des poutres

VII.3.1. Méthode de calcul

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort Normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre.

- Sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1} .
- Sollicitation du 2^{ème} genre $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E. \\ S_{p2} = G + Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2} .

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} .

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « E.L.U » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b).

Pour situation accidentelle :

- $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400$ MPa.
- $\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48$ MPa.

Pour les autres cas :

- $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348$ MPa.
- $\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17$ MPa.

VII.3.2. Les armatures minimales

D'après le R.P.A 99/ (version 2003) on a :

➤ Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$

➤ Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\% \times b \times h_t$ (Zone courante) ;

$$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t \text{ (Zone de recouvrement).}$$

VII.3.3. Poutres principales (30x35) cm²

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on à :

$$A_{min} = 0,5\% b \cdot h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{max1} = 4\% b \cdot h_t = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% b \cdot h_t = \frac{6 \times 30 \times 35}{100} = 63 \text{ cm}^2$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

VII.3.3.1. Exemple de calcul

a) Poutre (RDC, 1^{er})

➤ **En travée**

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 5,32 \text{ KN.m.}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 58,26 \text{ KN.m.}$$

$$\frac{M_{tsp2}}{M_{tsp1}} = 10,95 > 1,15 \text{ donc le calcul se fait sous } (S_{p2}).$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section $h_t = 35 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 31,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VII-1: Exemple de ferrailage des poutres en travée.

Moment ultime M_u	M_u	58,26 KN.m	$\mu = 0,138 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,138	
État limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,925$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	5,74 cm²	

Sur appuis

b) $(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 15,54 \text{ KNm.}$

$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 70,47 \text{ KN.m.}$

$$\frac{M_{tsp2}}{M_{tsp1}} = 4,53 > 1,15 \text{ donc le calcul se fait sous } (S_{p2}).$$

CHAPITRE VII : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section $h_t = 35 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 31,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VII-2: Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.

Moment ultime M_u	M_u	70,47KN.m	$\mu = 0,168 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,168	
État limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,907$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	7,08 cm²	

VII.3.3.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Tableau VII-3: Ferrailage des différents niveaux (poutres principales).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	A_s (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}				
RDC-5 ^{er}	Travée	5,32	58,26	5,74	5,25	3T12+2T12	6,00
	Appuis	15,54	70,47	7,08		3T12+3T12	7,20

VII.3.4. Poutres secondaires (30x30) cm²

VII.3.4.1. Armatures minimales

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{\min} = 0,5\%b.h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 30}{100} = 4,5\text{cm}^2$$

$$A_{\max 1} = 4\%b.h_t = \frac{4 \times 30 \times 30}{100} = 36\text{cm}^2$$

$$A_{\max 2} = 6\%b.h_t = \frac{6 \times 30 \times 30}{100} = 54\text{cm}^2$$

VII.3.4.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Tableau VII-4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _s (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC-5 ^{er}	Travée	6,65	26,33	2,93	4,5	3T12+2T10	4,96
	Appuis	7,60	24,83	2,75		3T12+2T10	4,96

VII.3.5. Calcul les armatures transversales

VII.3.5.1. Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l) ;$$

$$\Phi_t \leq \min (10 ; 30 ; 14) ;$$

$$\Phi_t = 8\text{mm.}$$

On adopte : $\Phi_t = 8\text{mm.}$

VII.3.5.2. Calcul de L'espacement

Selon le RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \\ S_t \leq \min(28,35 ; 40\text{cm}) \end{cases} \leq 30\text{cm.}$$

➤ Zone nodale:

$$\begin{cases} S_t \leq \min (12\Phi_l ; \frac{h}{4} ;) \\ S_t \leq \min (16,8 ; 8,75) \end{cases} \Rightarrow S_t = 8\text{cm.}$$

➤ Zone courante:

$$S_t \leq h/2 = 17,5 \text{ cm}$$

VII.3.6. Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_c / 4 \cdot \tau_s$

Avec

Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,30 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \cdot \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm.}$

VII.3.7. Calcul des crochets

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 31,5 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 31,12 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 0,70 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 31,10 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 0,71 \text{ cm.}$$

VII.3.8. La longueur de recouvrement

D'après le **R.P.A 99/version 2003**, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm.}$$

VII.3.9. Les vérifications

VII.3.9.1. Vérifications des contraintes (E.L.S)

a) Poutres principales (30x35) cm²

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 1,14 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$ Condition vérifiée.

En travée

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 58,26 \text{ KN.m}$

$$M_{ser} = 11,28 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,185 \text{ et } \gamma = \frac{58,26}{11,28} = 5,16$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{a max} = 70,47 \text{ KN.m}$

$$M_{ser} = 11,28 \text{ KN.m.}$$

$$\alpha = 0,273 \text{ et } \gamma = \frac{70,47}{11,28} = 6,24$$

$$\alpha \leq \frac{6,24-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 2,87 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Poutres secondaires (30x30) cm²

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adopté} > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travée

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 26,33 \text{ KN.m}$

$$M_{ser} = 4,80 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,098 \text{ et } \gamma = \frac{26,33}{4,80} = 5,48$$

$$\alpha \leq \frac{5,48-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 2,94 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en appuis $M_{amax} = 24,83 \text{ KN.m}$ $M_{ser} = 4,80 \text{ KN.m.}$

$$\alpha = 0,068 \text{ et } \gamma = \frac{24,83}{4,80} = 5,17$$

$$\alpha \leq \frac{5,17-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 2,33 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.9.2. Vérification de l'effort tranchant

a) Vérification de l'effort tranchant : (poutres principales)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 1,26KN$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1,26 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,01 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min \{0,2(\frac{f_{cj}}{\gamma_b}) ; 5 \text{ MPa}\}$

$\tau_u = 0,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Pas de risque du cisaillement.

b) Vérification de l'effort tranchant : (poutres secondaires)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 1,73 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1,73 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,270} = 0,02 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min \{0,2(\frac{f_{cj}}{\gamma_b}) ; 5 \text{ MPa}\}$

$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Pas de risque du cisaillement.

VII.3.9.3. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

B.A.E.L 91 modifiée 99 (Art B.6.5).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

a) Poutres principales

(À l'E.L.S) ; $A_s = 5,93 \text{ cm}^2$.

$\frac{h}{L} > 1/16 ; 0,070 > 0,0625$Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} ; 0,0062 < 0,010$Condition vérifiée.

b) Poutres secondaires

(À P.E.L.S) ; $A_s = 1,81\text{cm}^2$.

$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$; $0,074 > 0,0625$ Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4,2}{f_e}$; $0,002 < 0,010$ Condition vérifiée.

Tableau VII-5: Ferrailage des poutres principales.

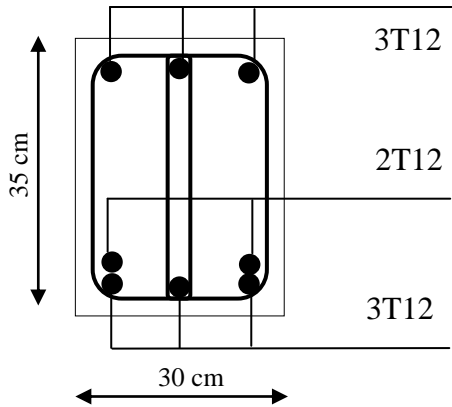
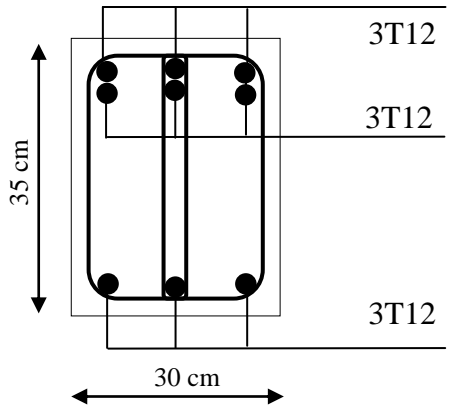
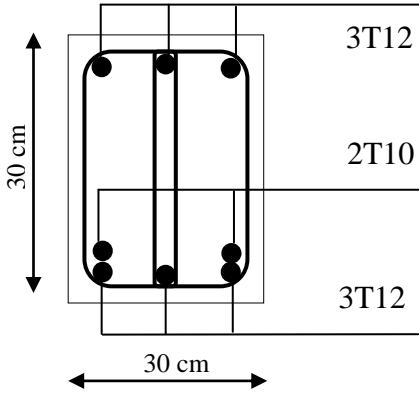
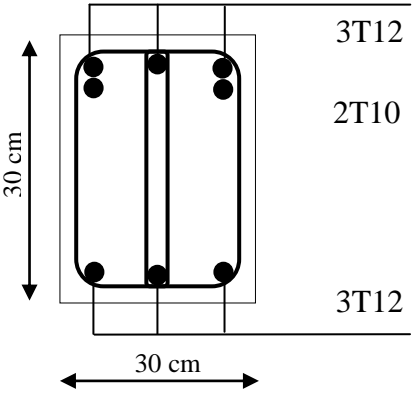
Niveau	Travée	Appuis
RDC au 5 ^{eme}		

Tableau VII-6: Ferrailage des poutres secondaires.

Niveau	Travée	Appuis
RDC au 5 ^{eme}		

VII.4. Ferrailage des poteaux

VII.4.1. Méthode de calcul

En général, Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante :

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } 1^{\text{er}} \text{ Genre : } 1,35G+1,5Q & \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_3 \end{cases} \\
 \text{➤ } 2^{\text{ème}} \text{ Genre : } 0,8G \pm E. & \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_6 \end{cases}
 \end{aligned}$$

Dans le calcul relatif aux « **E.L.U** », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

- Pour situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa.} \end{cases}$
- Pour les autres cas : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa.} \end{cases}$

VII.4.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99/version 2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa).
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone IIa).
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.
- On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

La zone nodale est définie par l'et h', l'= 2h.

$$h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

VII.4.3. Sollicitations de calcul

Tableau VII-7: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99/version 2003.

Famille des poteaux	$A_{min}=0,8 \%b.h_t$ (cm²)	$A_{max1}=4\%b.h_t$ (cm²)	$A_{max2}=6\%b.h_t$ (cm²)
(35×35) cm ²	9,8	49	73,5

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel (ETABS 9.7.4), les résultats sont résumés dans les tableaux VII.8.

Tableau VII-8: Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre.

Famille		(35×35)cm²
Combinisons		
(a)	$N_{max}(KN)$	429,61
	$M_{corr}(KN.m)$	2,479
(b)	$N_{min}(KN)$	11,03
	$M_{corr}(KN.m)$	1,728
(c)	$M_{max}(KN.m)$	10,73
	$N_{corr}(KN.m)$	95

Tableau VII-9: Les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre.

Famille		(35×35)cm²
Combinisons		
(a)	$N_{max}(KN)$	735,40
	$M_{corr}(KN.m)$	8,88
(b)	$N_{min}(KN)$	290,69
	$M_{corr}(KN.m)$	3,13
(c)	$M_{max}(KN.m)$	29,52
	$N_{corr}(KN.m)$	324,11

VII.4.4. Exemple de calcul

Poteau (RDC) de section (35×35) cm².

VII.4.4.1. Calcul les armatures longitudinale

Données :

- Largeur du poteau $b = 35\text{cm}$;
- Hauteur de la section $h_t = 35\text{cm}$;
- Enrobage $c = 2,5\text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = h_t - c = 32,5\text{cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400\text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25\text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

a) Combinaison du 1^{ère} genre

1^{er} cas :

$$N_{\max} = 429,61\text{KN} ; \quad M_{\text{corresp}} = 2,480\text{KN.m.}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2,480}{429,61} = 0,00577\text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 429,61 \times \left(0,325 - \frac{0,35}{2} + 0,00577 \right) = 66,92\text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_u = 429,61\text{KN} < 1406,01\text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$M_u = 66,92\text{ KN.m} < 120,49\text{KN.m} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

2^{ème} cas

$$\Rightarrow N_{\min} = 11,03 ; M_{\text{corresp}} = 1,73\text{ KN.m}$$

Détermination le centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,73}{11,03} = 0,157\text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 11,03 \times \left(0,325 - \frac{0,35}{2} + 0,157 \right) = 3,38\text{ KN.m.}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t. \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right). \end{cases}$$

$N_u = 11,03 \text{ KN} < 1406,01 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

$M_u = 3,38 \text{ KN.m} < 3,57 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=A'_2=0$).

