



Université El-wancharissi 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 : **Structures**

Présentée par :

KOUBAI RABAH et KACEB ABDELKADER

Thème :

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation
et commercial en (R+5) localisé dans la
wilaya de Tissemsilt**

Devant le Jury :

BOUZID HAYTHAM	Président	M.C.B	Université de Tissemsilt
DJEFFAL HOUCINE	Examineur	M.C.B.	Université de Tissemsilt
BOUBEKEUR TOUFIK	Encadreur	M.C.A.	Université de Tissemsilt

Année universitaire : 2020-2021

Remerciement Remerciement

Nous remercions avant tout Dieu de nous avoir en bonne santé afin de mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à notre encadreur, Monsieur BOUBEKEUR TOUFIK pour le remercier de nous avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé nos réflexions et ont accepté de nous rencontrer et de répondre à nos questions durant notre étude.

Enfin, nous remercions nos collègues qui ont toujours été là pour nous. Leurs soutiens inconditionnels et leurs encouragements ont été d'une grande aide.

À tous ces intervenants, nous présentons nos remerciements, notre respect et notre gratitude.

Dédicace

Nous dédions ce modeste travail à nos chers parents,

Au corps enseignant qui nous a donné une très bonne formation pendant le cursus
universitaire,

A ceux qui n'ont jamais été avare ni de leur temps

Ni de leurs connaissances pour satisfaire nos interrogations,

A ceux qui n'ont jamais cessé de nous encourager, et nous conseiller,

A toutes nos familles à l'exception nos chers enfants. En témoignage de l'amour et
de l'affection qui nous attachent.

A nos chers amis en particulier l'ensemble des étudiants de la promotion master2

(2020-2021)

KOUBAI & KACEB

Résumé

Le but de ce travail est de faire une étude technique d'un bâtiment en R+5 avec sous sol en béton armé à usage multiple (habitation et commerciale) implanté à la wilaya de Tissemsilt.

Cette dernière est classé en zone IIa selon le Règlement Parasismique Algérien R.P.A99/Version 2003. Notre intérêt est d'assurer la stabilité et la résistance de notre ouvrage aux différents effets tout en tenant compte de l'aspect économique. Le calcul se fait aux états limites des structures en béton armé contreventés par des voiles et portiques auto-stables (poteaux, poutres).

Notre étude, consiste à :

- La présentation des caractéristiques de la structure ainsi que les matériaux utilisés.
- Le pré-dimensionnement des éléments horizontaux (poutres, chainages et planchers) et des éléments verticaux (poteaux, voiles), et faire un calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, escalier, balcon ... etc.), on suivant les règlements (B.A.E.L 91 modifié 99, R.P.A 99/Version 2003etc).
- Faire une modélisation numérique en utilisant le logiciel Etabs version9.7.4 (l'analyse du comportement de la structure sous l'action sismique et calcul des caractéristiques dynamiques - mode propre de vibration et la rigidité-), afin de vérifier la stabilité et la sécurité des structures en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).
- Calculer le ferrailage de tous les éléments.
- Etude de l'infrastructure qui a pour but d'assurer l'équilibre de la structure.

Mots clés : Béton armé, RPA modifié 2003, bâtiment, voile, poteaux, poutres, période, BAEL, ETABS.

Abstract

- The objective of this work is to make technical study and seismic analysis of a reinforced concrete structure case of a building for residential use R + 5 located in the wilaya of Tissemsilt. The latter is classified in zone IIa according to the Algerian Earthquake Regulation R.P.A99/Version 2003. Our interest is to ensure the stability and the resistance of our work to the various effects while taking into account the economic aspect. The calculation is done at the limit states of reinforced concrete structures braced by self-stable sails and gantries (columns, beams).
- Our study consists of:
 - Recognize and present the characteristics of the structure and the materials used.
 - Study the technical side, mean the pre-dimensioning of the horizontal elements (beams, channels and floors) and vertical elements (columns, sails), and make a detailed calculation
 - of the different non-structural elements (acroterion, stairs, balcony ... etc.), everything
 - according to the regulations and known methods (BAEL 91 modified 99 and associated
 - DTU, RPA 99 / Version 2003 and DTR BC 2.2) existed.
 - - Make a numerical modeling using the software Etabs version 9.7.4 (the analysis of the behavior of the structure under the seismic action and computation of the dynamic characteristics - clean mode of vibration and the rigidity-), in order to check the stability and the safety of the structures according to the resistance of the different structural elements (posts, beams, sails ...) to the different stresses (compression, bending ...).
 - - Calculate the reinforcement of all these elements.
 - - Study of the infrastructure that aims to ensure the balance of the structure.

Keywords: Reinforced concrete, Seismic analysis, Stability, Limit states, RPA.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو إجراء دراسة و تحليل زلزالي لمبنى من الخرسانة المسلحة للاستخدام السكني و التجاري (R+5) الكائن بولاية تيسمسيلت . تم تصنيف هذا الأخير في المنطقة IIa وفق ا للقواعد الجزائرية للزلزل/ R.P.A 99 ،إصدار 2003. دورنا هو ضمان استقرار ومقاومة هيكلنا للتأثيرات المختلفة مع مراعاة الجانب الاقتصادي. تم الحساب عند الحدود القصوى للهيكل الخرسانية المسلحة المدعمة بالجدران المسلحة و الأجزاء المقاومة للبناء (الأعمدة ,الروافد) تتكون دراستنا من:

- التعرف على خصائص الهيكل بالإضافة إلى خصائص المواد المستخدمة وتقديمها.
- دراسة الجانب التقني ، أي عمل أبعاد مسبقة للعناصر الأفقية (الروافد الأساسية ,الثانوية , المتسلسلة والأرضيات)
- والعناصر الرئيسية (الأعمدة والجدران المسلحة) ، وعمل حساب مفصل للعناصر الغير الأساسية المختلفة (الحاجز ،
- سلالم وشرفة وما إلى ذلك) ، كل ذلك وفق ا للوائح والأساليب المعروفة (BAEL 91 معدل 99 وما يرتبط بها من DTU و / RPA 99 الإصدار 2003 و DTR BC 2.2)
- إجراء نمذجة رقمية باستخدام الإصدار 9.7.4 من برنامج ETABS (تحليل سلوك الهيكل تحت الفعل الزلزالي وحساب الخصائص الديناميكية الوضع الذاتي للاهتزاز والصلابة) ، من أجل التحقق من الاستقرار و سلامة الهياكل وفق مقاومة العناصر الهيكلية المختلفة (الأعمدة ، الروافد ، الجدران المسلحة ، إلخ) لضغوط المختلفة (ضغط ، إنحناء ، إلخ).
- حساب تسليح كل هذه العناصر.
- دراسة البنية التحتية التي تهدف إلى ضمان توازن الهيكل.

-الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة ، التحليل الزلزالي ، الاستقرار ، حالات الحد RPA.

Sommaire

- *Résumé*
- *Liste des tableaux*
- *Liste des figures*
- *Notations et symboles*

Introduction générale	01
------------------------------------	-----------

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I.1	Présentation de l'ouvrage	04
I.2	Données du site.....	04
I.3	Caractéristiques géométriques (dimensions des plans)	04
I.4	Ossature et système constructif adopté	09
I.4.1	Ossature	09
I.4.2	Les planchers	10
I.4.3	Maçonnerie	11
I.4.4	Terrasse.....	11
I.4.5	Escaliers.....	12
I.4.6	Balcon	12
I.4.7	Acrotère	12
I.5	Caractéristiques géotechniques du sol.....	12
I.6	Caractéristiques mécaniques des matériaux	12
I.6.1	Béton	12
I.7	Hypothèses de calcul	19
I.7.1	États limite ultime de résistance	19
I.7.2	États limite de service	21
I.8	Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites	21
I.9	Conclusion	22

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

II.1	Introduction	24
II.2	Pré dimensionnement du plancher	24
II.2.1	Planchers a corps-creux	24
II.2.2	Les poutrelles (les nervures)	25
II.3	Evaluation des charges et surcharges	26

II.3.1	Plancher terrasse (inaccessible)	27
II.3.2	plancher étage courant (habitation)	27
II.3.3	Maçonnerie	29
II.4	Pré dimensionnement des éléments structuraux	29
II.4.1	Les poutrelles	29
II.4.2	Prédimensionnement des poteaux	32
II.4.3	Descente de charge	33
II.4.4	Prédimensionnement du voile	40
II.5	Conclusion	41
Chapitre III : Calcul et ferrailage des éléments non structuraux		
III.1	Acrotère	43
III.1.1	Calcul des sollicitations	43
III.1.2	Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée	44
III.1.3	Calcul du ferrailage (E. L. U. R)	44
III.1.4	Vérification des contraintes (E. L. S).....	45
III.2	Balcon	48
III.2.1	Introduction	48
III.2.2	Exemple de calcul	49
III.2.3	Ferrailage du balcon	50
III.2.4	Vérifications	50
III.2.5	Détermination de la position de l'axe neutre	50
III.2.6	Vérification de la flèche	51
III.3	Escaliers	52
III.3.1	Définition	52
III.3.2	Terminologie	52
III.3.3	Dimensionnement des escaliers	53
Chapitre IV : Calcul des planchers		
IV.1	Introduction	78
IV.2	Plancher à corps creux	78
IV.2.1	Poutrelles	78
IV.2.2	Dalle de compression	79
IV.3	Méthode de calcul des poutrelles	79
IV.3.1	Méthode Forfaitaire	79
IV.3.2	Méthode de Caquot	81
IV.4	Calcul de Plancher étages courant	82

IV.4.1	calcul des efforts internes M,V	82
IV.4.2	ferraillage de poutrelle en étage courant	94
IV.4.3	Les vérifications	99
IV.4.4	Étude de la dalle de compression	103
IV.4.5	les schémas de ferraillage	104
Chapitre V : Etude Sismique		
V.1	Introduction.....	106
V.1.1.	Définition d'un séisme	106
V.1.2.	Causes du séisme	106
V.1.3	Effets du séisme sur les structures	106
V.1.4	L'étude sismique.....	106
V.2	Objectif de l'étude dynamique	106
V.3	Méthodes de calcul	106
V.3.1	Analyse statique équivalente	107
V.3.2	Analyse modale spectrale	107
V.3.3	Choix de la méthode	107
V.4	Modélisation	107
V.4.1	Modélisation des structures	107
V.4.2	Présentation du logiciel ETABS V9.7.4	108
V.4.3	Démarches de modélisation sur ETABSV9.7.4 à suivre	108
V.5	Évaluation des efforts sismiques.....	108
V.6	Calcul de la force sismique totale	109
V.6.1	La masses de la structure «W»	112
V.7	Calcul de l'excentricité	112
V.8	Définition de la source de masse.....	114
V.9	Disposition des voiles	114
V.10	Vérification vis-à-vis articles RPA	117
V.10.1	Cas (From Self and Specific Mass and Loads).....	117
V.11	Conclusion	123
Chapitre VI : Etude des portiques		
VI.1	Ferraillage des poutres.....	125
VI.1.1	Exemple de calcul	128
VI.1.2	Vérification	132
VI.2	Ferraillage des poteaux	139
VI.2.1	Exemple de calcul	140
VI.3	Ferraillage des voiles	145

VI.3.1	Introduction	145
VI.3.2	Calcul des voiles par la méthode des contraintes	146
VI.3.3	Armatures verticales	147
VI.3.4	Armatures horizontales	147
VI.3.5	Armatures transversales	147
VI.3.6	Exemple de calcul	148
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure		
VII.1	Introduction	155
VII.2	Classification des fondations	155
VII.2.1	Combinaison d'action	155
VII.2.2	Reconnaissance du sol	155
VII.2.3	Vérification des semelles isolées.....	156
VII.2.4	Vérification des Semelles filantes	157
VII.2.5	Etude du Radier général	158
VII.2.5.1	Définition du radier	158
VII.2.5.2	Pré dimensionnement du radier	159
VII.2.5.3	Dimensionnement des poutres de libage	160
VII.2.5.4	Vérification des contraintes	160
VII.2.5.5	La longueur élastique	161
VII.2.5.6	Condition de non poinçonnement	161
VII.2.5.7	Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique	162
VII.2.5.8	Evaluation des charges pour le calcul du radier	162
VII.2.6	Ferraillage du radier	163
VII.2.6.1	Ferraillage des dalles	163
VII.2.6.2	Ferraillage des poutres de libages	169
VII.2.7	Schéma de ferraillage du radier générale	172
Conclusion générale		174
Références bibliographiques		176
A n n e x e s		178

Liste des figures

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1: façade principale de la structure	05
Figure I.2: façade postérieure de la structure.....	06
Figure I.3: Coupe transversale de la structure	07
Figure I.4: Plan terrasse de la structure	08
Figure I.5: Vue en plan de la structure	09
Figure I.6: Plancher à corps creux	10
Figure I.7: Brique creuse	11
Figure I.8: Diagramme des contraintes-déformations du béton	15
Figure I.9: Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.S.....	16
Figure I.10: Diagramme des contraintes-déformations de l'acier	18
Figure I.11: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.....	21