3^{ème} cas

$M_{\max} = 10,73 \text{ KN.m} ;$

$N_{\text{corresp}} = 95 \text{ KN}.$

➤ **Détermination le centre de pression**

$e = \frac{M}{N} = \frac{10,73}{95} = 0,113 \text{ m}.$

$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 95 \times \left(0,325 - \frac{0,35}{2} + 0,113 \right) = 24,98 \text{ KN.m}.$

Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t. \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_u = 95 \text{ KN} < 1406,01 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

$M_u = 24,98 \text{ KN.m} < 29,93 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

b) Combinaisons du 2^{ème} genre

1^{er} cas

$N_{\max} = 735,40 \text{ KN} ;$

$M_{\text{corresp}} = 8,88 \text{ KN.m}.$

➤ **Détermination le centre de pression**

$e = \frac{M}{N} = \frac{8,88}{735,40} = 0,012 \text{ m}.$

$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 735,40 \times \left(0,325 - \frac{0,35}{2} + 0,012 \right) = 119,13 \text{ KN.m}.$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t. \\ M_u \leq N_u \times d (1 - 0,514 N_u/b \times d \times f_{bc}). \end{cases}$$

$N_u = 735,40 \text{ KN} < 1406,01 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

$M_u = 119,13 \text{ KN.m} < 182,95 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

2^{ème} cas

$N_{\min} = 290,69 \text{ KN}$;

$M_{\text{corresp}} = 3,129 \text{ KN.m}$.

➤ **Détermination le centre de pression**

$e = \frac{M}{N} = \frac{3,129}{290,69} = 0,0107 \text{ m}$.

$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 290,69 \times \left(0,325 - \frac{0,35}{2} + 0,0107 \right) = 46,71 \text{ KN.m}$.

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d (1 - 0,514 \times N_u/b \times d \times f_{bc}) \end{cases}$$

$N_u = 290,69 \text{ KN} < 1406,01 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$M_u = 46,71 \text{ KN.m} < 85,71 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

3^{ème} cas

$\Rightarrow M_{\max} = 29,517 \text{ KN.m}$;

$N_{\text{corresp}} = 324,11 \text{ KN}$.

➤ **Détermination le centre de pression**

$e = \frac{M}{N} = \frac{29,517}{324,11} = 0,09 \text{ m}$.

$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 324,11 \times \left(0,325 - \frac{0,35}{2} + 0,09 \right) = 77,78 \text{ KN.m}$.

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d (1 - 0,514 \times N_u/b \times d \times f_{bc}) \end{cases}$$

$N_u = 324,11 \text{ KN} < 1406,01 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$M_u = 77,78 \text{ KN.m} < 94,44 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6=A'_6=0$).

CHAPITRE VII : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

➤ Section adoptée

$$A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adopt\ \epsilon} = \max(A1, A2, A3, A4, A5, A6, A_{min}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 9,8 \text{ cm}^2)$$

$$A_{adopt\ \epsilon} = 9,8 \text{ cm}^2.$$

Tableau VII-10: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Familles	Combinaisons	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
(35×35)	(a)	429,61	66,92	0	735,40	119,13	0	9,80	4T14+4T12 As=10,68
	(b)	11,03	3,38	0	290,69	46,71	0		
	(c)	95	24,98	0	324,11	77,78	0		

VII.4.4.2. Calcul des armatures transversales

a) Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t = \Phi / 3 ;$$

$$\Phi_t = 16/3 ;$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm} ;$$

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g ≥ 5 et à 3,5 dans le cas contraire.

S_t : Espacement des armatures transversales.

b) Calcul de l'espacement

D'après le **R.P.A 99/ version 2003** on à :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit S_t = 10 cm.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 24 \text{ cm}$ Soit S_t = 15 cm.

c) Calcul de l'élançement géométrique λ_g

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0.$$

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,24}{0,35} = 6,48 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 6,48 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5 \text{ (D'après le RPA.99/version 2003"Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 22,13}{35 \times 235} = 0,10 \text{ cm}^2.$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales

$A_t / S_t \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0,3 \% \rightarrow \lambda_g = 6,48 > 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

$$\text{Le choix : } \left\{ \begin{array}{l} A_t = 8\phi_8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 15 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times S_t \times b / f_e ; \text{ Ronds lisses} \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa.}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 35 / 235 = 0,89 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f) Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{324}{6} ; 35 ; 35 ; 60 \right) = 60 \text{ cm.} \\ L' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

VII.4.5. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec

a: Coefficient fonction de l'élanement **I**;

B_r : Section réduite du béton ;

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2 \times (\lambda/35)^2} & \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ \frac{0,6 \times (\lambda/35)^2}{1} & \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple de calcul (RDC)

Longueur de flambement : $L_f = 0,7 \times l_0 \Rightarrow L_f = 2,26$.

Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0,10$ m.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,26}{0,10} \Rightarrow \lambda = 22,6 \Rightarrow \alpha = 0,80.$$

-La section réduite : $B_r = 1056,25 \text{ cm}^2$

-Selon « **R.P.A 99/version 2003** » $A_s = 0,8\% \times B_r \dots \dots \dots$ Zone IIa

$$A_s = 0,8\% \times B_r = 8,45 \text{ cm}^2$$

Donc

$$N_u = 0,80 \times \left(\frac{0,1056,25 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 8,45 \cdot 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) \cdot 10^3 = 1799,9 \text{ KN.}$$

On a $N_{\max} = 735,40 \text{ KN} < N_u = 1799,9 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de flambement.

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représenté dans le tableau **VII.11**.

Tableau VII-11: Vérification au flambement des poteaux des différents étages.

Étage	i	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	$N_{u\max}$ (KN)	N_u (KN)	Observation
RDC → 5^{ème}	0,10	22,26	0,80	8,45	1056,25	908,17	1800	Condition vérifiée

VII.4.6. Vérification de la contrainte de cisaillement

« Le poteau (35×35) cm² »

$T_{max} = 19,3\text{KN}$

Contrainte tangentielle :

$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{19,3 \times 10}{35 \times 32,5} = 0,14 \text{ MPa.}$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ MPa.}$

$\bar{\tau}_u = 0,14 \text{ MPa} < \tau_u = 3,25\text{MPa}$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

Tableau VII-12: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux liés aux voiles.

Famille	Combinaisons	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
(35×35)	(a)	374,02	73,68	0	378,6	64,36	0	9,80	4T14+4T12 As=10,68
	(b)	69,96	11,89	0	0,56	1,11	0		
	(c)	267,54	61,53	0	124,91	21,10	0		

Tableau VII-13 : Ferrailages des poteaux

Niveaux	Poteaux non liés aux voiles	Poteaux liés aux voiles
(RDCau 5 ^{ème} étage)		

VII.5. Ferrailage des voiles

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé ou non armé ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur,

Ainsi tout poteau allongé de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

Nous devons disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

VII.5.1. Voiles assurant

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) ;
- D'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

VII.5.2. Système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents (action climatique) ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes, de l'interaction portique-voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

VII.5.2.1. Conception

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION).

Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).

L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

VII.5.2.2. Principe de calcul des voiles

Dans les calculs, nous devons considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable

VII.5.2.3. Combinaisons de calcul

- Vérification du béton : $G + Q \pm E$
- Calcul des aciers de flexion : $0,8G \pm E$

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99/version 2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

1. Armatures verticales ;
2. Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
3. Armatures transversales.

VII.5.3. Recommandations du R.P.A99/version 2003

VII.5.3.1. Armatures verticales

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99/version 2003 exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

VII.5.3.2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

VII.5.3.3. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m^2 au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII.5.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

- Effort normal appliqué : N
- Moment fléchissant appliqué : M
- Section du voile : A
- Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée : V
- Moment d'inertie : I

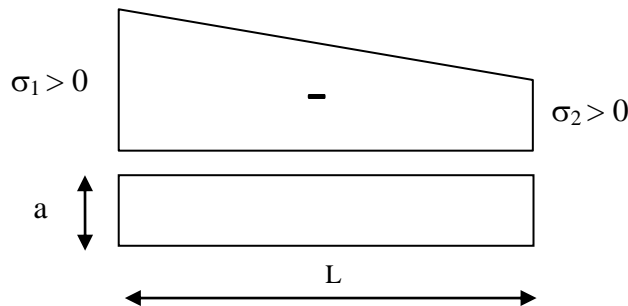
Nous distinguons trois cas :

1er cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue " .

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99/version 2003 :

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$



2^{ème} cas :

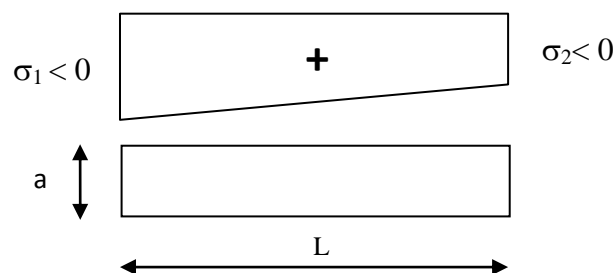
Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

Nous calculons la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v , avec la section minimale exigée par le R.P.A 99/version 2003.

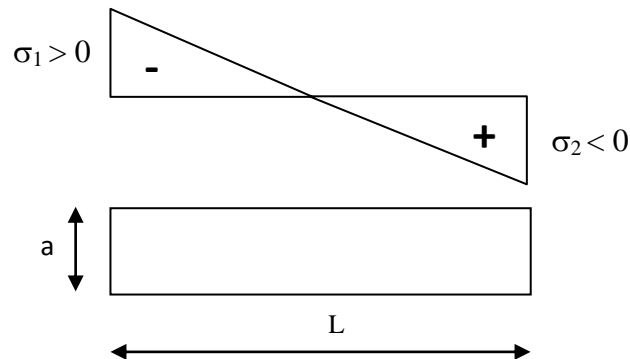
Si : $A_v < A_{\min} = 0,20 \% a \times L$, on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .



3^{ème} cas :

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc nous calculons le volume des contraintes pour la zone tendue.



VII.5.5. Calcul ferrailage des voiles

VII.5.5.1. Exemple de calcul (Type 1)

$A = 0.81 \text{ m}^2;$

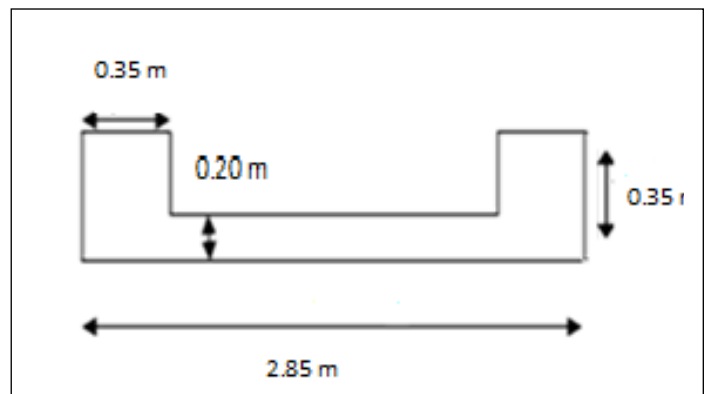
$I = 1,99 \text{ m}^4;$

$V = 1,775 \text{ m};$

$N = 901.56 \text{ KN};$

$M = 1353.25 \text{ KN.m};$

$T = 163.04 \text{ KN}.$



VII.5.5.1.1. Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{901.56 \times 10^{-3}}{0.81} + \frac{1353.25 \times 1.775 \times 10^{-3}}{1,01}$$

$$\sigma_1 = 3.49 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{901.56 \times 10^{-3}}{0.81} - \frac{4501,24 \times 1.775 \times 10^{-3}}{1,01}$$

$$\sigma_2 = -1.26 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 18,48 \text{ MPa}$$

Nous avons : σ_1 et σ_2 de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc nous calculons le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII.5.5.1.2. Vérification des contraintes de compression

$$N = 901,56 \text{ KN}$$

$$M = 1353,25 \text{ KN.m}$$

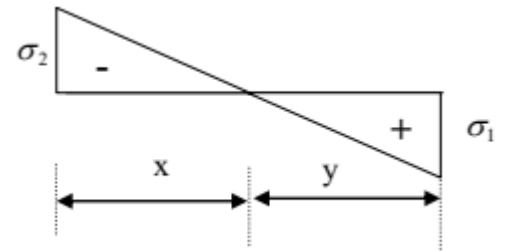
$$T = 163,04 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 3,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 3,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -1,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = -1,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18,48 \text{ MPa}$$



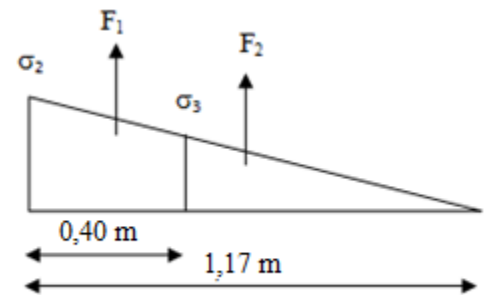
VII.5.5.1.3. Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L \Rightarrow X = \frac{1,26}{3,49 + 1,26} \times 3,55 = 0,94 \text{ m}$$

$$Y = L - X \Rightarrow Y = 3,55 - 0,94 = 2,6 \text{ m}$$

x : la longueur de la zone tendue

y : la longueur de la zone comprimée



VII.5.5.1.4. Calcul de la contrainte σ_3

$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{X - 0,4} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{|\sigma_2|(X - 0,4)}{X} = 0,72 \text{ MPa}$$

VII.5.5.1.5. Détermination des armatures verticales

$$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = \left(\frac{1,26 + 0,72}{2} \right) \times 0,35 \times 0,35 \times 10^3 = 121,27 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{F_1 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{115} = 2,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x - b) \times e}{2} = \frac{0,72(0,94 - 0,35) \times 0,20}{2} \times 10^3 = 42,48 \text{ KNa}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{F_2 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{115} = 0,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{f_e} \times \frac{x}{L} \times \frac{100}{x} = 1,1 \frac{1,4 \times 163,04 \times 10}{400} \times \frac{0,94}{3,55} \times \frac{100}{94} = 1,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_T = A_{v_1} + A_{v_2} + A_{vj} = 2.63 + 0.92 + 1.77 = 5.22 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot a \cdot L_{\text{tendu}}$$

$$A_{\min} = 0,2\% \times 20 \times 94 = 3.76 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 5.22 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.76 \text{ cm}^2$$

• **Le diamètre**

$$\left\{ \begin{array}{l} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq \frac{1 \times 200}{10} \\ D \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{On adopte : } D = 12 \text{ mm.}$$

• **L'espacement**

✓ Selon le BAEL 91, on à :

$$S_t \leq \min \{ 2 \cdot a, 33 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

✓ Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 30, 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

Donc: $S_t \leq \min \{ S_{t \text{ BAEL}}; S_{t \text{ R.P.A 99}} \}$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 25 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **(5T12) = 5,65 cm²/ml.**

VII.5.5.1.6. Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **(5T12) = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

VII.5.5.1.7. Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4φ 8 par m².**

VII.5.5.1.8. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\overline{T}}{a \cdot d}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

d : hauteur utile, $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute, $h=291.5\text{cm}$

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,2.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} = \frac{163.04 \times 1,4}{200 \times 291.6} \times 10^3 = 3.91 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 3.91 \text{ MPa} < 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

« Donc pas de risque de cisaillement ».

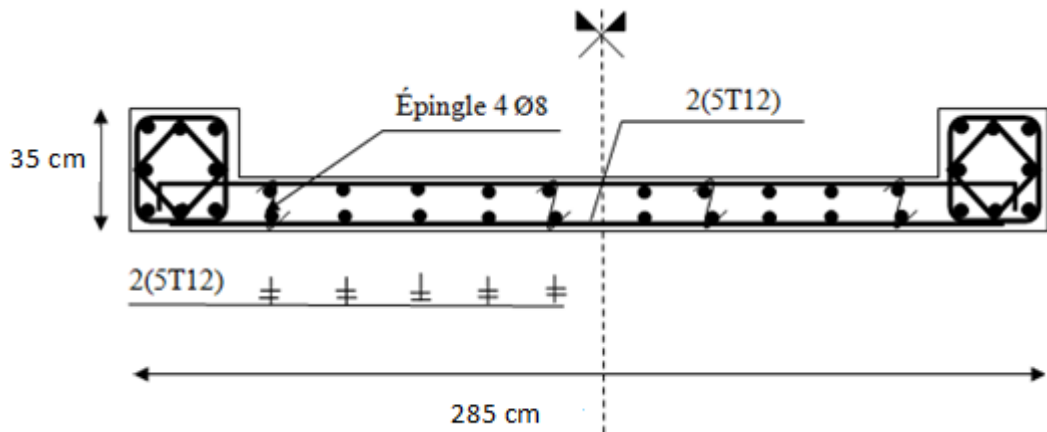


Figure VII -1: Schéma de ferrailage du mur voile (Type1).

VII.5.5.2. Exemple de calcul (Type 2)

$A = 0,42 \text{ m}^2;$

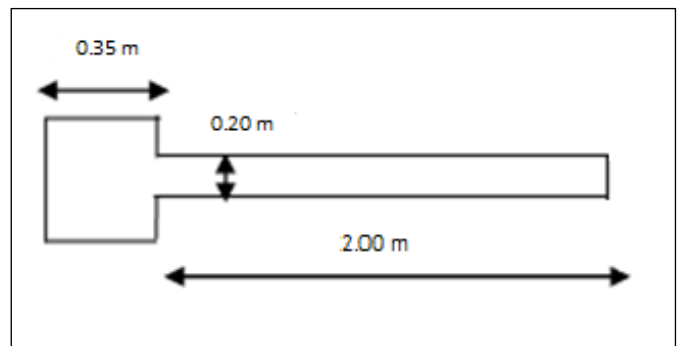
$I = 0,134 \text{ m}^4;$

$V = 0,58 \text{ m};$

$N = 887.12 \text{ KN};$

$M = 615.97 \text{ KN.m};$

$T = 136.6 \text{ KN}.$



VII.5.5.2.1. Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{887,12 \times 10^{-3}}{0,42} + \frac{615,97 \times 0,58 \times 10^{-3}}{0,134}$$

$$\sigma_1 = 4.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{887.12 \times 10^{-3}}{0,42} - \frac{615.97 \times 0,58 \times 10^{-3}}{0,134}$$

$$\sigma_2 = -0.55 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 18,48 \text{ MPa}$$

Nous avons : σ_1 et σ_2 de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc nous calculons le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII.5.5.2.2. Vérification des contraintes de compression

$$N = 887,12 \text{ KN}$$

$$M = 615,97 \text{ KN.m}$$

$$T = 136,6 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 4.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 4.77 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -0.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = -0.55 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 18,48 \text{ MPa}$$

VII.5.5.2.3. Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L \Rightarrow X = \frac{0.55}{4.77 + 0.55} \times 1.85 = 0,19 \text{ m}$$

$$Y = L - X \Rightarrow Y = 1.85 - 0,19 = 1.66 \text{ m}$$

x : la longueur de la zone tendue

y : la longueur de la zone comprimée

VII.5.5.2.4. Calcul de la contrainte σ_3

$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{X - 0,4} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{|\sigma_2|(X - 0,4)}{X} = -0.60 \text{ MPa}$$

VII.5.5.2.5. Détermination des armatures verticales

$$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = \left(\frac{0.55 - 0.60}{2} \right) \times 0,35 \times 0,35 \times 10^3 = -3,06 \text{ KN}$$

$$A_{v_1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{F_1 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{19} = -0.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x - b) \times e}{2} = \frac{-0.60(0,19 - 0,35) \times 0,20}{2} \times 10^3 = 9.6 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{F_2 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{19} = 1.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{fe} \times \frac{x}{L} \times \frac{100}{x} = 1,1 \frac{1,4 \times 136,6 \times 10}{400} \times \frac{0,19}{1,85} \times \frac{100}{19} = 2.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_T = A_{v1} + A_{v2} + A_{vj} = -0.4 + 1.26 + 2.84 = 3.7 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot a \cdot L_{\text{tendu}}$$

$$A_{\min} = 0,2\% \times 20 \times 19 = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 3.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,76 \text{ cm}^2$$

• **Le diamètre**

$$\left\{ \begin{array}{l} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq \frac{1 \times 200}{10} \\ D \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{On adopte : } D = 12 \text{ mm.}$$

• **L'espacement**

✓ Selon le BAEL 91, on à :

$$S_t \leq \min \{ 2 \cdot a, 33 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

✓ Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 30, 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

Donc: $S_t \leq \min \{ S_{t \text{ BAEL}}; S_{t \text{ R.P.A 99}} \}$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 25 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **(5T12) = 5,65 cm²/ml.**

VII.5.5.2.6. Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **(5T12) = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

VII.5.5.2.7. Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4φ 8 par m².**

VII.5.5.2.8. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

d : hauteur utile, $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute, $h=291.6\text{cm}$

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,2.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} = \frac{136.6 \times 1,4}{200 \times 2916} \times 10^3 = 0,32 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,32 \text{ MPa} < 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

« Donc pas de risque de cisaillement ».

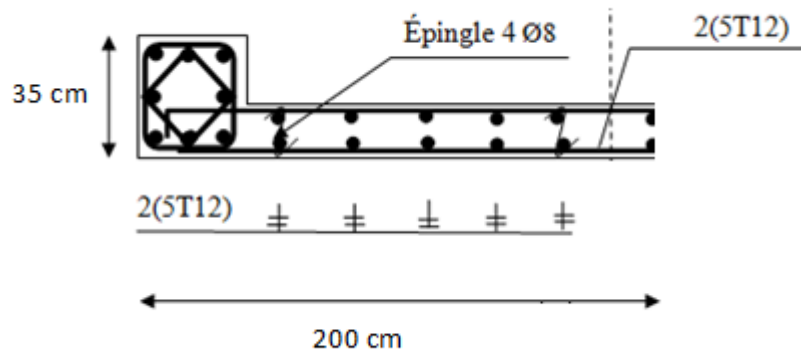


Figure VII-2: Schéma de ferrailage du mur voile (Type 2)

VII.5.5.3. Exemple de calcul (Type 3)

$A = 0,52 \text{ m}^2;$

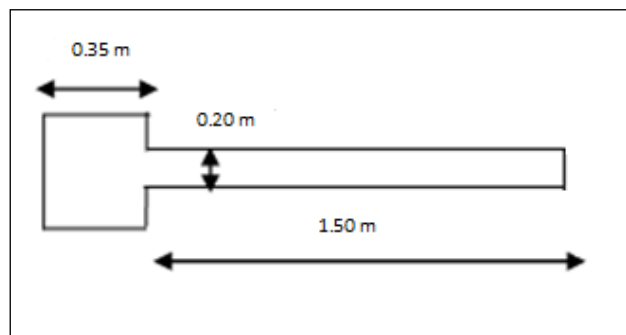
$I = 0.38 \text{ m}^4;$

$V = 1.55 \text{ m};$

$N = 1125.79 \text{ KN};$

$M = 300.918 \text{ KN.m};$

$T = 145.2 \text{ KN}.$



VII.5.5.3.1. Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1125.79 \times 10^{-3}}{0,52} + \frac{300.918 \times 1.55 \times 10^{-3}}{0.38}$$

$$\sigma_1 = 3.38 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 18,48 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{1125.79 \times 10^{-3}}{0,52} - \frac{300.918 \times 1.55 \times 10^{-3}}{0,38}$$

$$\sigma_2 = 0.94 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 18,48 \text{MPa}$$

On a la $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99 (version 2003)**.