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET EVALUATION

DES CHARGES

Figure II.1: Dalle en corps creux.	24
Figure II.2: Plancher corps creux (nervures).....	26
Figure II.3: Plancher terrasse.....	27
Figure II.4: Plancher etage courant	27
Figure II.5: Remplissage exterieur.....	29
Figure II.6: Dimensions des poutres	32
Figure II.7: Poteau le plus sollicité	34
Figure II.8: Dispositions des charges.....	35
Figure II.9: Predimensionnement des voiles	41

CHAPITRE III : CALCUL ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Figure III.1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.	43
Figure III.2: Schéma de ferrailage d'acrotère	47
Figure III.3: Schéma représente le type de balcon.	48
Figure III.4: Schéma représente détaille d'une dalle pleine (vue en plan)	49
Figure III.5: Schéma de ferrailage du balcon.....	52
Figure III.6: Schéma de l'escalier.....	53

Figure III.7: Vu en plan de l'escalier (Type 1).....	54
Figure III.8: Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 1).....	54
Figure III.9: Schéma statique des charges de l'escalier type 1 (cas de volée 1).....	58
Figure III.10: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier type1 (cas volée 1).	59
Figure III.11: Schéma de ferrailage d'escalier type 1(cas volée 1).....	62
Figure III.12: Schéma statique de l'escalier type 1(cas volée 2).....	62
Figure III.13: Schéma statique des charges de l'escalier type 1 (cas de volée 2).....	65
Figure III.14: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier type1 (cas volée 2).	66
Figure III.15: Schéma de ferrailage d'escalier type 1(cas volée 2).....	69
Figure III.16: Diagramme du moment pour la poutre palière.	70
Figure III.17: La poutre palière à la torsion.....	73
Figure III.18: schema de ferailage de la poutre palière.....	76

CHAPITRE IV : CALCUL DES PLANCHERS

Figure IV.1 Planchers à corps creux.....	78
Figure IV.2 Schéma d'une poutre continue.....	81
Figure IV.3 le digramme de moment de poutrelle type 1 à ELUet à ELS.....	88
Figure IV.4 le diagramme de l'effort tranchant de poutrelle type 1 de l'étage courant.....	90
Figure IV.5 les dimensions de poutrelle.....	94
Figure IV.6 schéma de ferrailage des poutrelles du plancher étage courant.....	103

CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE

Figure V.1: Spectre de réponse.....	109
Figure V.2: Poids de chaque étage.....	112
Figure V.3: Disposition des voiles.....	115
Figure V.4: Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ETABS V9.7.4.....	115
Figure V.5: Première mode principal de vibration suivant x.....	116
Figure V.6: Deuxième mode principal de vibration suivant y.....	116
Figure V.7: Troisième mode principal de vibration en torsion.....	117

CHAPITRE VI : ETUDE DES PORTIQUES

Figure VI.1: Le comportement d'un voile.....	145
Figure VI.2: Disposition des armatures du voile	152

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VII.1: Schéma d'une semelle isolée.....	156
Figure VII.2: Schéma d'une Semelle filante	157
Figure VII.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	159
Figure VII.4: Schéma de ferrailage du radier générale.....	172

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1: Les déformations limitent du pivot.....	20
---	----

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

Tableau II.1: Charge et surcharges due aux plancher à corps creux (niveau terrasse)	27
Tableau II.2: Charge et surcharges due aux plancher à corps creux (Niveau etages courants)	28
Tableau II.3: Charge et surcharges due aux plancher à corps creux (niveau RDC).....	28
Tableau II.4: Charges permanente de mur extérieur	29
Tableau II.5: Charges permanente de mur interieur	29
Tableau II.6: Dimensionnements des poteaux	33
Tableau II.7: Dégression des charges d'exploitations	34
Tableau II.8: Evaluation des charges du poteau le plus sollicité	36-37
Tableau II.9: Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux	39

CHAPITRE III : CALCUL ET FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

Tableau III.1: La descente des charges d'une dalle pleine	49
Tableau III.2: Ferrailage du balcon	50
Tableau III.3: Charges et surcharges de paillasse type1 (cas volée1).	56
Tableau III.4: Charges et surcharges du palier type1 (cas volée1).	57
Tableau III.5: Calcul effort tranchant de l'escalier type 1 (cas de volée 1).....	58
Tableau III.6: Charges et surcharges de paillasse type1 (cas volée 2).	63
Tableau III.7: Charges et surcharges du palier type1 (cas volée 2).	64
Tableau III.8: Calcul effort tranchant de l'escalier type 1 (cas de volée 2).....	66
Tableau III.9: Verification des différents conditions (poutre palière).....	72

CHAPITRE IV : CALCUL DES PLANCHERS

Tableau IV.1: Les schémas statique des poutrelle de l'étage courant.	83
Tableau IV.2: le rapport entre les travée successives.	84
Tableau IV.3: les efforts internes de poutrelle type 1 à ELU.....	90
Tableau IV.4: les efforts internes de poutrelle type 1 à ELS.....	91
Tableau IV.5: les efforts internes de poutrelle type 2 à ELU.....	91
Tableau IV.6: les efforts internes de poutrelle type 2 à ELS.....	92
Tableau IV.7: les efforts internes de poutrelle type 3 à ELU.....	92
Tableau IV.8: les efforts internes de poutrelle type 3 à ELS.....	93
Tableau IV.9: les efforts internes de poutrelle type 4 à ELU.....	93

Tableau IV.10: les efforts internes de poutrelle type 4 à ELS.....	94
Tableau IV.11: vérification des contraintes de poutrelles plancher étage courrante à ELS.....	102

CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE

Tableau V.1: Valeurs de la pénalité P_q	111
Tableau V.2: Vérification de l'excentricité	113
Tableau IV.3: Calage de la période.....	117
Tableau IV.4: Tableau des modes et des périodes.....	118
Tableau IV.5: Participation massique cumulée	119
Tableau IV.6: Vérification des forces sismiques.....	120
Tableau IV.7: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.	120
Tableau IV.8: Vérification à l'effet $P-\Delta$	122

CHAPITRE VI : ETUDE DES PORTIQUES

Tableau VI.1: Moments max des Poutres principales de rive	126
Tableau VI.2: Moments max des Poutres principales intermédiaires.....	126
Tableau VI.3: Moments max des Chaînages de rive	127
Tableau VI.4: Moments max des Chaînages intermédiaires	127
Tableau VI.5: Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive	130
Tableau VI.6: Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires	131
Tableau VI.7: Récapitulation du ferrailage des chaînages de rive	131
Tableau VI.8: Récapitulation du ferrailage des chaînages intermédiaires	132
Tableau VI.9: Tableau de Ferrailage des poutres principales de rive.....	135
Tableau VI.10: Tableau de Ferrailage des poutres principales intermédiaires	136
Tableau VI.11: Tableau de Ferrailage des chaînages de rive	137
Tableau VI.12: Tableau de Ferrailage des chaînages intermédiaires	138
Tableau VI.13: Sollicitations des Poteaux.....	143
Tableau VI.14: Tableau de Ferrailages des poteaux.....	144
Tableau VI.15: Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles.	153

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VII.1: Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.....	157
Tableau VII.2: Section des semelles filantes dans le sens transversal	158
Tableau VII.3: Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x).....	165
Tableau VII.4: Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y).....	166
Tableau VII.5: Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x)	167
Tableau VII.6: Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y)	168

Liste des notations et symboles

A : Coefficient d'accélération de zone

Aa : Section d'armature en appui

A_l : Section d'armature longitudinale

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

Ar : Section d'armature de répartition

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

At : 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

Cs : 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

Ma : Moment fléchissant en appui

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

Mj : 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

h₁ : 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

l₀ : 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

y₁ : 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

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Cependant, si le métier de construire peut-être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, de s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité ultime de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que le séisme.

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques et des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. Ces activités se partagent en deux grandes activités (bâtiments : ouvrages abritant des individus ou des biens et travaux publics : ouvrages de constructions d'utilité générale). Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

A cet effet, l'homme a créé des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique et la résistance. Ainsi il a imposé des règlements visant à cadrer les constructions dont le but est d'assurer la durabilité et le confort et d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Or, la réglementation algérienne définit des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment. Elle nous a permis de présenter la solution béton armé de notre projet composé de dimensionnement des éléments résistants et secondaires en béton armé, coffrage et ferrailage.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation et approfondir nos connaissances dans le domaine de génie civil, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial localisé dans la wilaya de Tissemsilt en utilisant

le logiciel de calcul ETABS 9.7.4 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

Pour cela, nous avons réparti notre travail en Sept chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste à la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement de toutes les éléments.
- Le troisième chapitre traite le calcul de ferrailage des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre comporte le calcul des planchers .
- Le cinquième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel ETABS9.7.4.
- Le sixième chapitre traite le calcul de ferrailage des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS 9.7.4.
- Le septième chapitre (dernier) aborde l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (commerciale et habitation) implanté à la wilaya de Tissemsilt, qui est composé d'un Rez-de-chaussée plus et cinq étages avec un sous-sol, le RDC pour vocation commercial (magasins), les autres étages sont des logements d'habitation dans le cadre de logement Promotionnel Aidé (LPA).

I.2. Données du site

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 :

- La wilaya de Tissemsilt est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) ;
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne de groupe d'usage (2), car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 21,76 m.

La wilaya est considéré comme un lieu à faible action de vent (zone II-a) selon les règlements NEIGE ET VENT 1999 (D.T.R C 2-4.7).

I.3. Caractéristiques géométriques (dimensions des plans)

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc barre de forme irrégulière en plan, le bâtiment présent les dimensions suivantes :

a) Dimensions en élévation

- Hauteur totale de : 19,38 m partir de RDC ;
- Hauteur du rez de chaussée est de : 3,23 m ;
- Hauteur de l'étage courant est de : 3,23 m.
- Hauteur de sous-sol est de : 3,00 m