Calcul des armatures verticales

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)** on a :

$$A_{\min} = 0.15 \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0.15 \times a \times L = (0,0015 \times 20 \times 100) = 3,00 \text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Le diamètre**

$$\left\{ \begin{array}{l} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq \frac{1 \times 200}{10} \\ D \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{On adopte : } D = 12 \text{ mm.}$$

➤ **L'espacement**

- Selon le **BAEL 91**, on à :

$$S_t \leq \min \{ 2 \times a ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 2 \times 20 ; 33 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

- Selon le **RPA 99(version 2003)** ; on a :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min \left\{ S_{t_{\text{BEAL}}} ; S_{t_{\text{RPA99}}} \right\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm.}$$

On adopte un espacement de 20cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12** ($A_{\text{adoptir}} = 5,65\text{cm}^2/\text{ml}$).

Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12** ($A_{\text{adoptir}} = 5,65\text{cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 20cm.

Calcul des armatures transversales

D'après le **D.T.R-B.C-2,42** et le **BAEL 91**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4φ 8 par m²**.

Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{\text{cal}}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40% ;

a : Épaisseur du voile ;

L: Longueur du voile.

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0.2.f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{1.4 \times 145.2 \times 10^3}{200 \times 2350} = 0,43 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0.43 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \dots \dots \dots$ *Condition vérifiée.*

« Donc pas de risque de cisaillement ».

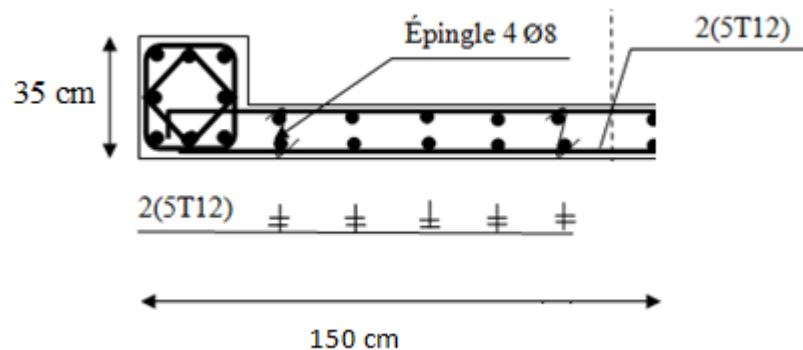


Figure VII-3: Schéma de ferrailage du mur voile (Type 3)

CHAPITRE VIII

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. Voile périphérique

VIII.1.1. Définition

Le voile périphérique est un organe enterré clôture le périphérique souterrain d'un ouvrage. Mais on doit séparer entre voile périphérique dans le cas d'un dallage sur terreplein et le cas d'un étage sous-sol.

Le 1^{er} cas le voile est stable sous l'action de poussée de terre extérieure et butée de remblais compacte sous dallage.

Le 2^{eme} cas c'est le cas d'un mur de soutènement parce que la poussée de terre est exercée d'une seule cotée, c'est le cas de notre projet. On peut le considérer le voile périphérique comme un panneau de dalle en cas tréaux poteaux de sous-sol soumis à une pression trapézoïdale.

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 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 fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$;
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$;
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 20,66^\circ$.

Ka : Coefficient de poussée des terres $Ka = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$Ka' = Ka / \cos(\beta - \lambda)$ avec $(\beta = \lambda = 0^\circ)$

$Ka' = Ka = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{20,66^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,478$

$Ka' = Ka = 0,478$

VIII.1.2. Dimensionnement

D'après le R.P.A 99 (version 2003) ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

On adopte : $ep = 20 \text{ cm}$.

VIII.1.3. Calcul des charges

VIII.1.3.1. Poussée des terres

$$P_1 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \text{ avec : } \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 0,478 \times 1,7 \times 3,96 = 1,61 \text{ t/ml}$$

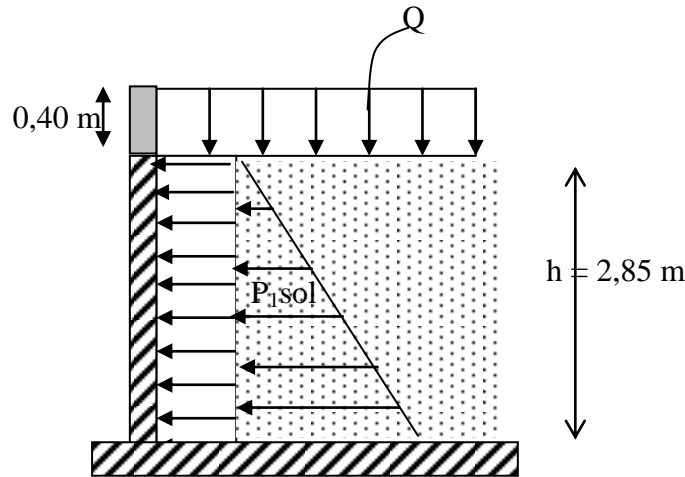


Figure VIII-1 : Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique.

VIII.1.3.2. Poussée supplémentaire due à la surcharge

$$P_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,478 \times 0,15 \times 2,85 = 0,204 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

VIII.1.3.3. La charge pondérée

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 1,61 + 1,5 \times 0,204 = 2,47 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 2,47 \text{ t/ml.}$$

VIII.1.4. Ferrailage du voile périphérique

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3,35 - 0,40 = 2,95 \text{ m ; } L_y = 4,60 - 0,40 = 4,2 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,95}{4,20} = 0,80 > 0,4$$

⇒ La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\begin{aligned} M_{ox} &= \mu_x q L_x^2 \\ M_{oy} &= \mu_y M_{ox} \end{aligned} \quad \text{avec : } \begin{cases} \alpha = 0,70 \\ v = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 2,34 \text{ t.m} \quad M_{oy} = 1,39 \text{ t.m}$$

VIII.1.4.1. Les valeurs des moments en travée sont

$$M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 1,76 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 1,05 \text{ t.m}$$

- **Vérification :**

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Leftrightarrow 1,05 \text{ t.m} > 0,43 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VIII.1.4.2. Calcul du Ferrailage

- **Sens (x)**

$$M_{tx} = 1,76 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1,76 \times 10^4}{100 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,038 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,981$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,76 \cdot 10^4}{0,981 \times 18 \times 348} = 2,86 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Sens (y)**

$$M_{ty} = 0,41 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1,05 \cdot 10^4}{100 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,022 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'$$

$$\beta = 0,989$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,05 \cdot 10^4}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

VIII.1.4.3. Condition de non fragilité

• **Sens (y)**

D'après R.P.A 99 (version 2003) on a:

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,1 \times 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Et d'après B.A.E.L.91 on a :

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \left\{ A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}} \right\}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max \{ 1,69 ; 2,00 ; 1,6 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93cm²/ml et un espacement de 20cm.

• **Sens (x)**

D'après R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{x \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

D'après B.A.E.L.91, on a :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,6 \left(\frac{3 - 0,70}{2} \right) = 1,84 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \{ 1,53 ; 2,00 ; 1,84 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93 cm²/ml et un espacement de 20 cm.

VIII.1.5. Les vérifications

VIII.1.5.1. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 3,39 \times \frac{3,35}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,80}{2}} = 4,25 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{4,25 \times 10^4}{100 \times 18 \times 10^2} = 0,23 \text{ MPa}.$$

$$1 - \tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \cdot 25 / 1,5 = 1,17 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{u \text{ limt}} = 1,17 > \tau_u = 0,23 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la dalle est bétonnée sans reprise.

Vérification des contraintes à L'E.L.S

$$\begin{cases} \alpha = 0,80 \\ v = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases}$$

$$q_{ser} = P_1 + P_2 = 1,89 \text{ t/ml.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x = 0,42 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,29 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_{ox} = 0,31 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,75M_{oy} = 0,22 \text{ t.m} \end{cases}$$

• Sens (x)

$$M_{ser} = 0,31 \text{ t.m}$$

$$A = 4,11 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n \cdot A (d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 61,65y - 1109,70 = 0 \Rightarrow y = 4,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n \cdot A (d - y)^2 = 12084,27 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,31 \cdot 10^4}{12084,27} \times 4,13 = 1,06 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 1,06 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right). \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63).$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,31 \times 10^4}{12084,27} \times (18 - 4,13) = 53,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 53,37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

• Sens (y)

$$M_{ser} = 0,22 \text{ t.m}$$

$$A = 2,88 \text{ cm}^2.$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n.A(d-y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 43,20y - 777,60 = 0 \Rightarrow y = 3,54 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n.A(d-y)^2 = 10511,49 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K.y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,22 \cdot 10^4}{10511,49} \times 3,54 = 0,74 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0,74 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \dots \text{(fissuration préjudiciable).}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,22 \cdot 10^4}{10511,49} \times (18 - 3,54) = 45,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 45,39 < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures à L'.E.L.U.R conviennent. Le voile sera ferrailé en deux nappes avec 5T12 = 5,65cm²/ml avec un espacement S_t=20cm.

VIII .2. Calcul des fondations

VIII.2.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol. D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1,40 bar à un ancrage de 2,00 m.

- Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 - Dimensionnement à l'E.L. $S_{N_{ser}} = G+Q$;
 - Ferrailage à l'E.L. $U_{Nu} = 1,35 G+ 1,5 Q$.
- Le choix du type des fondations dépend de :
 - Type d'ouvrage à construire ;
 - La nature et l'homogénéité du bon sol ;
 - La capacité portante du terrain de fondation ;
 - La raison économique ;
 - La facilité de réalisation.

VIII.2.2. Choix du type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol ;
- Les charges transmises au sol ;
- La distance entre axes des poteaux ;
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant: les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 1,4bar à une profondeur de 2 m.

VIII.2.2.1. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est: $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

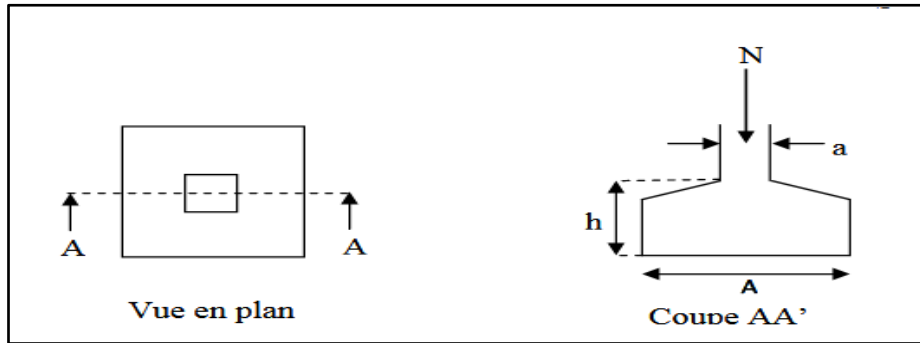


Figure VIII-2: Schéma d'une semelle isolée.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N: l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par l'ETABS 9.7.2 ;

S: surface d'appui de la semelle ;

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (B× B), donc S= B².

$N_s = 735,4 \text{ KN}$, $\overline{\sigma_{sol}} = 140 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{735,4}{140}} \quad \text{AN : } B \geq 2,29$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,14 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VIII.2.2.2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 7 poteaux.

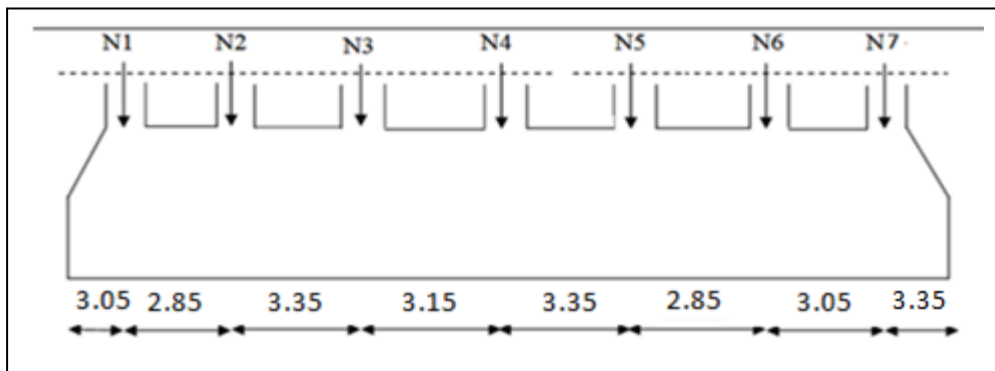


Figure VIII-3 : Schéma semelle filante.

• Selon (X)

Tableau VIII-1: Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisie(m)	S (m ²)
1	3700,01	21,65	1,10	1,50	32,5
2	2487,576	21,65	0,90	1,50	32,5
3	4144,92	21,65	1,16	1,50	32,5

• Selon (Y)

Tableau VIII-2: Section des semelles filantes dans le sens transversal.

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisie(m)	S (m ²)
1	995,539	7,65	0,96	1,5	11,47
2	1310,297	7,65	1,10	1,5	11,47
3	1676,692	7,65	1,25	2	15,3
4	1526,204	7,65	1,19	2	15,3
5	1506,51	7,65	1,18	2	15,3
6	1310,613	7,65	1,10	2	15,3
7	1334,235	7,65	1,11	2	15,3

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ;

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\% .$$

La surface du bâtiment est : $S_{batiment} = 168,3 \text{ m}^2$.

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{198,44}{168,3} = 1,17 = 117\% > 50\% .$$

La surface totale de la semelle dépasse de 50% la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

VIII.3. Vérification des radier général

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VIII.3.1. Définition du radier

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en en résistant aux contraintes de sol.

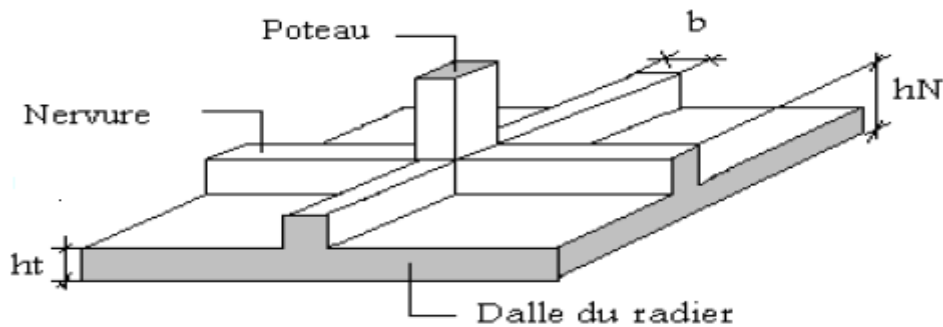


Figure VIII-4: Radier général.

VIII.3.2. Calcul du radier

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité. (Réaction de sol \cong poids total de la structure).

VIII.3.2..1. Poids supporté par le radier :

G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^8 G_i$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^8 Q_i$$

Combinaison d'actions

E. L. U : $NU = 1,35GT + 1,5QT = 1166,28 \text{ t}$.

E. L. S : $N_{ser} = GT + QT = 856,028 \text{ t}$.

VIII.3.3. Pré dimensionnement du radier

VIII.3.3.1. Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_{sol} = 1.4 \text{ bar} = 14 \text{ t/m}^2$.

$N = N_{ser} = 856,026 \text{ t}$.

$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{856,026}{14} = 61,145 \text{ m}^2$.

On prend un débord de 80 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 209,265 \text{ m}^2$.

VIII.3.3.2. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

- **1^{ère} condition**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,06 \times f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 \times f_{c28} \times b}$

Avec ; V_u : l'effort tranchant ultime d'une bande de 1 mètre linéaire $V_u = Q.L / 2$.

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 4,60 \text{ m}$.

$v_u = \frac{(Q_u \times L)}{2} = \frac{1\text{m} \times (N_u/S) \times L}{2} = \frac{1\text{m} \times (1166,628/209,265) \times 4,60}{2} = 56,15 \text{ t}$

$d \geq \frac{56,15 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,37 \text{ m} \dots\dots\dots(01)$

- **2^{ème} condition**

$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad L = 460 \text{ cm}$

$18,4 \leq d \leq 23 \text{ cm}$

$h = d + c = 20 + 5 = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$

De (1) , on a : $d \geq 26 \text{ cm}$

Donc : $h \geq (d + c) \Rightarrow h \geq (26 + 5) \Rightarrow h \geq 31 \text{ cm}$

Soit : $h = 40$ et $d = (0.9 \times 40) = 36 \text{ cm}$

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à $h_t = 40$ cm.

VIII.3.3.3. Détermination de la hauteur de la poutre de libage

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 47,78 \leq h \leq 71,66 \text{ cm.}$$

On prend : $b = 40$ cm ; $h = 70$ cm ; $d = 63$ cm.

VIII.4. Vérifications de la poutre de libage

VIII.4.1. Des contraintes

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5[0,4 \times 506,60 + 0,70 \times 0,40 \times 256] = 685,80 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 685,80 + 856,28 = 1542,08 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{1542,08}{209,265} = 7,36 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow 7,36 \text{ t/m}^2 \leq 14 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.4.2. La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,40 \times (0,70)^3 / 12 = 0,011 \text{ m}^4$.

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : Largeur de la poutre $b = 0,40$ m.

K : Coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,011}{500 \times 0,40}} = 5,16 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,30 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 8,11 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L_{max} : La longueur maximale entre nues des poteaux.

VIII.5. Évaluation des charges pour le calcul du radier

$$Q = \sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{856,028}{209,265} = 7,36 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 1,00 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \sigma_{\max} - \sigma_{\text{radier}} = 13,58 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 13,58 \text{ t/m}^2.$$

VIII.6. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VIII.6.1. Méthode de calcul

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie (La méthode de BAEL). Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1 ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0,x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0,y} = \mu_y \times M_{0,x}$

μ_x et μ_y : Sont des coefficients fonction de α et ν (' ν ' prend 0 à l'ELU, 0,2 à l'ELS) (cours béton armé BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

VIII.6.2. Calcul du ferrailage

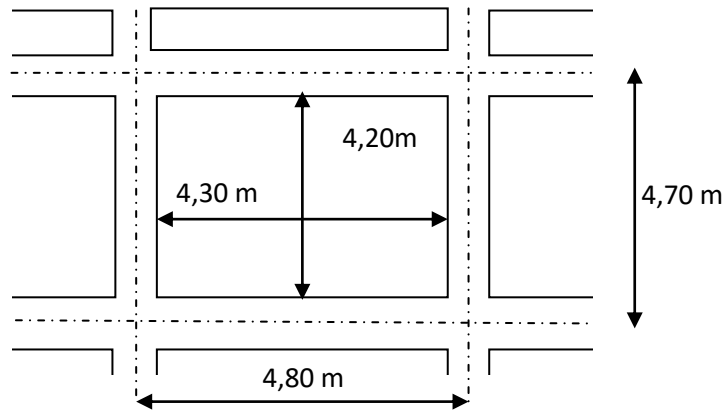


Figure VIII-5: Schéma du panneau le plus défavorable.

a) Détermination des efforts

Tableau VIII-3: Les moments fléchissant suivant les deux sens.

L _x (m)	L _y (m)	a	Sens(x)				Sens(y)			
			m _x	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)	m _y	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)
3,35	4,60	0,98	0,0384	9,19	6,89	4,60	0,9545	8,78	6,59	4,39

b) Calcul des armatures

b.1) Suivant L_x

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,89 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,037 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,037 \Rightarrow \beta = 0,981 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,89 \times 10^4}{0,981 \times 36 \times 348} = 5,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 5T12 = 5,65 cm², avec un espacement de 20 cm.

➤ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,60 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,025 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,025 \Rightarrow \beta = 0,987 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,60 \times 10^4}{0,987 \times 36 \times 348} = 3,72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T12 = 4,52cm², avec un espacement de 25 cm.

b.2) Suivant L_y

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,59 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,982 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,59 \times 10^4}{0,982 \times 36 \times 348} = 5,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 5T12 = 5,65 cm², avec un espacement de 20 cm.

➤ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,39 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,011 \Rightarrow \beta = 0,988 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,39 \times 10^4}{0,988 \times 36 \times 348} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T12 = 4,52cm², avec un espacement de 25 cm.

c) Vérification de l'espacement

Dans le sens le plus sollicité :

$$S_t \leq \min(3.h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(210 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$S_t \leq 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

VIII.7. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

VIII.7.1. Sens longitudinale

a) Calcul des chargements (q_M)

q_M : C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_2 \right]$$

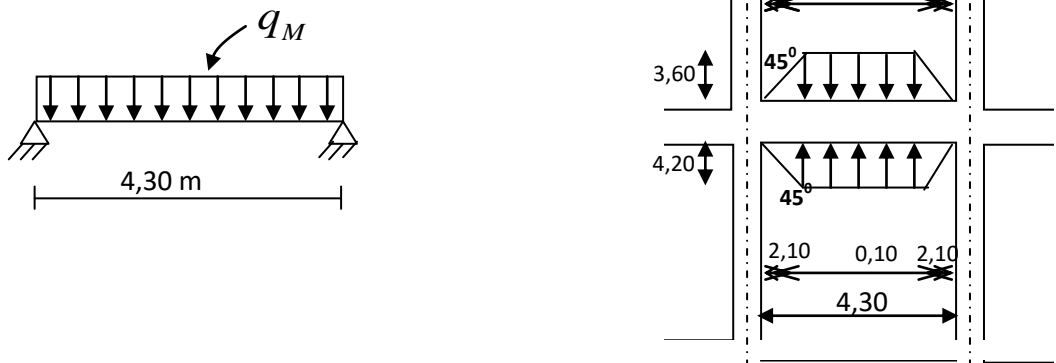


Figure VIII-6 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_{x1} = 4,20m \\ L_{y1} = 4,30m \\ L_{x2} = 3,60m \\ q_M = 30,28t / m \end{cases}$$

q_M : Est tirée du chargement de la poutre, c'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_2 \right]$$

$$q_M = \frac{13,58}{2} \left[\left(1 - \frac{4,20^2}{3 \times 4,30^2} \right) \times 4,20 + \left(1 - \frac{3,60^2}{3 \times 4,30^2} \right) \times 3,60 \right]$$

$$q_M = 38,18t / m$$

$M_t = 41,33t.m$; est tiré à partir du logiciel de RDM6.

b) Calcul du ferrailage

➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41,33 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,225 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,225 \Rightarrow \beta = 0,870$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{41,33 \times 10^4}{0,870 \times 36 \times 348} = 37,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit : 4T25} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T20} \Rightarrow A = 44,77 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : 4T20} \end{cases}$$

➤ **Sur appuis**

$$M_0 = \frac{q_M \times L_{y1}^2}{8} = \frac{38,18 \times 4,30^2}{8} = 88,24 \text{ t.m}$$

Tableau VIII-4: Ferrailage de la poutre en travée suivant le sens longitudinale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a (t.m)$	$0,5 \times M_0 = 44,12$	$0,2 \times M_0 = 17,65$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,190 \rightarrow 0,894$	$0,076 \rightarrow 0,960$
$A_{\text{cal}} (m^2 / ml)$	$22,15$	$8,25$
$A_{\text{adoptir}} (cm^2)$	$4T16(\text{fil}) + [4T16 + 4T14](\text{chap}) = 22,24$	$4T14(\text{fil}) + 4T14(\text{chap}) = 12,32$

VIII.7.2. Sens transversale

a) Calcul des chargements (q')

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ q' = \frac{2}{3} \times q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 13,58 \times 2,10 = 19,012 \text{ t} / \text{m} \right.$$