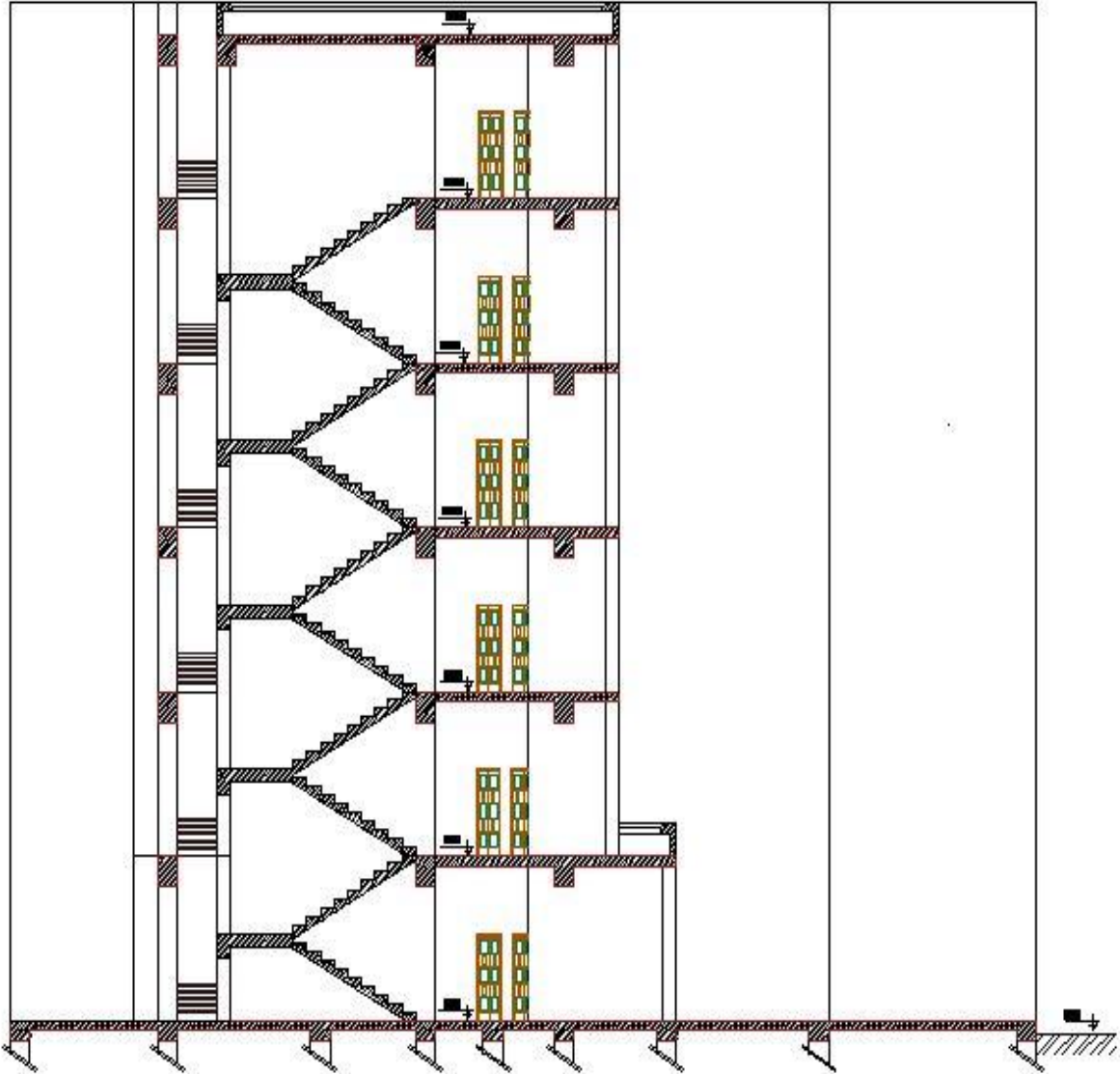
FACADE PRINCIPALE ECH:1/50

Figure I.1 : façade principale de la structure



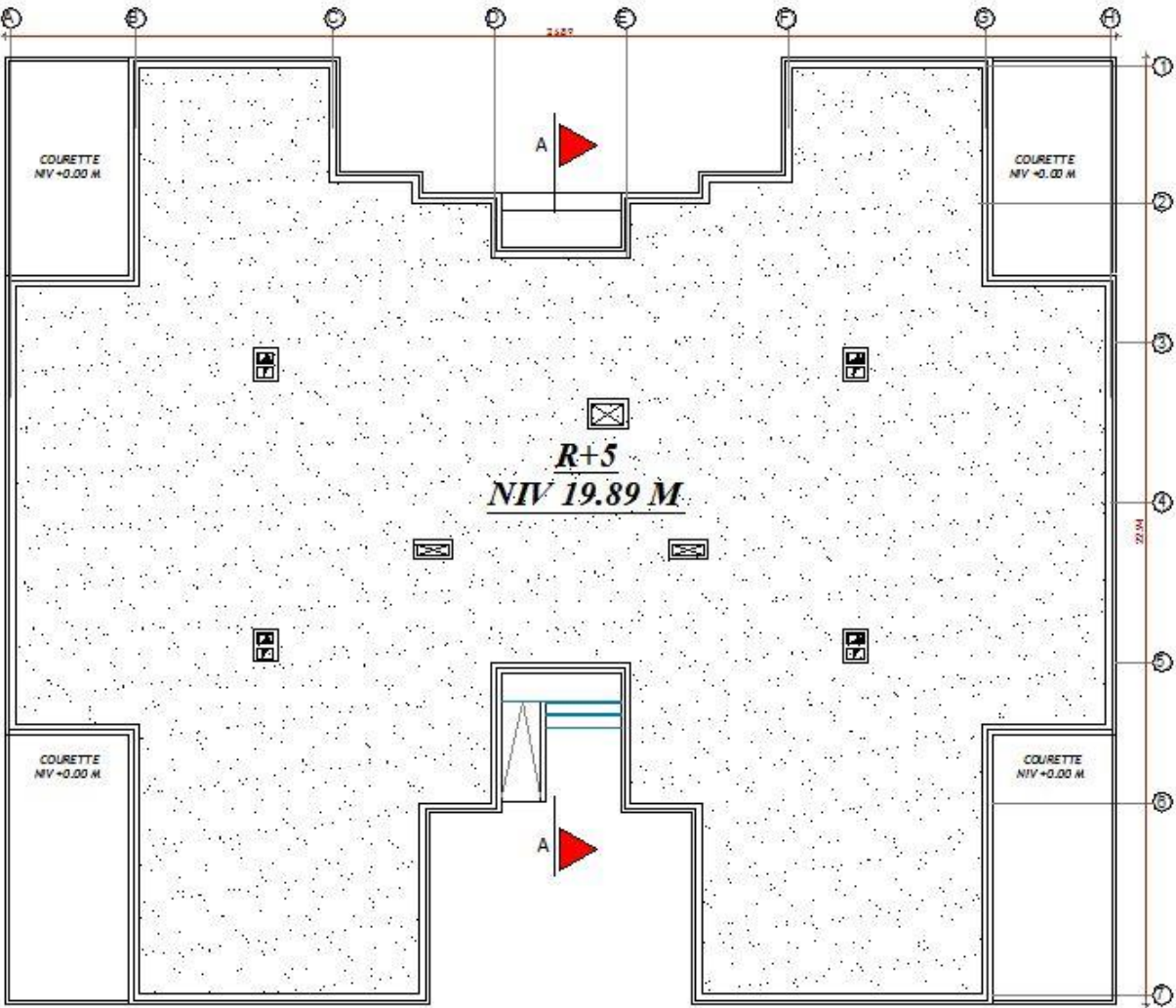
FACADE POSTERIEURE ECH:1/50

Figure I.2 : façade postérieure de la structure



COUPE AA ECH:1/50

Figure I.3 : Coupe transversale de la structure



PLAN DE TOITURE ECH:1/50

Figure I-4 : Plan terrasse de la structure

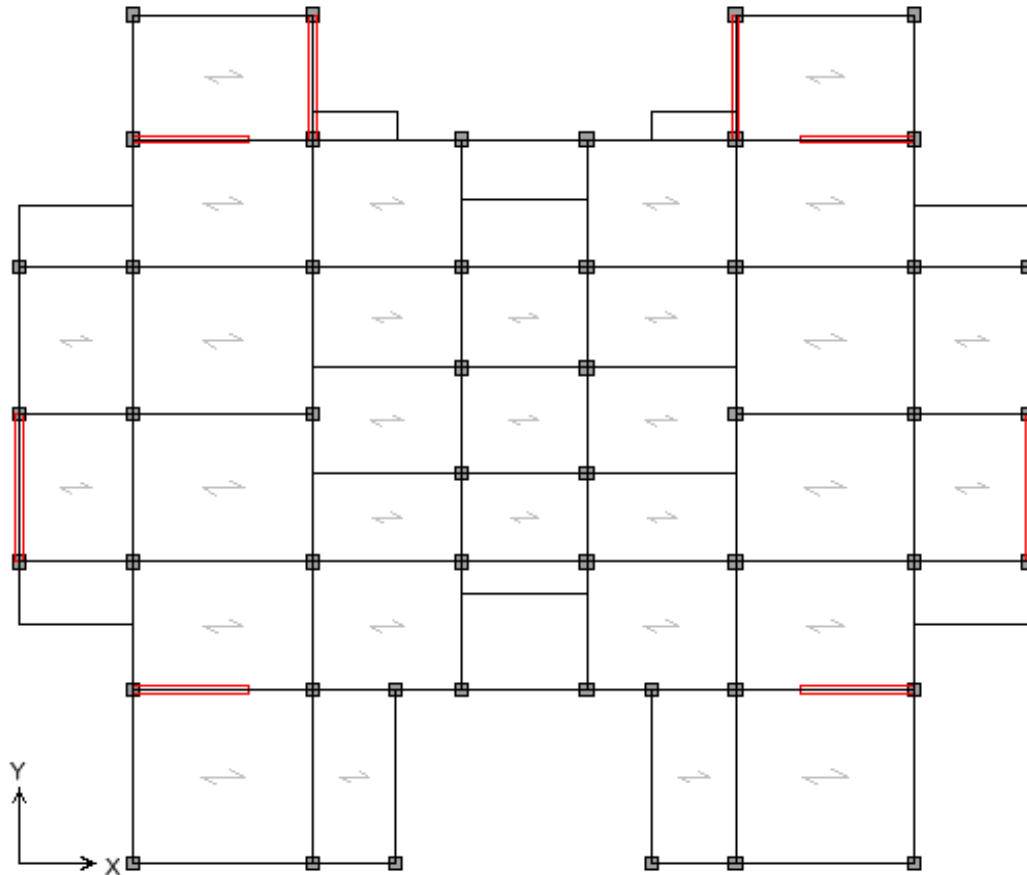


Figure I .5 : Vue en plan de la structure

b) Dimensions en plan

- La longueur en plan suivant l'axe x est de : 26,86m.
- La largeur en plan suivant l'axe y est de : 22,91m.

I.4. Ossature et système constructif adopté

I.4.1. Ossature

La structure proposée est constituée par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les différents sens, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales ainsi que des actions horizontales.

Le système de contreventement selon le RPA version 2003 est un contreventement mixte assuré par des portiques et des voiles.

I.4.2. Les Planchers

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux de la construction et est capable de supporter des charges (plancher sur vide sanitaire, planchers intermédiaires, plancher de toiture terrasse). Les planchers sont des éléments porteurs. Les dallages sur terre-plein peuvent être assimilés à des planchers.

- Il existe deux types de plancher :

- ✓ Plancher à corps creux (16+4) cm.

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

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

Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

- ✓ Plancher à dalle pleine (ép=15) cm.

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

Le plancher de l'étage courant est réalisé en corps creux, plus une isolation thermique (multicouches) et une moyenne dans le plancher terrasse pour l'écoulement des eaux pluviales.



Figure I.6 : Plancher à corps creux.

I.4.3. Maçonnerie

a) Murs extérieurs

Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses de 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b) Murs intérieurs

Généralement utilisé pour la séparation Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

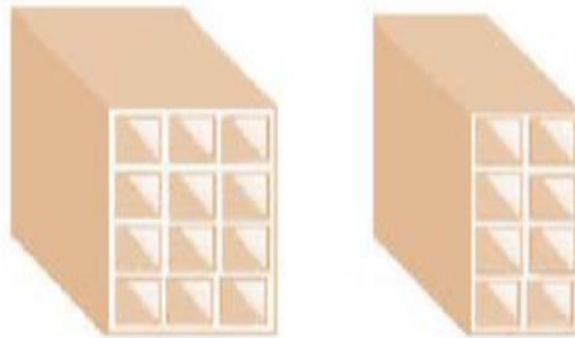


Figure I.7 : Brique creuse.

I.4.4. Revêtement

- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable, évitant la pénétration des eaux pluviales.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Enduit en plâtre pour les plafonds.

I.4.5. Isolation

L'isolation acoustique est assurée par le vide d'air entre les deux parois des murs extérieurs, par contre au niveau de plancher l'isolation est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, qui compose se dernier et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

- ❖ Pour le plancher terrasse, l'isolation thermique est assurée par les couches de liège.

I.4.4. Terrasse

Il existe deux types de terrasse :

- Terrasse accessible ;
- Terrasse inaccessible.

I.4.5 Escaliers

Les escaliers sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier inter étage.

I.4.8. Les Voiles

Ils sont réalisés en béton armé avec une épaisseur de 15 cm

I.4.6 Balcon

Ils Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

I.4.7 Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60cm.

I.5 Caractéristiques géotechniques du sol

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

- La contrainte du sol est : $\delta_{sol} = 1$ bars
- Le poids volumique de terre : $\gamma = 18 \text{KN/m}^3$;
- Le site est considéré comme meuble (S_3).

I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans notre construction seront conformes au règlement du béton armé aux états limites « BAEL 91 », ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.6.1. Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m³ du béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frai devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

a) Les 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.

❖ **Granulats**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

❖ **Sables**

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

❖ **Graviers**

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

b) Principaux caractéristiques et avantages de béton

Les principaux avantages du béton armé sont :

➤ **Résistance mécanique**

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

➤ **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 $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

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

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

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

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.

➤ **Résistance caractéristique à la traction**

Cette résistance est définie par la relation

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPA}$$

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.

➤ **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.

➤ **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 a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites et sont classés en deux catégories :

➤ **État limite ultime (ELU)**

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 constitués béton ou acier ;
- État limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \% & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \min(4,5 ; 0,025f_{c28}) \% & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad \varepsilon_{bc1} = 2\%$$

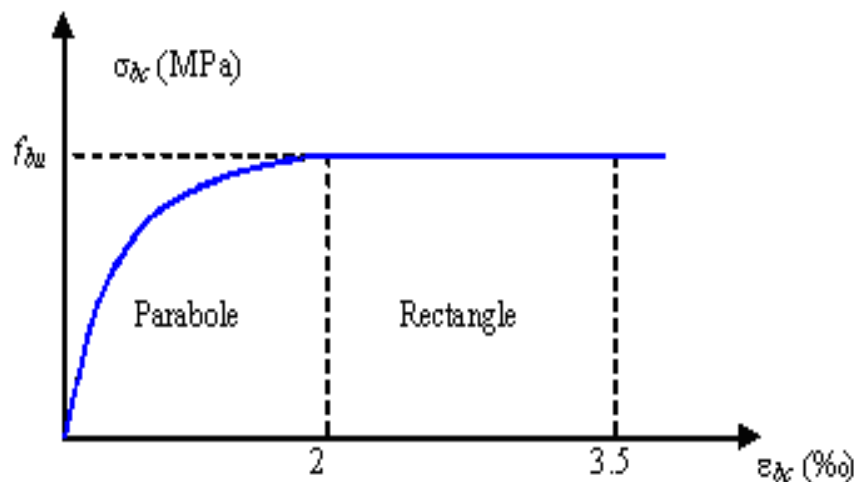


Figure I. 8 : Diagramme des Contraintes-Déformations du béton.