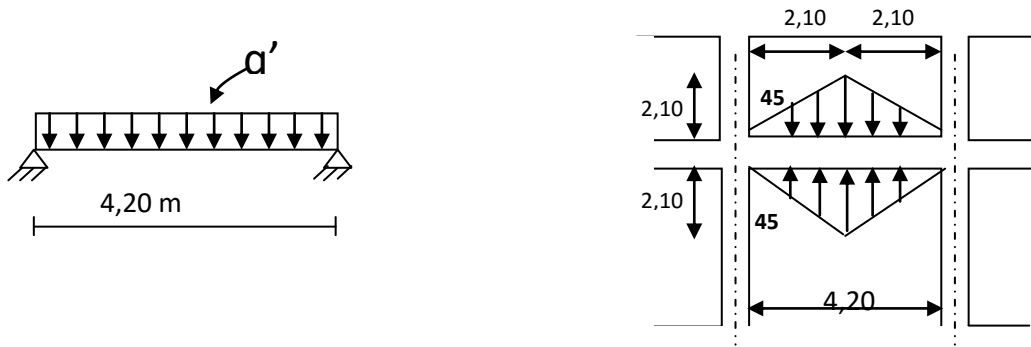


Figure VIII-7: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

b) Calcul du ferrailage

➤ **En travée :**

$M_t = 19,80 t.m \rightarrow$ tiré à partir du logiciel RDM6.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,80 \times 10^4}{100 \times 64^2 \times 14,17} = 0,066 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,80 \times 10^4}{0,966 \times 64 \times 348} = 9,20 cm^2 / ml$$

On adopte :

$$\begin{cases} 1^{ier} \text{ lit} : 4T12 \\ 2^{éme} \text{ lit} : 4T12 \Rightarrow A = 13,56 cm^2 \\ 3^{éme} \text{ lit} : 4T12 \end{cases}$$

➤ **Sur appuis :**

$$M_0 = \frac{q_M \times L_{y1}^2}{8} = \frac{19,80 \times 4,2^2}{8} = 43,66 t.m$$

Tableau VIII-5: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a (t.m)$	$0,5 \times M_0 = 21,83$	$0,2 \times M_0 = 8,73$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,094 \rightarrow 0,951$	$0,037 \rightarrow 0,981$
$A_{cal} (m^2 / ml)$	10,30	3,99
$A_{adoptir} (cm^2)$	$4T14(fil) + 4T14(chap) = 12,32$	$4T12(fil) + 4T12(chap) = 9,05$

VIII.7.3. Armature de peau

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80-0,1 f_e) = 80\text{cm}$. Dans notre cas $h_a = 70\text{cm}$, donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas Il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

VIII.7.3.1. Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 93,75 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{43,75}{0,40 \times 0,63 \times 100} = 1,73 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2,50 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 1,73 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement .

VIII.7.3.2. Armatures transversales

a) Diamètre

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(20; 10; 40) = 10 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

b) Espacement

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_t\right) = \min(17,50; 12) = 12 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T10, $A = 3,14 \text{cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,665; 0,4 \text{MPa}) = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \times 400}{40 \times 15} = 2,09 > 0,66 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

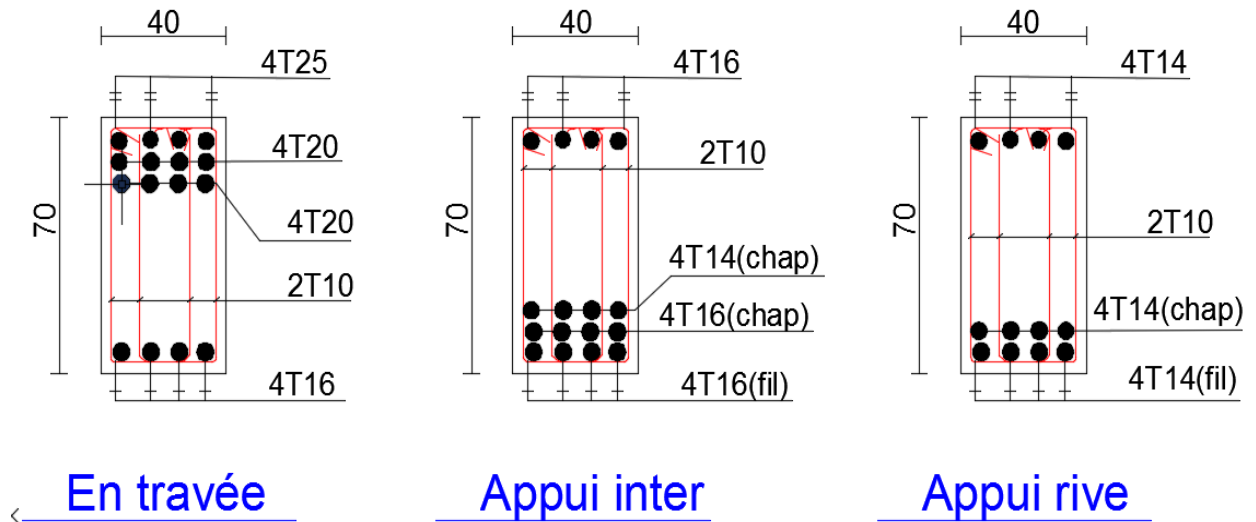


Figure VIII-8: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinal.

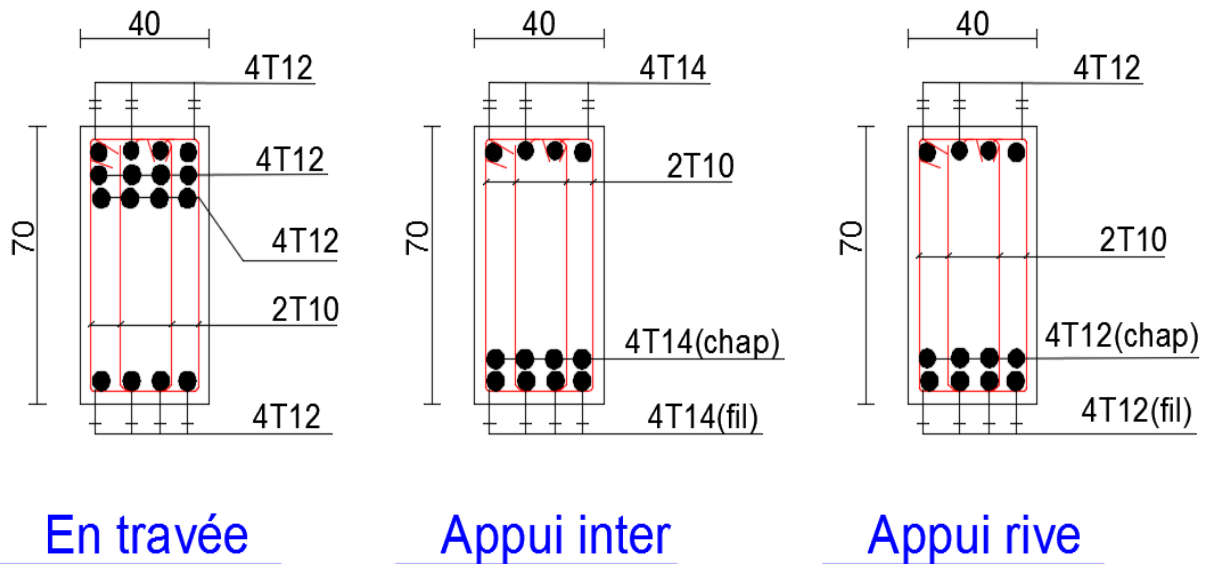


Figure VIII-9 : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION

Au terme de notre mémoire de fin d'études nous tenons à indiquer que ce modeste travail, nous a beaucoup aidés pour mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'améliorer nos connaissances en se basant sur les documents techniques, et même d'application des règlements et des certaines méthodes.

De ce fait, il constitue la première expérience dans notre métier à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter. Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettrons d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

BIBLIOGRAPHIE

Références bibliographie

Règlements

- [1] Règle parasismique Algérien (RPA99/ Version 2003).
- [2] Règle BAEL 91(Béton armé aux états limites).
- [3] CBA 93(Règle de conception et de calcul des structures en béton armé).
- [4] Pratique BAEL 91, cours avec exercice corrigés/ Jean Perchat et Jean Roux.
- [5] Charge permanente et Charge d'exploitation D.T.R.B.C.2.

Les mémoires

Mémoire Besri Tahar et Abed Walid, Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé a usage multiple(2015,2016) universite de Tiaret.

Mémoire Oukaci Lamia, Chaouche Kheira, Etude d'un bâtiment R+5 a usage d'abitation (2017,2018) universite de Tissemsilt.

Mémoire Slimani Alaedine, Etude d'un bâtiment R+9 en béton armé prévu à Ain Temouchent (2016,2017) universite A.Mira-Bejaia .

Mémoire Zohir et Hicham Naimi Etude d'un bâtiment R+5 en béton armé prévu à Tissemsilt (2020,2021) universite Wancharis-Tissemsilt.

Mémoire Lakhdar Nadir et Mekdoud Med Etude d'un bloc pédagogique R+2 en béton armé prévu à Tissemsilt (2019,2020) universite Wancharis-Tissemsilt.

Cours

Cours de béton armé License, master 01(2019/2020) et master 02(2020/2021).

Cours dynamique de structure master 01(2019/2020).

Logiciels

- ETABS version 9.6.0.Computer and Structures, Inc. université de Berkeley.1995.
- Spectre 2004. V : 1,00.
- Auto CAD 2013 Français.
- Microsoft Office Excel 2007.
- Microsoft Office word 2007.

ANNEXES

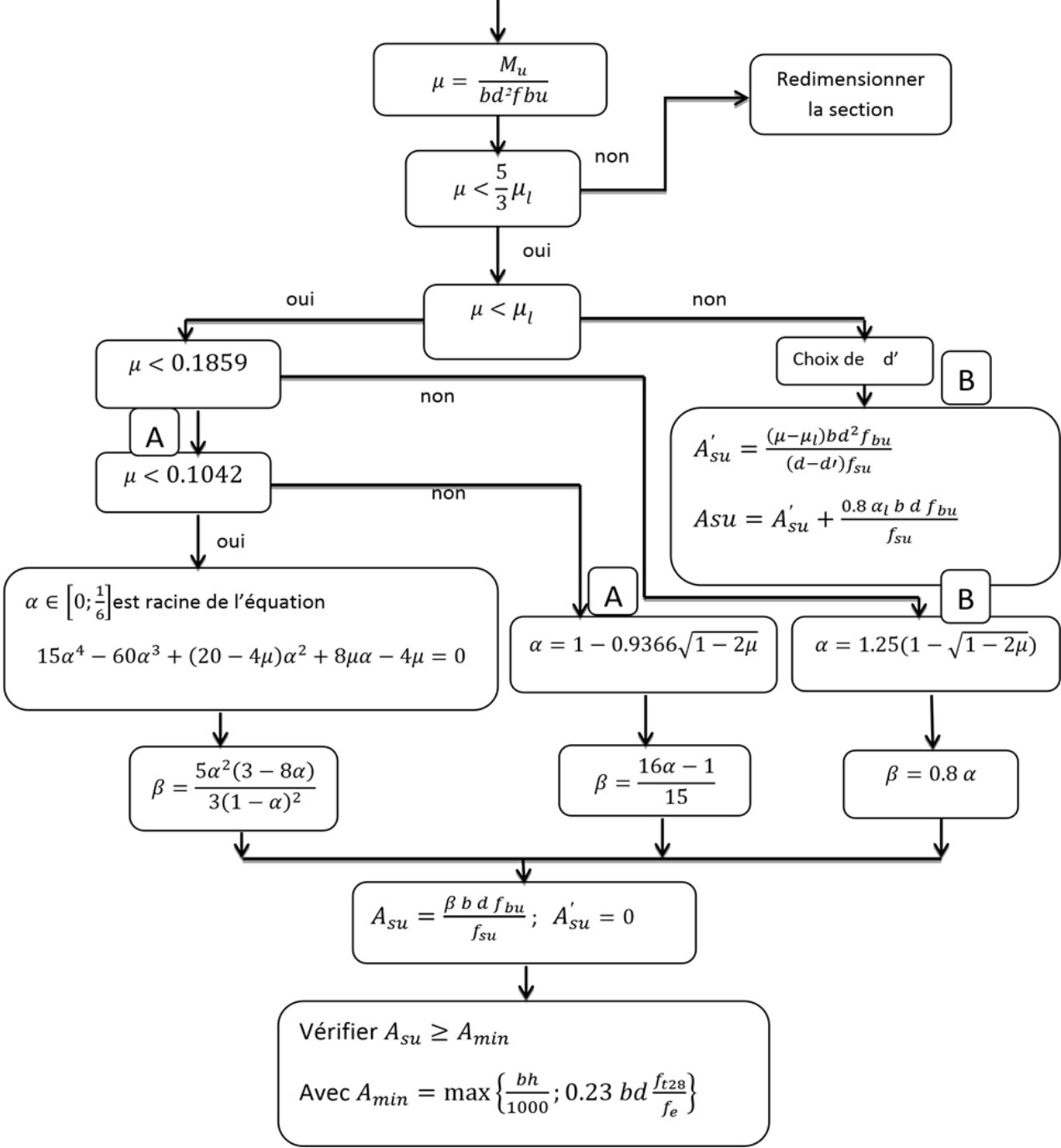
Tableau de ferrailage

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ en mm.

Φ	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	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

– Flexion simple d'une section rectangulaire à l'E.L.U.R

$M_u ; h ; b ; d = 0.9 h ; d' = 0.11 d ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; f_{c28} ; f_e ;$
 $\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 h \\ 0.9 & \text{si } 1 h \leq t \leq 24 h \\ 0.85 & \text{si } t < 1 h \end{cases}$ θ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action
 $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} ; E = 2.1 \times 10^5 MPa ; \epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E^{(0/00)}} ; \alpha_l = \frac{7}{7 + 2\epsilon_l} ;$
 $\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$



– Flexion simple d'une section rectangulaire à l'E.L.S

$$M_{ser}; h; b; d=0.9h; d'=0.11d; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} f_e & \text{pour FPP} \\ \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{1.6 f_{t28}} \right) \right\} & \text{pour FP} \\ \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} & \text{pour FTP} \end{cases}$$

$$\delta = \frac{d'}{d}; \mu_1 = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}; \alpha = \frac{y}{d}; \alpha_s = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}; \mu_s = \frac{\alpha_s^2 (1 - \frac{\alpha_s}{3})}{30 (1 - \alpha_s)}$$

Oui

$$\mu_1 \leq \mu_s$$

non

α_1 Racine unique $\in [0,1]$

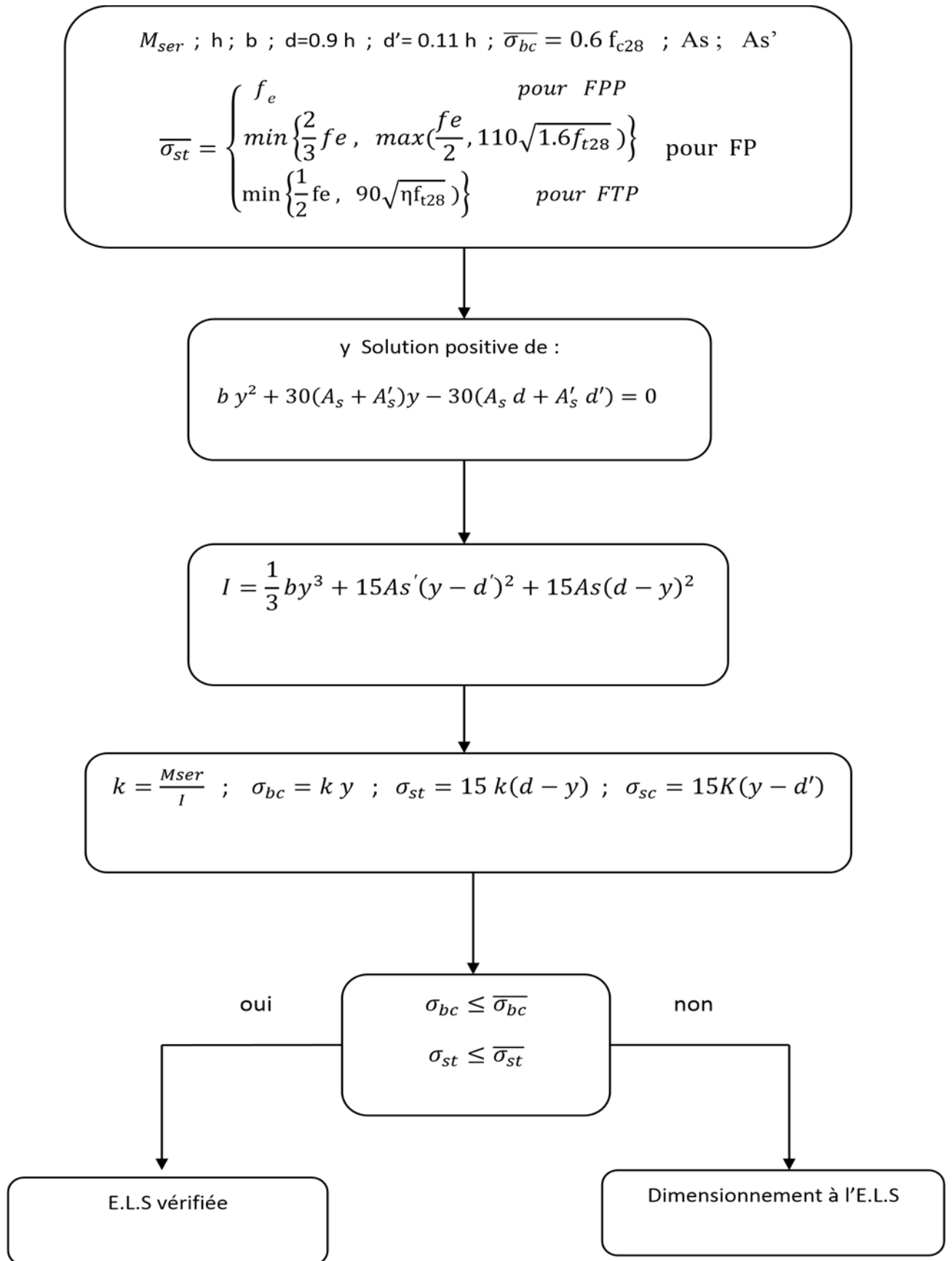
$$\alpha_1^3 - 3\alpha_1^2 - 90\mu_1\alpha_1 + 90\mu_1 = 0$$

$$A'_s = \frac{(\mu_1 - \mu_s)(1 - \alpha_s)}{(\alpha_s - \delta)(1 - \delta)} b d$$

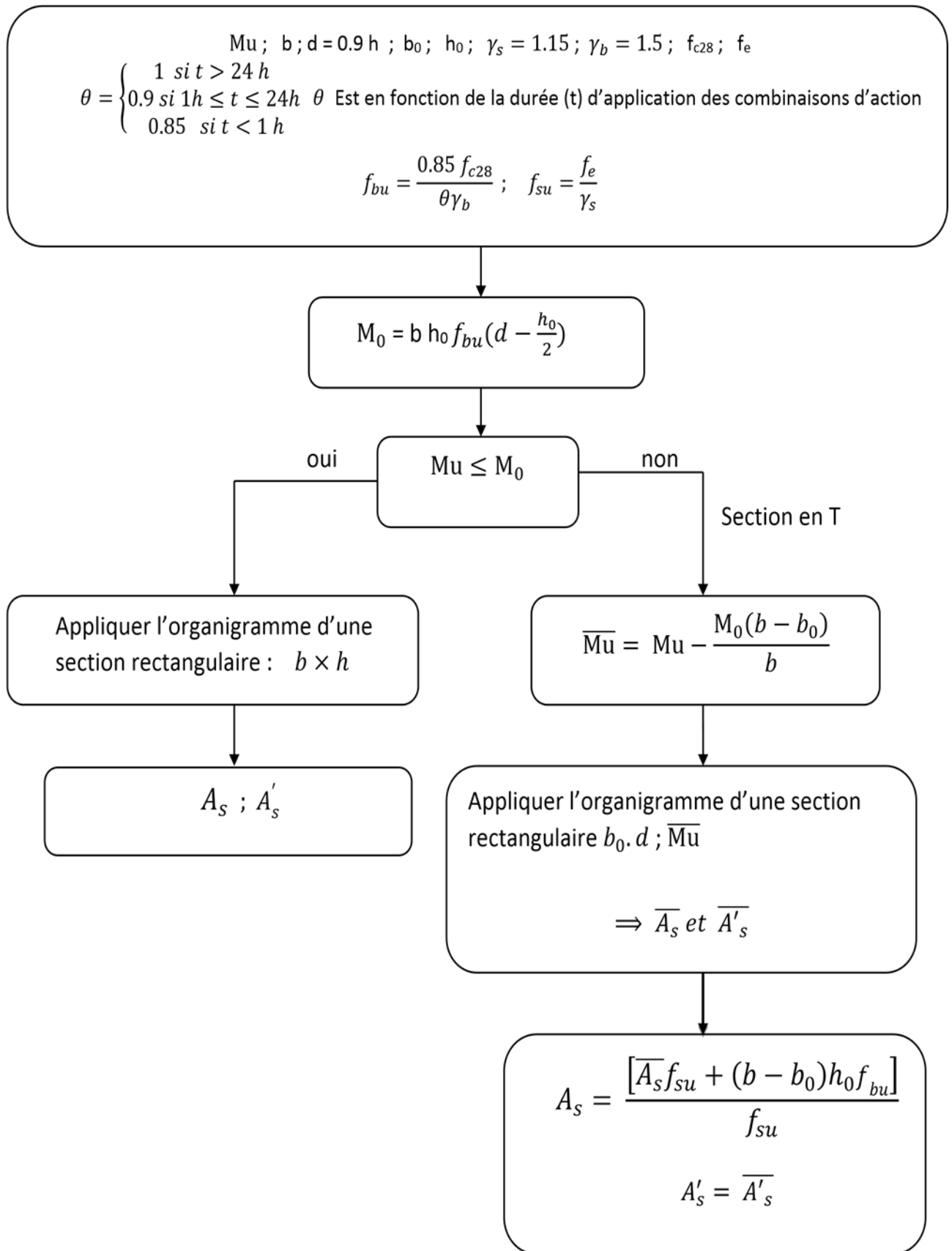
$$A_s = \frac{30(1 - \alpha_s)(\mu_1 - \mu_s) + \alpha_s^2(1 - \delta)}{30(1 - \alpha_s)(1 - \delta)} b d$$

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{\alpha_1^2}{30(1 - \alpha_1)} b d$$