Avec :

$$f_{bu} : \text{Contrainte ultime du béton en compression } f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta y_b} ;$$

y_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

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

- ✓ $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h ;
- $\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

➤ **État limite de service (ELS)**

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 service est donnée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.}$

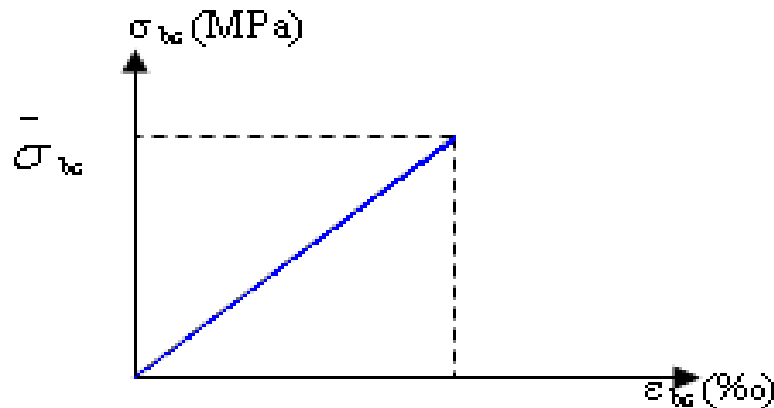


Figure I.9 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

➤ **Contrainte admissible de cisaillement**

$\tau_u = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa})$ Fissuration peu préjudiciable ;

$\tau_u = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ Mpa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \text{ avec } \begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{cases}$$

➤ **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.

➤ **Module de déformation instantané**

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 :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa).}$$

➤ **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 :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Avec : } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

➤ **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.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$ 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 (béton fissuré).

➤ **Aciers de construction**

Les aciers utilisés en béton armé est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage à 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 (HA) : nuances FeE 400 pour les armatures longitudinales ;
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\emptyset = 5$ mm pour les dalles.

➤ **Diagramme déformation- contrainte**

$$\sigma_s = f(\epsilon\%)$$

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

$$\gamma_s = 1.15 \text{ cas général ;}$$

$$\gamma_s = 1.00 \text{ cas des combinaisons accidentelles.}$$

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

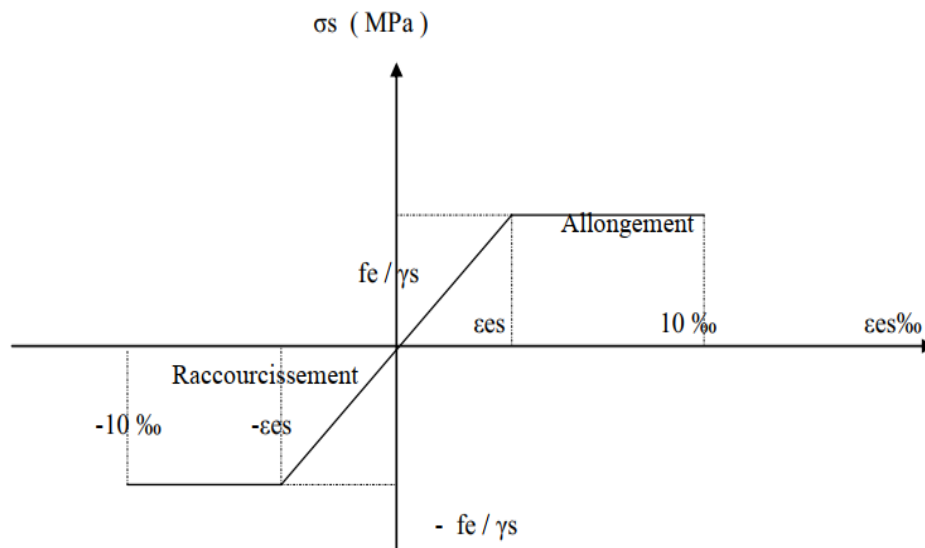


Figure I.10 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier

➤ **Module d'élasticité longitudinale**

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

➤ **Contrainte de calcul àELU**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte–déformation de la Figure I.3.

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

Avec :

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- Rond lisse ($f_e = 235$ MPa)

$$\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- haute adhérence ($f_e = 400$ MPa)

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ **État limite de service à ELS**

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

- Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_c$ pas de limitation ;
- Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_c; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ Mpa ;
- Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_c; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ Mpa.

Avec : η : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \dots \dots \dots \text{Pours ronds lisses ;} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset \geq 6\text{mm ;} \\ \eta = 1,3 \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset < 6\text{mm.} \end{array} \right.$$

➤ **Allongement de rupture**

$\varepsilon_s =$ Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

I.7. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- États limite ultime de résistance E. L. U. R ;
- États limite de service E.L.S.

I.7.1. États limite ultime de résistance

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.

I.7.1.1 Hypothèses de calcul à l'E.L.U.R

- 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 ;
- Le raccourcissement du béton est limité ;

$$\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée.} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple.} \end{cases}$$

- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
- Le béton en compression ;
- L'acier en traction et en compression.

I.7.1.2 Règles des trois pivots

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut 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.1: Les déformations limitent du pivot.

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‰

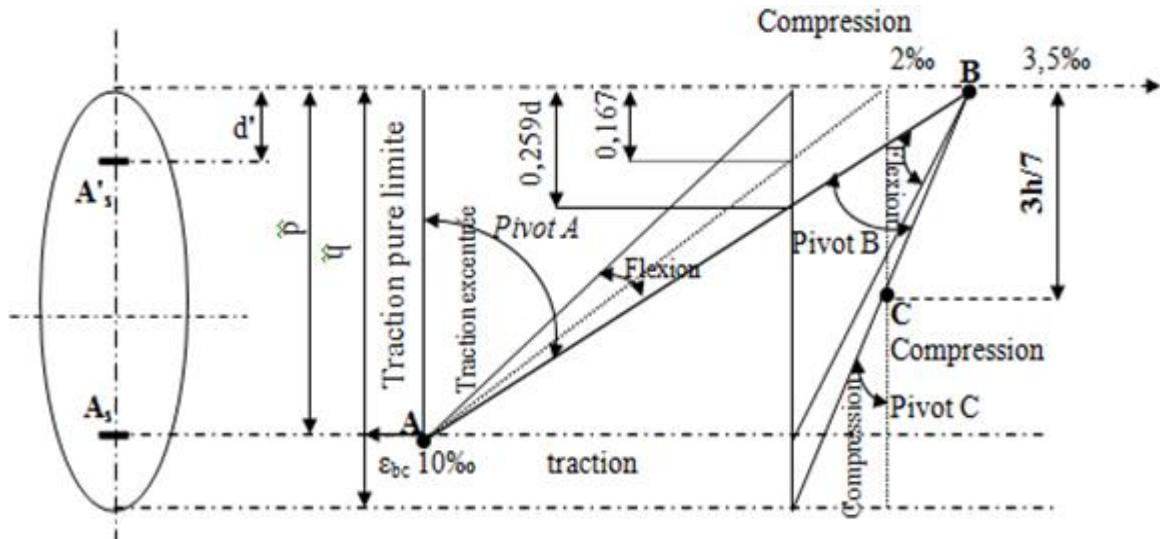


Figure I.11 : Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.

I.7.2. États limite de service

À l'état limite de service, les calculs sont faits à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées), en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

I.7.2.1 Hypothèses de calcul à E.L.S

- 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.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{array} \right.$$

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

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

I.8. 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 :

a. Les 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... »

$$\left\{ \begin{array}{l} P2 = G + Q \pm E. \\ P3 = G + Q \pm 1,2 E. \\ P4 = 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

b. Les combinaisons de calcul à l'état limites service de résistance

$$P5 = G + Q$$

Avec G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

I.9. Conclusion

Toute étude d'un ouvrage dépend de son contexte, son rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux de construction choisis et utilisés. Dans le chapitre suivant on va entamer le pré dimensionnement et évaluation des charges et surcharges.

CHAPITRE II

PRÉ-DIMENSIONNEMENT ET AVALUATION DES CHARGES

II.1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux..., passe impérativement par un dimensionnement préliminaire selon les règles du BAEL91, le CBA93 et le RPA 99 version 2003.

Les pré dimensionnements obtenus ne sont pas définitifs, peuvent être changés après une vérification générale du bâtiment.

II.2. Pré dimensionnement du plancher

C'est l'ensemble des éléments de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, murs, voile, poutres...).

L'épaisseur des dalles dépend généralement des conditions d'utilisation et de résistance. Dans ce projet, on a opté pour un plancher à Corps Creux.

Le plancher est un élément horizontal qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les Surcharges qui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des Fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilise Plancher à corps creux en partie courante.

II.2.1 Planchers a corps-creux

On appelle un plancher nervuré ou plancher à corps-creux, l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

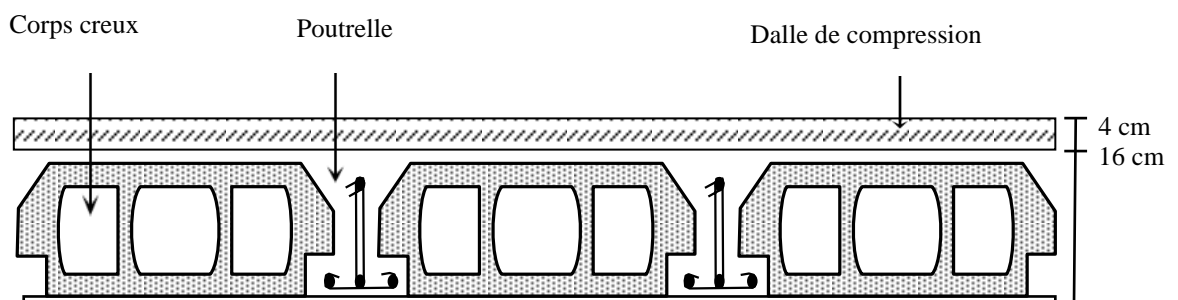


Figure II.1 : Dalle en corps creux.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ❖ La facilité de réalisation.
 - ❖ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- D'après BAEL l'épaisseur de plancher est conditionnée par :

– **La condition de la flèche**

$$L = \min \begin{cases} L_{\max} \text{ (sens x)} \\ L_{\max} \text{ (sens y)} \end{cases} = \min \begin{cases} L_{\max} = (420 \text{ cm}) \\ L_{\max} = (430 \text{ cm}) \end{cases} = 420 \text{ cm} = 4,20 \text{ m}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{420}{22,5} \rightarrow h_t = 18,66 \text{ cm}$$

L : La portée entre nus d'appuis des poutres secondaire.

On prend : $h_t = 20 \text{ cm}$ tel que :

- 16 cm : la hauteur de corps creux.
- 4cm : la hauteur de la dalle de compression h_0 .

1. Résistance au feu

- $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu (e : épaisseur de corps creux).
- $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- $e = 15 \text{ cm}$: pour quatre (03) heures de coup de feu

2. Isolation phonique

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 16 cm ($e \geq 16 \text{ cm}$)

II.2.2. Les poutrelles (les nervures)

Ce Sont les éléments perpendiculaires par rapport aux poutres principales. La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

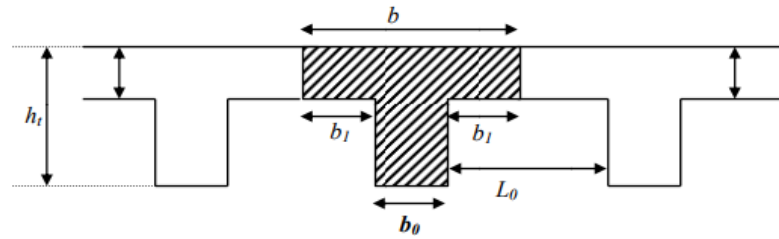


Figure II.2 : Plancher corps creux (nervures)

b_0 : largeur de la nervure.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la table de compression.

❖ D'après BAEL

$$\frac{h}{3} \leq b_0 \leq \frac{h}{2} \rightarrow \frac{20}{3} \leq b_0 \leq \frac{20}{2} \rightarrow 6.33 \leq b_0 \leq 10$$

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

$$b=b_0+2 \times b_1$$

Le corps Creux proposé pour ce plancher : $l_{our} = 50 \text{ cm}$.

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{our}}{2} \text{ cm} \\ \frac{Lx}{10} \text{ cm} \end{array} \right.$$

L : la portée maximale de la travée

D'où :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \\ \frac{430}{10} = 43 \text{ cm} \end{array} \right. \quad b_1 = 25 \text{ cm}$$

Donc la largeur totale de la table de compression pour une nervure est la suivante :

$$b=2 \times b_1 + b_0$$

$$b=2 \times 25 + 10$$

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

II.3.Evaluation des charges et surcharges

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges qui sont évaluées selon D.T.R.B.C.22, elle désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux

résultants de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs), ainsi que les fondations ; afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

II.3.1. Plancher terrasse (inaccessible)

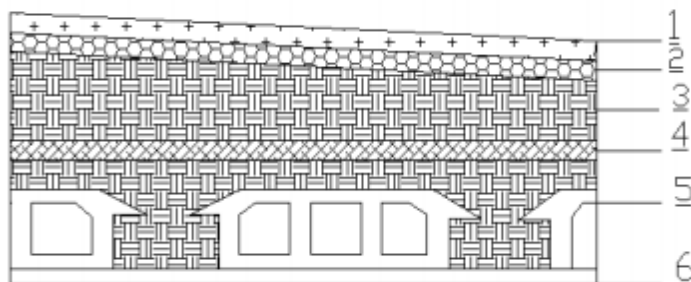


Figure II.3 : Plancher terrasse.

Tableau II.1 : charge et surcharge due aux plancher à corps creux (niveau terrasse inaccessible (19,38 m))

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente surfacique KN/m ²
1	Protection en gravillon	4	17	$0.04 \times 17 = 0.68$
2	Etanchéité multicouche	2	6	$0.02 \times 6 = 0.12$
3	pente en Béton	11	22	$0.11 \times 22 = 2.42$
4	Isolation thermique	4	3	$0.04 \times 3 = 0.12$
5	Cops creux + dalle de Compression	20		2.85
6	Enduit de plâtre	2	10	$0.02 \times 10 = 0.2$
Charge permanente Totale				G = 6.39 K N/m²
Charge d'exploitation				Q = 1 KN/m²

II.3.2. plancher étage courant :(habitation)

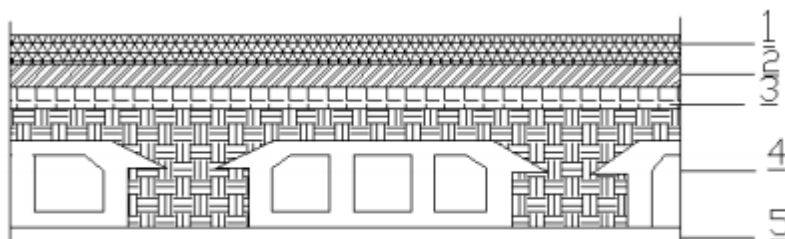


Figure II.4 : plancher étage courant.

Tableau II.2 : Charge et surcharge due aux planchers à corps creux de niveau étages courants à usage d'habitation (étages 1,2,3,4,5)

Elément		Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente KN/m ²
1	Cloisons	10	9	$0.1 \times 9 = 0.9$
2	Revêtement de carrelage	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
3	Mortier de pose	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
4	Lit de sable	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
5	dalle de Compression + Corps creux	20		2.85
6	Enduite de plâtre	2	10	$0.02 \times 10 = 0.20$
Totale				G = 5.11KN/m²
Charge d'exploitation				Q = 1.5 KN/m²

Tableau II.3 : Charges et surcharges dues aux planchers à corps creux au niveau de RDC à usage commerciale

Elément		Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente KN/m ²
1	Cloisons	10	9	$0.1 \times 9 = 0.9$
2	Revêtement de carrelage	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
3	Mortier de pose	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
4	Lit de sable	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
5	dalle de Compression + Corps creux	20		2.85
6	Enduite de plâtre	2	10	$0.02 \times 10 = 0.20$
Totale				G = 5.11KN/m²
Charge d'exploitation				Q = 2.5 KN/m²

II.3.3. maçonnerie

a) Murs extérieurs

Tableau II.4 : Charge permanente du mur extérieur

Elément		Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente KN/m ²
1	Brique creuse	10	9	0.1×9=0.9
2	Brique creuse	15	9	0.15×9 = 1.35
3	Enduite de ciment	2	18	0.02×18=0.36
4	Enduite de ciment	2	18	0.02×18=0.36
Totale				G = 2.97 KN/m ²

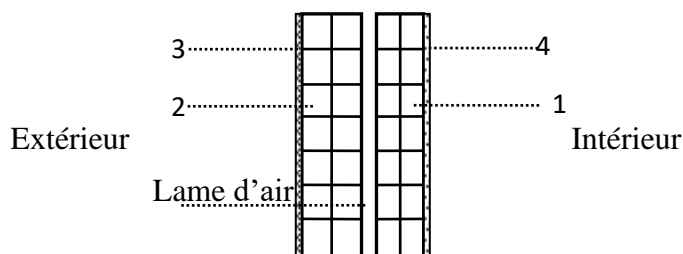


Figure II.5 : remplissage extérieur.

b) Cloison intérieures

Tableau II.5 : Charge permanente du mur intérieur

Enduit extérieur (1,5cm)	$0.015 \times 10 = 0.15 \text{KN/m}^2$
Brique creuses (10cm)	$0.10 \times 9 = 0.9 \text{KN/m}^2$
Enduit intérieur (1,5 cm)	$0.015 \times 18 = 0.27 \text{KN/m}^2$
Total	G=1.32KN/m ²

II.4. Prédimensionnement des éléments structuraux

II.4.1. Les poutres

Les poutres ce sont des éléments horizontaux réalisés en béton armé, qui a pour rôle de transmettre les charges aux poteaux, elles sont largement utilisées dans les constructions en Génie Civil.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les règlements BAEL 91, tout en respectant les recommandations du Règlement Parasismique Algérienne RPA 99.

Dans notre Structure on trouve les poutres principales et les poutres secondaires, Les poutres principales Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, et Les poutres secondaires Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

1. D'après le BAEL 91

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

Avec :

L max : la distance maximale entre nu de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

2. D'après le RPA 99 pour la zone IIa

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

II.4.1.1. Pré dimensionnement des poutres principales

✓ D'après le BAEL 91 :

$$L \text{ max} = 430 \text{ cm} \quad = > \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \quad = > 28.66 \text{ cm} < h < 43 \text{ cm}$$

On prend : h = 40cm

La largeur b comprise entre 0.3 h et 0.7 h d'où :

$$0.3(40) < b < 0.7(40) \quad \Rightarrow \quad 12\text{cm} < b < 28 \text{ cm}$$

Pour des raisons architecturales, on prend : b= 30 cm.

✓ **Vérification RPA 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b=30 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h=40 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} < 4 \quad \Rightarrow \quad 1.33 < 4 \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées d'où on prend la section des poutres transversales (poutre principales) comme suit :

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

II.4.1.2. Prédimensionnement des poutres secondaires

✓ **D'après le BAEL 91 :**

$$L_{\max} = 420 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \quad \Rightarrow \quad 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$.

La largeur b est comprise entre $0.3 h$ et $0.7 h$, donc :

$$0.3(35) \leq b \leq 0.7(35) \quad \Rightarrow \quad 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}.$$

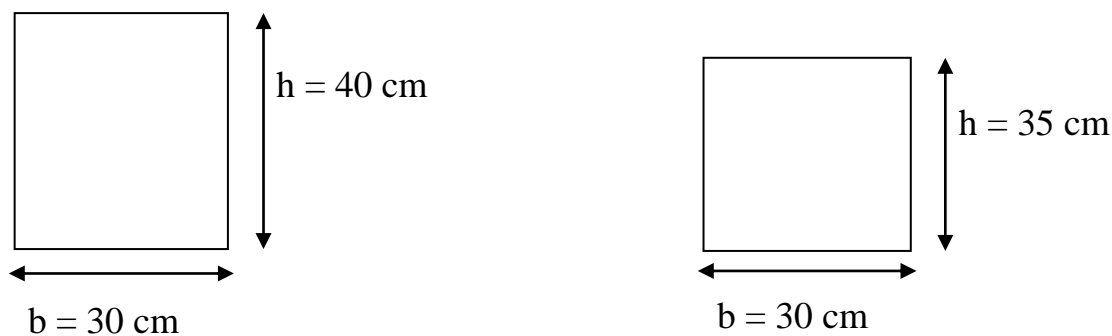
Pour des raisons architecturales, on prend : $b = 30 \text{ cm}$.

✓ **Vérification RPA 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b=30 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h=35 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \quad 1.16 < 4 \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées d'où on prend la section de poutre secondaire comme suit :

$$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$



Poutre Principale

Poutre Secondaire

Figure II.6: Dimensions des poutres

II.4.2. Prédimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qui correspond à un poteau qui va reprendre la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation. On détermine l'effort N_u qui doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \overline{N_u}$$

N_u : L'effort normal ultime

$\overline{N_u}$: Capacité de résistance ultime

Les poteaux sont généralement dimensionnés par :

- ✓ la condition de non flambement
- ✓ les conditions de RPA

Le poteau qu'on va étudier est celui le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va le déterminer à partir de la descente de charge.

On fixera au préalable des poteaux RDC et étage courant comme suite :

Tableau II.6 : Dimensionnements des poteaux

Niveau	Dimension de poteau (cm ²)
RDC (commerciale) et sous sol	40x40
Etage courant (étage 1)	40x40
Etages courants (2, 3,4 et 5)	35x35

II.4.3. Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol support.

- **La loi de dégression :**

Pour les charges d'exploitations la loi de dégression des charges selon (DTR BC 2-2Page16) est comme suit :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse courant le bâtiment, Q_1, Q_2, Q_3, Q_n

les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2,3,...n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitations suivantes :

- Sous toit ou terrasse Q_0
- Sous dernier étage Q_0+Q_1
- Sous étage
- Immédiatement inférieure (étage 2)... $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$
- (étage 3)... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$
- (étage 4)... $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+ Q_3)$
- (étage n)... $Q_0+ \frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+Q_3+...+Q_n)$
- Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Tableau II.7 : Dégression des charges d'exploitations

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Σ des charges d'exploitations	Σ des charges d'exploitations (kN/m ²)
P7	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	1
P6	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,50
P5	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P4	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P3	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
P2	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,80
PRDC	Q ₆	$\Sigma_5=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+ Q_6)$	9,25

❖ Le poteau le plus sollicité (axe E-2) :

1. Surface reprise par le poteau à chaque étage :

Soit S La surface supportée par le poteau

$$SQ = \left(\frac{4,70}{2} + \frac{3}{2}\right) \times \left(\frac{1,24 + 2,66}{2} + \frac{1,55 + 2,36}{2}\right) = 15,034m^2$$

$$Sg = ((4,7/2-0,15) + (3/2-0,15)) \times ((3,9/2-0,15) + (3,91/2-0,15)) = 12,80m^2$$

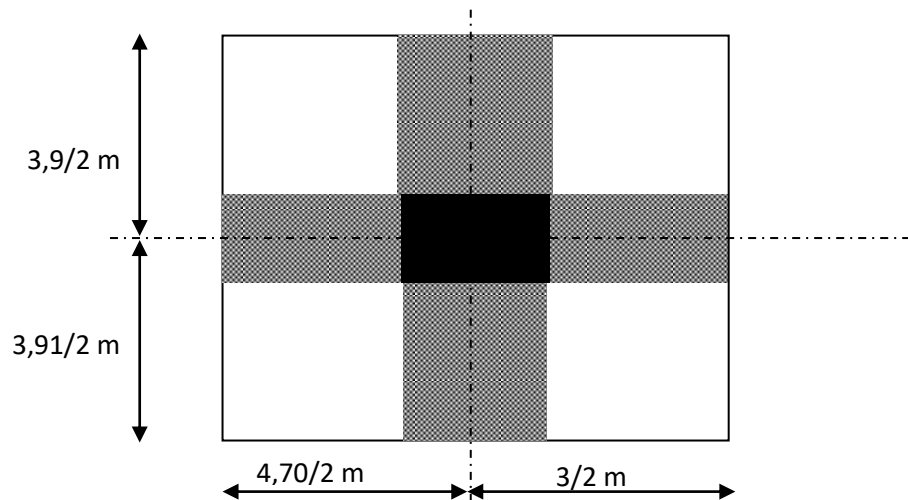


Figure II.7: Poteau le plus sollicité

2. La longueur de la poutre principale et secondaire :

$$\begin{cases} l_{pp} = 2.35 + 1.5 = 3.85 \text{ m} \\ l_{ps} = (1.95 + 1.955) - 0.30 = 3.605 \text{ m} \end{cases}$$

a) Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible : $G_T \times S_g = 6.39 \times 12.80 = 81,79 \text{ KN}$

Plancher étage courant 2, 3, 4,5 (habitation) : $G_{\text{étage}} \times S_g = 5,11 \times 12,8 = 65,40 \text{ KN}$

Plancher étage courant 1+RDC : $G_{\text{étage}} \times S_g = 6,01 \times 12,8 = 76,93 \text{ KN}$

b) Poids des poutres :

$$\begin{cases} G_{pp} = l_{pp} * b * h * \gamma_b = 3.85 * 0.3 * 0.4 * 25 = 11.55 \text{ KN} \\ G_{ps} = l_{ps} * b * h * \gamma_b = 3.605 * 0.3 * 0.35 * 25 = 9.46 \text{ KN} \end{cases}$$

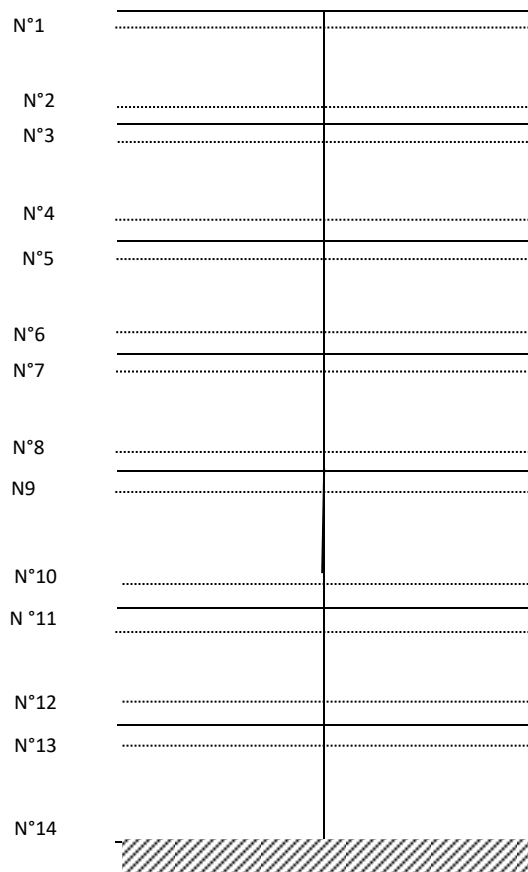


Figure II.8: Dispositions des charges

Tableau II.8: Evaluation des charges du poteau le plus sollicité.