– **Vérification d'une section rectangulaire à l'E.L.S**



– Flexion simple d'une section en T à l'E.L.U.R



– Flexion simple d'une section en T à l'E.L.S

$$M_{ser}; h; b; d=0.9 h; d'=0.11 d; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} f_e & \text{pour FPP} \\ \min\left\{\frac{2}{3} f_e, \max\left(\frac{f_e}{2}, 110\sqrt{1.6 f_{t28}}\right)\right\} & \text{pour FP} \\ \min\left\{\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} & \text{pour FTP} \end{cases}$$

$$\delta = \frac{d'}{d}; \mu_1 = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}; \alpha = \frac{y}{d}; \alpha_s = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}; \mu_s = \frac{\alpha_s^2 (1 - \frac{\alpha_s}{3})}{30 (1 - \alpha_s)}$$

$$\mu_1 \leq \mu_s$$

Oui

non

α_1 Racine unique $\in [0,1]$

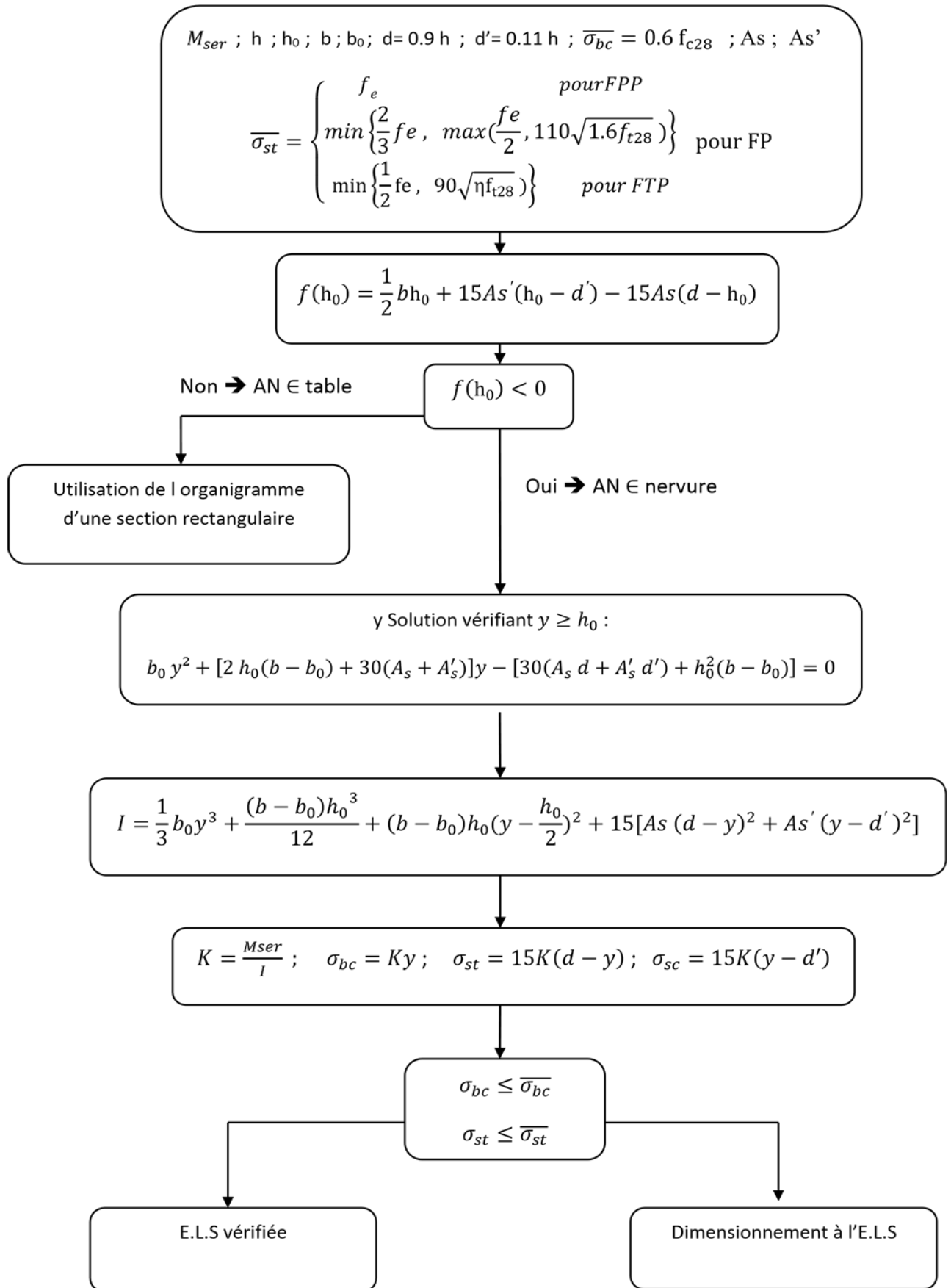
$$\alpha_1^3 - 3\alpha_1^2 - 90 \mu_1 \alpha_1 + 90 \mu_1 = 0$$

$$A'_s = \frac{(\mu_1 - \mu_s)(1 - \alpha_s)}{(\alpha_s - \delta)(1 - \delta)} b d$$

$$A_s = \frac{30(1 - \alpha_s)(\mu_1 - \mu_s) + \alpha_s^2(1 - \delta)}{30(1 - \alpha_s)(1 - \delta)} b d$$

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{\alpha_1^2}{30(1 - \alpha_1)} b d$$

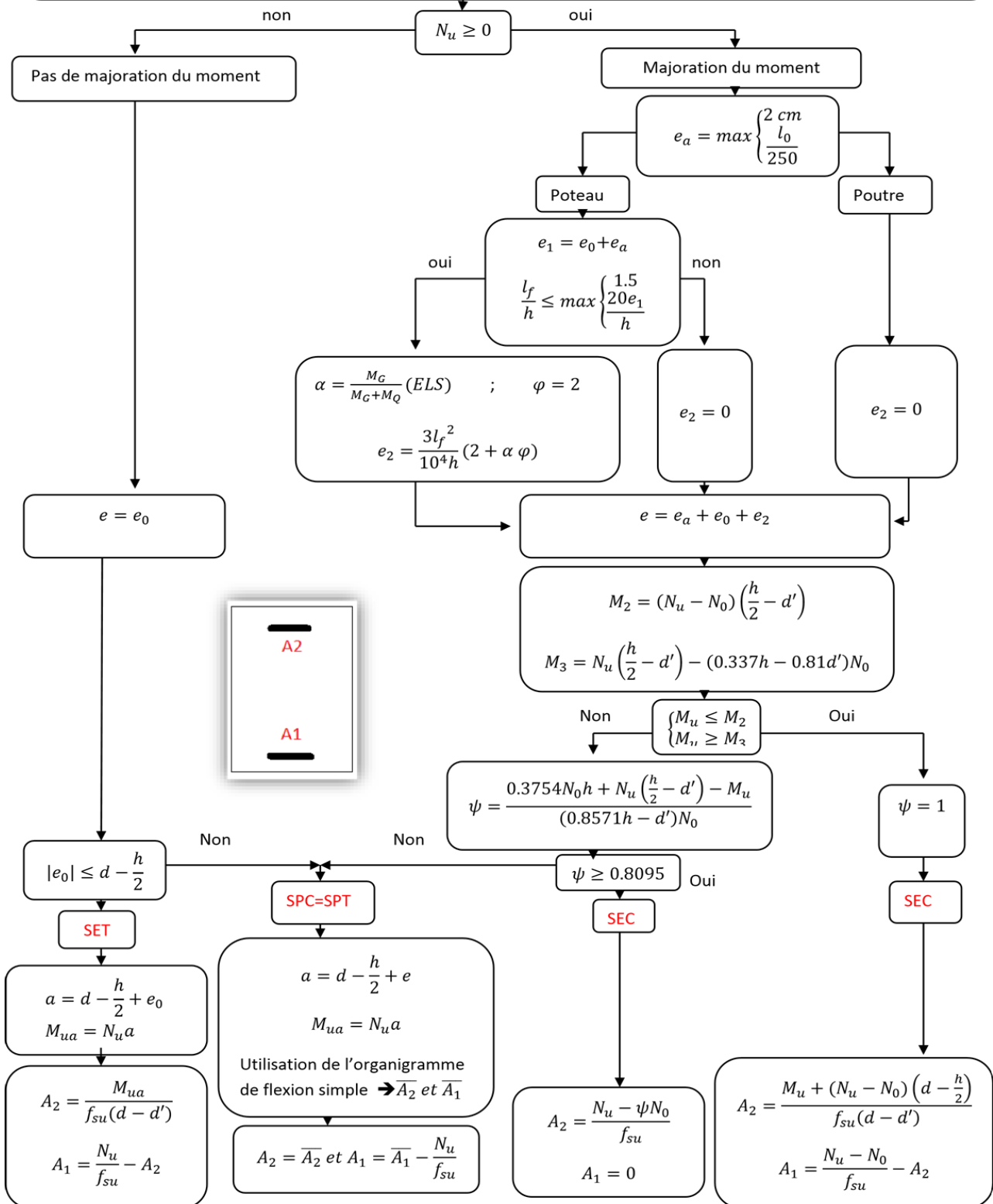
– **Vérification d'une section en T à l'E.L.S**



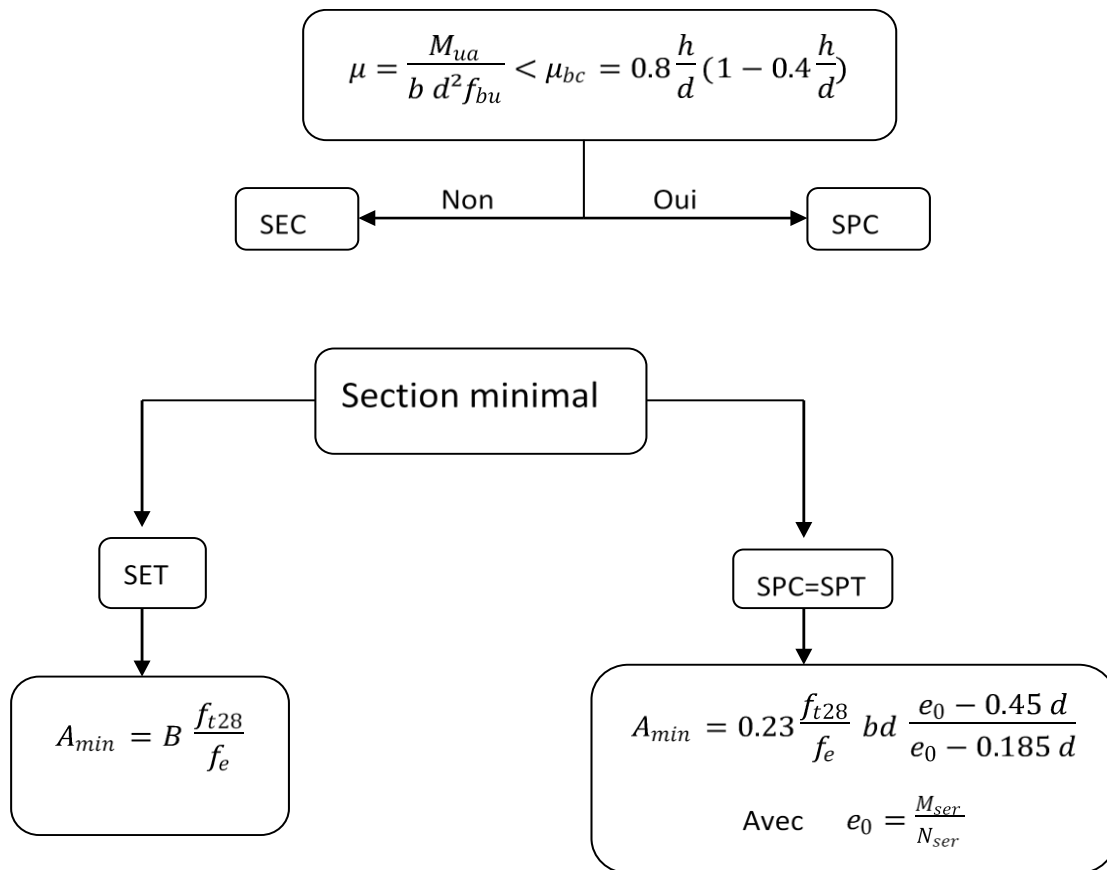
– Flexion composée d'une section rectangulaire à l'E.L.U.R

$$M_u ; N_u ; e_0 = \frac{M_u}{N_u} ; b ; h ; d=0.9 h ; d' = 0.11 d ; f_{c28} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; \theta$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; B ; N_0 = b h f_{bu} ; l_f = k l_0 ; k = \begin{cases} 0.5 & \text{encastré - encastré} \\ 1 & \text{articulé - articulé} \\ 0.7 & \text{encastré - articulé} \end{cases}$$



Remarque :



PLANS

Titre :

Etude technique d'un bâtiment habitation R+5 localisé à Tissemsilt

Plan du travail

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et l'hypothèse de calcul

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

CHAPITRE III : Décence des charges

CHAPITRE IV : Ferrailage des éléments non structuraux

CHAPITRE V : Etude des planchers

CHAPITRE VI : Etude sismique

CHAPITRE VII : Ferrailage des éléments structuraux

CHAPITRE VIII : Ferrailage de l'infrastructure