TIO	SEC	Elément	G_i (KN)	ΣG_i (KN)	ΣQ_i (KN)
N1		-Plancher terrasse : $G_T * S_g = 6.39 * 12.8$ -Poutre secondaire $G_{ps} = l_{ps} * b * h * \gamma_b =$ $3,605 * 0.35 * 0.30 * 25$ -Poutre principale : $G_{pp} = l_{pp} * b * h * \gamma_b$ $= 3,85 * 0.3 * 0.40 * 25$	81,79 9,46 11.55	102.80	$S_g * Q_i$ $12.80 * 1 = 12.80$
N2		- Venant : N 1 Poids propre du poteau : $G_{pot} = (3.23 - 0,40) * 0.35 * 0.35 * 25$ $T_g = 102,8 + 8,66 = 111,46$ Total = 111,46 + 12,8 = 124,26	8,66	111,46	/
N3		- Venant : etage5 - Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	65,40 9.46 11.55	86,41	$12,80 * 2,5 = 32$
N4		- Venant : N 3 Poids propre du poteau $G_{pot} = (3.23 - 0,40) * 0.35 * 0.35 * 25$ $T_g = 86,41 + 8,66 = 95,07$ Total = 95,07 + 32 = 127,07	8,66	95,07	/
N5		Venant Niveau 4 - Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	65,40 9.46 11.55	86,41	$12,80 * 3,85 =$ 49,28
N6		- Venant : N 5 $G_{pot} = (3.23 - 0,40) * 0.35 * 0.35 * 25$ $T_g = 86,41 + 8,66 = 95,07$ Total = 95,07 + 49,28 = 144,35	8,66	95,07	/

N TIO SEC	Elément	G _i (KN)	ΣG _i (KN)	ΣQ _i (KN)
N7	Venant étage 3 - Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	65,40 9.46 11.55	86,41	12,8 * 5,05 = 64,64
N8	- Venant : N 7 Gpot=(3.23-0,40)*0.35*0.35*25 Tg = 86,41+8,66 = 95,07 Total = 95,07+64,64= 159,71	8,66	95,07	/
N9	- Venant : etage 2 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	65,40 9.46 11.55	86,41	12,8*6,10=78,08
N10	-Venant N9 Gpot=(3.23-0,40)*0.40*0.40*25 Tg = 86,41+11,32 = 97,73 Total = 97,73+78,08= 175,81	11,32	97,73	/
N11	Venant etage 1 - Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	65,40 9.46 11.55	86,41	12,8*7,8=99,84
N12	Venant N11 Gpot=(3.23-0,40)*0.40*0.40*25 Tg = 86,41+11,32 = 97,73 Total = 97,73+99,84= 197,57	11,32	97,73	/
N13	Venant RDC - Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	65,40 9.46 11.55	86,41	12,8*9,25=118,4
N14	Venant N13 Gpot=(3.23-0,40)*0.40*0.40*25 Tg = 86,41+11,32 = 97,73 Total = 97,73+118,4= 216,13	11,32	97,73	/

Les résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91**.

$$G_{total} = N_2 + N_4 + N_6 + N_8 + N_{10} + N_{12} + N_{14} = 111,46 + (95,07 \times 3) + 97,93 \times 3 = 690,46 \text{ KN}$$

$$Q_{total} = 118,40 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 690,46 + 1.5 \times 118,40 = \mathbf{1109,72 \text{ KN}}$$

$$N_s = G + Q = 690,46 + 118,40 = \mathbf{808,86 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1109,72 \times 1.1 \Rightarrow \mathbf{N_u = 1220,69 \text{ KN}}$$

$$N_{ser} = 808,86 \times 1.1 \Rightarrow \mathbf{N_{ser} = 889,75 \text{ KN}}$$

➤ **vérification de la section du poteau**

a. Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que :

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression)
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
- l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0,7 \times h_0$ avec : $h_0 = 3,23 \text{ m}$
- $l_f = 0,7 \times 3,23 = 2,26 \text{ m}$
- 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 $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.

- B : Surface de la section du béton (B=a x b).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée. On prend $A_s= 0.8\% \times Br$. Selon « **Le RPA 99 version 2003** ».....Zone IIa

donc:

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.8 \times f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie : $Br = (a-0,02)(b-0,02)$

Il faut vérifier que :

$$Br \geq Br_{cal} = \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.8 \times f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Les résultats de la vérification au flambement pour les poteaux du RDC et celles les poteaux de l'étage courant sont représentées dans les tableaux II.7.

Tableau II.9 : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux.

L_f (m)	N_u (kn)	i(m)	λ	$\lambda \leq 50$	A	α	B_r (m ²)	$B_r, calc$	$Br > B_r, cal$
2.26	1220,69	0.115	19,65	Condition vérifiée	0.115	0,8	0.144	0.071	Vérifie

b. Vérification selon RPA :

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

- **Pour un étage courant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = 35\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{283}{20} = 14.15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

Niveau	Dimension du poteau (cm ²)
RDC, sous sol et étage 1	40x40
Etage courant	35x35

II.4.4. Prédimensionnement du voile

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme et reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Les voiles sont considérer comme des éléments satisfaisant à la condition suivante de RPA99V2003 : $L \geq 4a$

Telle que :

L : longueur du voile.

a : épaisseurs minimale du voile (a min =15cm).

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

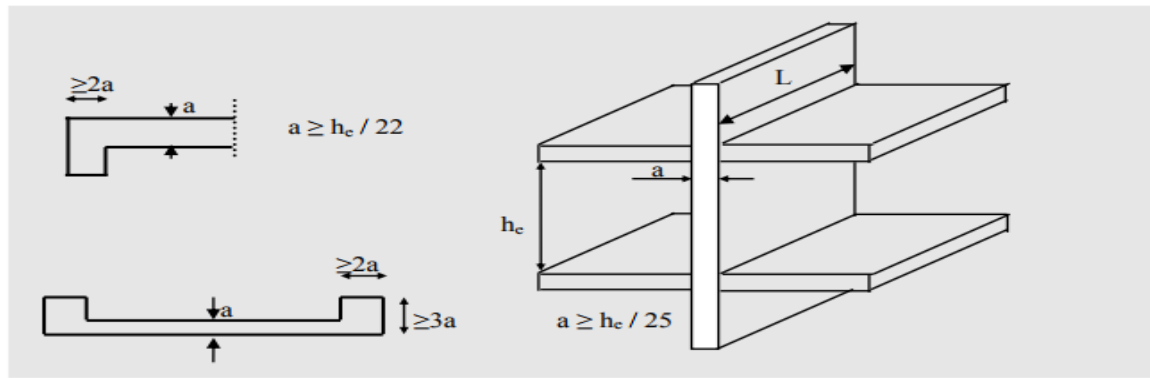


Figure II.9 : Pré dimensionnement des voiles

Pour RDC et les étages

$$a \geq (h_e/25 ; h_e/22). \quad h_e = 323-40 = 283 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_e}{25} = \frac{283}{25} = 11.32 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{283}{22} = 12.86 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$A \geq (11,32\text{cm} ; 12,86\text{cm})$ et 15cm.

L'épaisseur des voiles des contreventements et des voiles périphériques : **a = 15 cm**

II.5 Conclusion

On considéré ce chapitre comme une étape essentielle qui nous permet par la suite d'entamer d'autres chapitres. On base sur le pré dimensionnement des éléments principaux de notre projet à l'aide des différents règlements tels que le BAEL91 et le règlement parasismique algérien RPA99 modifié.

CHAPITRE III

CALCUL ET FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

III.1 Acrotère

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment. Il assure la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute. L'acrotère est réalisé en béton armé et soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G vertical et à une surcharge d'exploitation horizontale non pondérée due à la main courante ($N_Q = Q = 1 \text{ KN/m}$), ainsi qu'un séisme qui produise un moment de renversement. Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère a un point faible à l'interface où se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cette raison le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable) ; Dans ce cas le calcul s'effectue à L'ELU et L'ELS.

L'acrotère correspond à notre projet aux dimensions de 60 cm d'ateur et 10 cm d'épaisseur.

III.1.1 Calcul des sollicitations

➤ Poids propre :

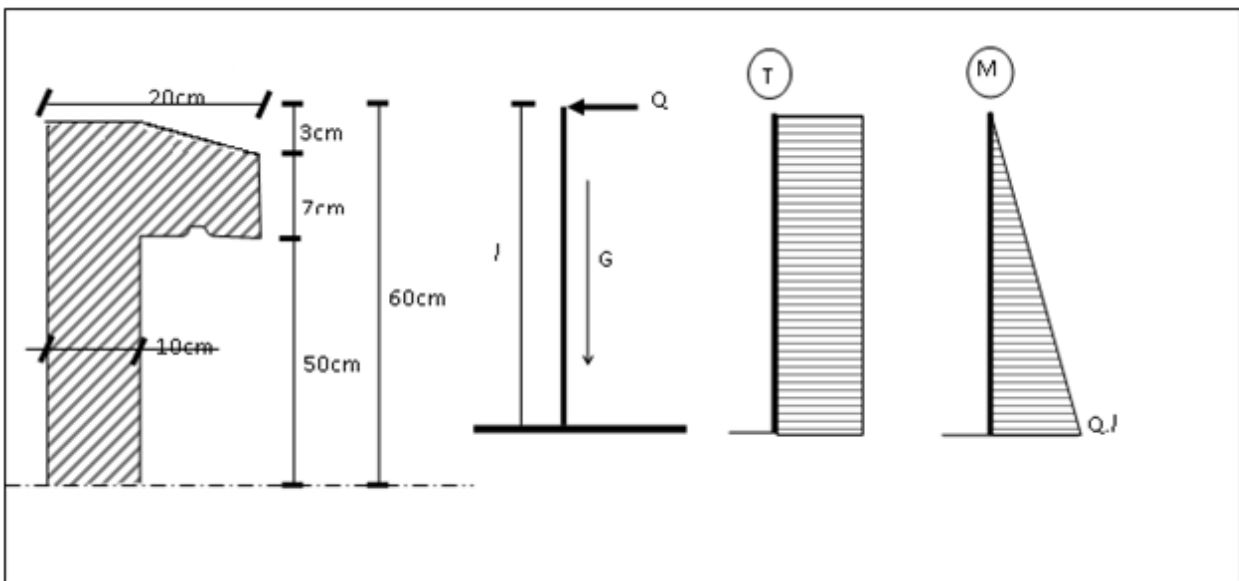


Figure III. 1 : Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

$$S = \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) \right] = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,71 \text{ KN/ml}$$

➤ **Effort normal :**

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

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,71 = 2,31\text{KN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1,71\text{KN/ml}$$

➤ **Moment de flexion :**

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9\text{KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6\text{KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

➤ **Effort tranchant :**

$$V = N_Q = 1\text{KN}$$

$$V_u = 1,5 \times V = 1,5\text{KN}$$

$$V_{\text{ser}} = V = 1\text{KN}$$

➤ **Enrobage :** Vu que la fissuration préjudiciable, on prend : $C = C' = 2\text{cm}$

➤ **L'excentricité :** $e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39\text{m}$ et $\frac{e_p}{2} = \frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 < 0,39\text{m}$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

III.1.2 Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2,31 \times (0,39 + 0,05 - 0,02) = 0,97\text{KN.m}$$

$$((d - c')N_u - M_u) \leq (0,337 \cdot h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$((d - c')N_u - M_u) = (0,09 - 0,02)2,31 - 0,97 = -0,81\text{KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,80\text{KN.m}$$

$$\Rightarrow 0,81\text{KN.m} < 24,80\text{KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$b \cdot h = (100 \times 10)\text{cm}^2.$$

III.1.3 Calcul du ferrailage (E. L. U. R)

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,084$$

III.1.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimés A'

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

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

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0084 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996 .$$

➤ **On calcul :**

$$\begin{cases} A_{fs} : \text{Section d'armatures en flexion simple;} \\ A_{fc} : \text{Section d'armatures en flexion composée.} \end{cases}$$

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2$$

III.1.3.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire

➤ **Les armatures principales :**

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{(e - 0,45 d)}{(e - 0,185 d)} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0,9h_t = 9 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{min}) = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } 4\phi 8 \text{ p.m} \Rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad \text{On adopte : } A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 4\phi 8 \text{ p.m}$$

III.1.4 Vérification des contraintes (E. L. S)

$$M_{ser} = N_{ser} \times (e - c + \frac{h}{2}) = 1,71 \times (0,35 - 0,02 + \frac{0,1}{2}) = 0,65 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (1,59)^3}{3} + 15 \times 1,130 \times (9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,69 \text{ cm}^4$$

III.1.4.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{650}{1064,68} \times 1,59 = 0,97 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.4.2 Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

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

Avec : η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{650}{1064,68} (9 - 1,59) = 67,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,86, \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.4.3 Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5K \text{ N} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Leftrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.4.4 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 :

$$F_p = 4.C_p.A.W_p$$

Les coefficients A , C_p , et W_p sont obtenus par le RPA99v2003 tableau (6-1)

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,10$

C_p : Facteur de force horizontal $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 171 \text{ KN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que : $F_p < 1,5.Q.A \Rightarrow F_p = 4 \times 0,10 \times 1,71 \times 0,8 = 0,547 \text{ KN}$

$F_p = 0,547 \text{ KN} < 1,5.Q = 1,5 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

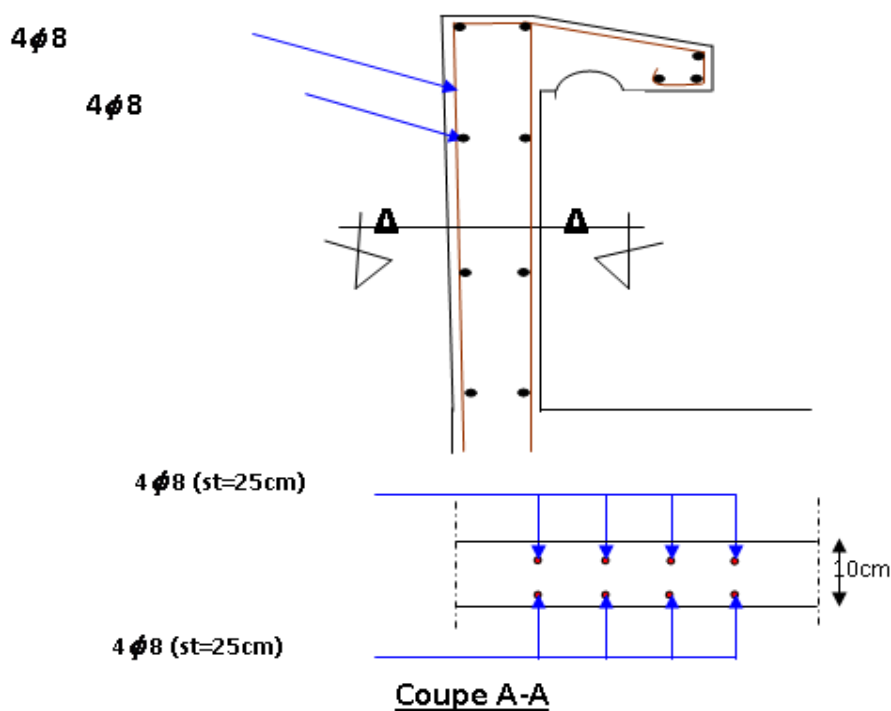


Figure III.2: Schéma de ferrailage d'acrotère.

III.2 Balcon

III.2.1 Introduction

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 un seul type de balcon : dalle sur un seul appui, assimilé à une console de portée de 1,45 m.

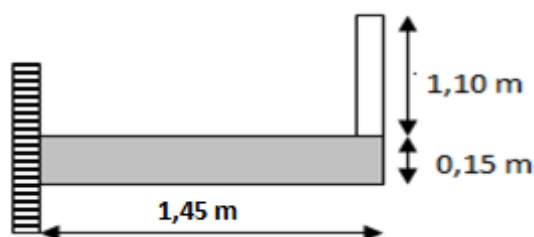


Figure III.3 : Schéma représente le type de balcon

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

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique $e \geq 12cm$
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11cm$ pour 2 heures de coup feu

Donc on adopte $e = 15cm$

Dans notre étude on a un seul type de balcons.

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

III.2.2 Exemple de calcul

III.2.2.1 Descente de charge

Tableau III. 1 : La descente des charges d'une dalle pleine

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³) Masse _(Surfacique) (KN / m ²)	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1	Carrelage	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25,00	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18,00	0,36
				G =5,27

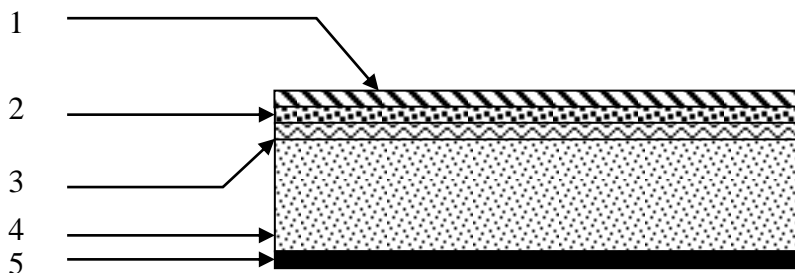


Figure III. 3 : Schéma représente détail d'une dalle pleine (vue en plan).

Poids propre G= 5,27 KN/m².

Surcharge Q =3,5 KN/m².

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q_{u/ml} = 12,36 \times 1 = 12,36 \text{ KN/ml}$$

III.2.2.2 Calcul de la charge concentrée

1- Poids propre du mur :

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

$$P_U = 1,35P = 1,93 \text{ KN.}$$

$$P_S = 1,43 \text{ KN.}$$

III.2.2.3 Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max

$$M_{\max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -13 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u \cdot l + P_u = 19,85 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$$

III.2.3 Ferrailage du balcon

Tableau III. 2: Ferrailage du balcon.

M (KN.m)	μ	β	A'	A _{cal}	A _{adop} (cm ² /ml)	A _r =A _s /4	A _{adop} (cm ² /ml)
13	0,050	0,994	0	2,78	4ø12 A _s =4,52 St =33cm	1,13cm ²	4ø8 A _s =2,01 st=33 cm

III.2.4 Vérifications

III.2.4.1 Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.4.2 Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19,85 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,14 \text{ MPa}$$

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

$$1) \tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

III.2.4.3 Contrainte d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{19,85 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 12,56 \times 10^2} = 1,30 \text{ Mpa}$$

n = 4 : nombre d'armatures longitudinales tendues

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

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

$$\tau_{se} = 1,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.4.4 La vérification des contraintes à l'E.L.S

$$Q_{ser} = G+Q = 8,27 \text{ KN.ml}, P_{ser} = 1,43 \text{ KN} \text{ et } M_{ser} = -12,15 \text{ KN.m}$$

III.2.5 Détermination de la position de l'axe neutre

$$by^2/2 - 15As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67,80y - 915,3 = 0 \rightarrow y = 3,65 \text{ cm (position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée).}$$

a) Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,65)^3}{3} + 15 \times 4,52(13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,02 \text{ cm}^4$$

b) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{12,15 \times 10^3}{8199,02} \times 3,65 = 5,40 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,40 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

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

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}; \eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) \text{ MPa} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 1,6 \times \frac{12,15 \times 10^3}{8199,02} (13,5 - 3,65) = 225,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 23,35 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.6 Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec: } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

d) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,52 \times 13,5}{100 \times 15 + 4,52 \times 15} = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,24 \text{ cm.}$$

e) Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7,76)^3}{3} + \frac{100 \times (7,24)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 7,76)^2 = 30460,24 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,40)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 30460,24} \left[\frac{8,77 \times 1,40}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,060 \text{ cm}$$

$$F = 0,060 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 140/250 = 0,56 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,060 \text{ cm} < F_{adm} = 0,56 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

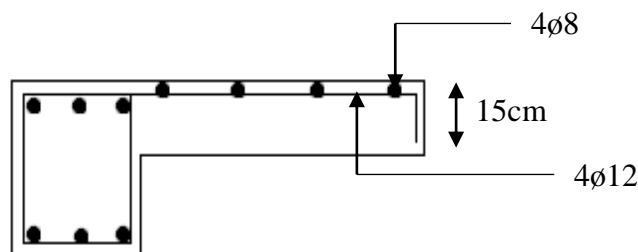


Figure III. 4 : Schéma de ferrailage du balcon.

III.3 Escaliers

III.3.1 Définition

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière des marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Ils constituent une issue de 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.

III.3.2 Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre des 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.

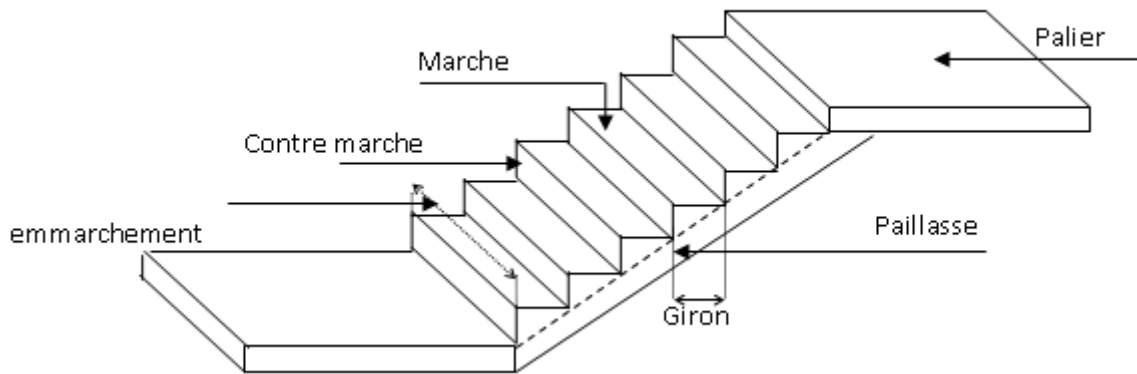


Figure III. 6 : Schéma de l'escalier.

On a un seule type d'escalier :

- Escaliers droit à deux volées se trouve au RDC ;

III.3.3 Dimensionnement des escaliers :

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

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

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$ ($H = n \times h = \frac{h_c}{2}$)

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$ Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

($H = n \times h = \frac{h_c}{2}$)

n : Nombre de contre marches

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n - 1)g$

III.3.3.1 Étude l'escalier (Type 1)

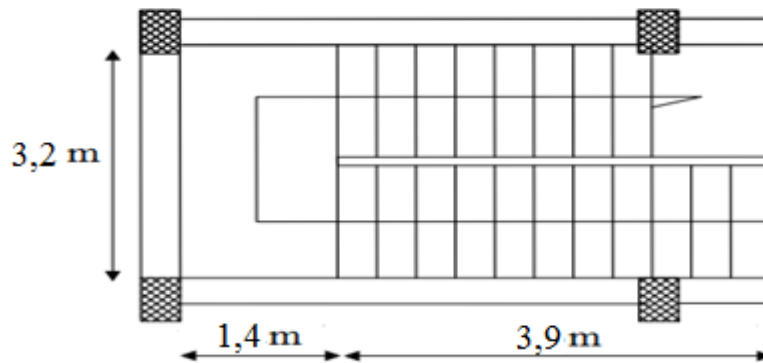


Figure III. 7 : Vu en plan de l'escalier (Type 1).

1) Type 1 (cas de volée 1)

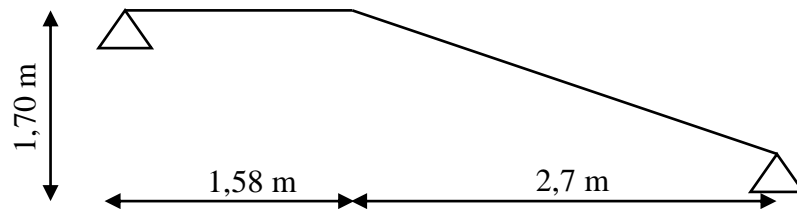


Figure III. 8 : Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 1).

a) Dimensionnement

a.1) Marches et contre marches

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après **BLONDEL** on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m+L+2H)n + 2H = 0$(2)

Avec : $m=64\text{cm}$, $H=170\text{cm}$ et $L=270\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 674n + 340 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 10$ (nombre de contre marche)

Donc : $n-1=9$ (nombre de marche)

$$h = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm} \rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de BLONDEL

$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$*Condition vérifiée.*

L'inégalité vérifiée, on a : 10 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est : $\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$

a.2) Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{270}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{270}{20 \times 0,87}$$

$$\rightarrow 10,34 \leq e_v \leq 15,51$$

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

a.3) Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,87} = 17,24 \text{ cm}$$

$$e_p = 18 \text{ cm.}$$

b) Descente de charges

b.1) Paillasse

Tableau III. 3 : Charges et surcharges du paillasse type 1(cas volée 1).

N	Désignation	e(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $R_n \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical $ep \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25/\cos(\alpha)$	0,15	25,00	3,75
7	Poids propre des marches : $\gamma_b \cdot h/2$	-	22,00	1,87
8	Garde-corps	-	-	0,10
9	Enduit en plâtre : $2 \times 0,1/\cos(\alpha)$	0,2	-	0,23
				G=7,57

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G=7,57 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q=2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,96 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G + Q = 10,07 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

b.2) Palier

Tableau III.4 : Charges et surcharges du palier type 1 (cas volée 1).

N	Désignation	e(m)	densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Poids propre du palier	0,18	25,00	4,50
2	carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
				G=5,86

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G=5,86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q=2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u=1,35G+1,5Q= 11,66 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G+Q=8,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

c) Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{13,96 - 11,66}{11,66} = 0,19 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.

c.1) Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_a + R_b = (13,96 \times 2,70) + (11,66 \times 1,58) = 56,11 \text{ KN}$$

$$\sum M/a=0 \Rightarrow R_b \times 4,28 = 13,96 \times 2,70 \times \left(\frac{2,7}{2}\right) + 11,66 \times 1,58 \times \left(\frac{1,58}{2} + 2,7\right)$$

$$R_b = \frac{124,98}{4,28} = 26,91 \text{ KN}$$

$$R_a = 29,20 \text{ KN}$$

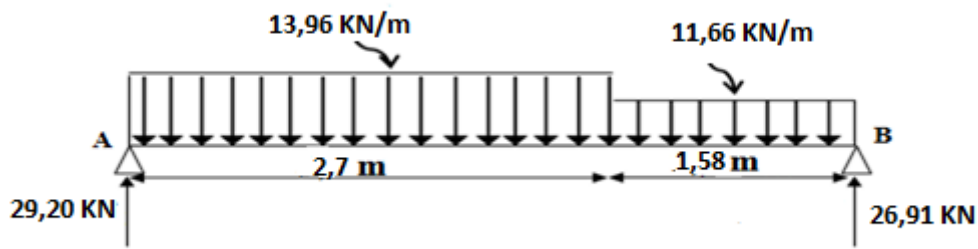


Figure III. 9 : Schéma statique des charges de l'escalier type 1 (cas de volée 1).

c.2) Moment fléchissant max

$$M(x) = 29,20 \times x - 13,96 \times \frac{x^2}{2}$$

➤ **Position du moment max :**

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d \left[29,20 x - 13,96 \times \frac{x^2}{2} \right]}{dx}$$

$$T(x) = 29,20 - 13,96 \times x$$

Pour $T(x) = 0 \rightarrow x = 2,10 \text{ m}$

Donc : $M_{\max} = M(2,10)$

$$M(2,10) = 29,20 \times 2,10 - 13,96 \times \frac{(2,10)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 30,54 \text{ KN.m}$$

c.3) Effort tranchant

Tableau III.5 : Calcul effort tranchant de l'escalier type 1 (cas de volée 1).

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)
$0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(0) = 29,20 \text{ KN}$ $T(2,7) = -8,49 \text{ KN}$
$2,7 \text{ m} \leq x \leq 4,28 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 2,7q_1 - q_2 \cdot (x - 2,7)$ $T(2,7) = -8,49 \text{ KN}$ $T(4,28) = -26,91 \text{ KN}$

c.4) Diagrammes M et T

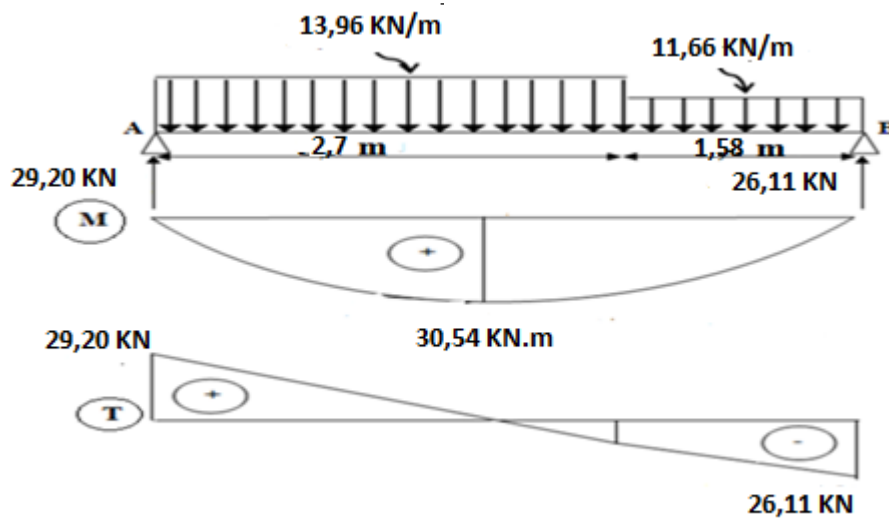


Figure III.10 : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier type1 (cas volée 1).

d) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

On a: $M_{\max}=30,54 \text{ kN.m}$

$M_t=0,85 \times M_{\max}=25,95 \text{ kN.m}$

$M_a=0,40 \times M_{\max}=12,21 \text{ kN.m}$

e) Ferrailage de l'escalier :

e.1) En travée :

Le moment ultime :

$M_t=25,95 \text{ kN.m}$; $h=15 \text{ cm}$; $d=0,9h=13,5 \text{ cm}$; $b=100 \text{ cm}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{25,95 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,10 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,995$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25,95 \times 10^3}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 5,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 6T12 avec : $A_{\text{adm}}=6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t=20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{\text{adm}}}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{\text{adm}}=3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t=33 \text{ cm}$

e.2) Sur appuis

$M_a = 12,21 \text{ KN.m}$; $h = 18 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 16,2 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12,21 \times 10^3}{100 \times 16,2^2 \times 14,17} = 0,032 < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \text{ et On a : } \beta = 0,984$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,21 \times 10^3}{0,984 \times 16,2 \times 348} = 2,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$

f) Vérifications

f.1) Condition de non fragilité

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

$$A_s = 9,24 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{min} = 1,63 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{29,20 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.3) Vérification au niveau des appuis

$$A_{adm} = \frac{1,15}{f_c} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left(29,20 + \frac{12,21 \times 10^2}{0,9 \times 16,2} \right) = 6,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 6,59 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$M_{t \max} = 22,05 \text{ KN.m}$; déterminé par méthode des coupures (RDM)

$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 18,745 \text{ KN.m}$

$M_{aser} = 0,4 \times M_{t \max} = 8,82 \text{ KN.m}$

h.1) En travée

$A_s = 4,89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d-y) = 50y^2 + 113,55y - 990,22 = 0 \rightarrow y = 3,45 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

➤ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 3,45^3}{3} + (15 \times 4,89)(13,5 - 3,45)^2 = 23573,45 \text{ cm}^4$$

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{22,05 \times 10^3}{23573,45} \times 3,45 = 3,22 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 3,22 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

h.2) Sur appuis

$$A_s = 1,58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d-y) = 50y^2 + 23,7y - 383,94 = 0 \rightarrow y = 2,54 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

➤ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 2,54^3}{3} + (15 \times 1,58)(16,2 - 2,54)^2 = 4968,54 \text{ cm}^4$$

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,82 \times 10^3}{4968,54} \times 2,54 = 4,50 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 4,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

h3) Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{17}{390} = 0,043 > 0,033 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_c} \Leftrightarrow 0,001 < 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

i) Schéma de ferrailage

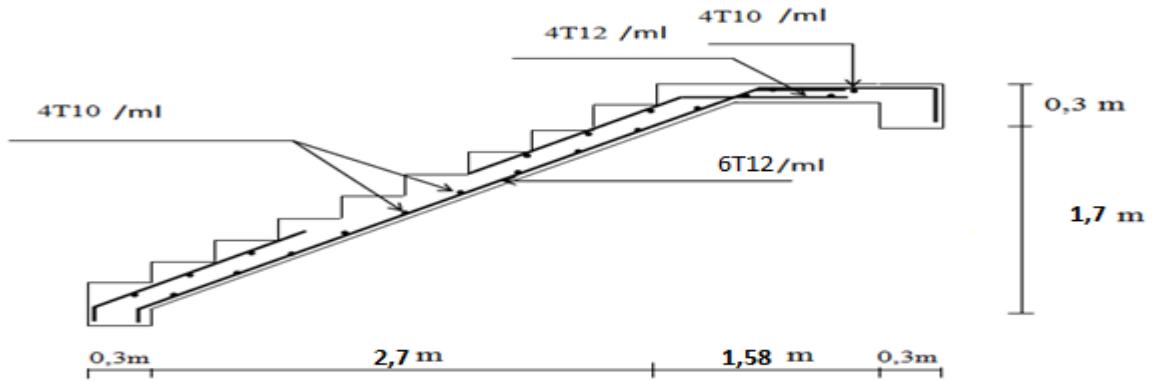


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 (cas volée 1).

III.3.3.2 Type 1 (cas de volée 2)

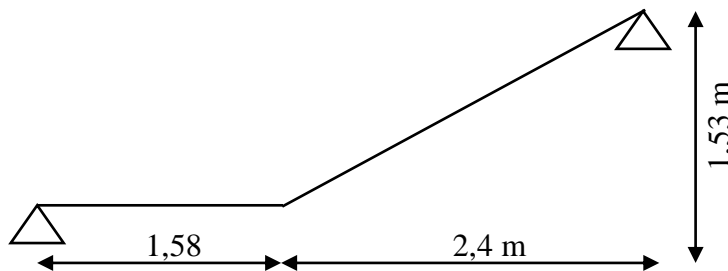


Figure III.12 : Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 2).

a) Dimensionnement

a.1) Marches et contre marches

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après **BLONDEL** on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m+L+2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$

Avec : $m = 64 \text{ cm}$, $H = 153 \text{ cm}$ et $L = 240 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 610n + 306 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 9$ (nombre de contre marche)

Donc : $n-1 = 8$ (nombre de marche)

$$h = \frac{187}{11} = 17 \text{ cm} \rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec $g=30 \text{ cm}$ et $h=17 \text{ cm}$.

$$\text{L'angle d'inclinaison est : } \tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,566 \Leftrightarrow \alpha = 29,53^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

a.2) Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87}$$

$$\rightarrow 9,19 \leq e_v \leq 13,79$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

a.3) Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm.}$$

b) Descente de charges

b.1) Paillasse

Tableau III. 6 : Charges et surcharges du paillasse type I (cas volée 2).

N	Désignation	e(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $R_n \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25 / \cos(\alpha)$	0,12	25,00	3,45
7	Poids propre des marches : $\gamma_b \cdot h/2$	-	22,00	1,87
8	Garde-corps	-	-	0,10
9	Enduit en plâtre : $2 \times 0,1 / \cos(\alpha)$	0,2	-	0,23
				G=7,27

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G=7,27 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q=2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u=1,35G+1,5Q=13,56 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G+Q=9,77 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

b.2) Palier

Tableau III.7 :Charges et surcharges du palier type 1 (cas volée 2).

N	Désignation	e(m)	densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Poids propre du palier	0,14	25,00	3,50
2	carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
				G=4,86

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G=4,86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q=2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u=1,35G+1,5Q= 10,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G+Q=7,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

c)Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{13,56-10,31}{10,31} = 0,31 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.

c.1) Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_a + R_b = (13,56 \times 2,4) + (10,31 \times 1,58) = 48,83 \text{ KN}$$

$$\sum M/a=0 \Rightarrow R_b \times 3,68 = 13,56 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1,58\right) + 10,31 \times 1,58 \times \left(\frac{1,58}{2}\right)$$

$$R_b = \frac{103,33}{3,68} = 28,08 \text{ KN}$$

$$R_a = 20,74 \text{ KN}$$

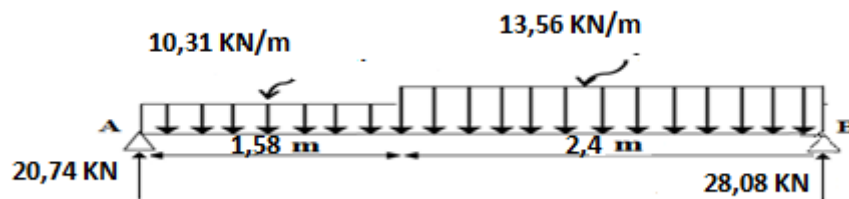


Figure III.13 : Schéma statique des charges de l'escalier type 1 (cas de volée 2).

c.2) Moment fléchissant max

$$M(x) = 20,74 \times x - 10,31 \times (1,58) \left(x - \frac{1,58}{2}\right) - 13,56(x - 1,58) \left(\frac{x - 1,58}{2}\right)$$

➤ **Position du moment max :**

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d \left[20,74 \times x - 10,31 \times (1,58) \left(x - \frac{1,58}{2}\right) - 13,56(x - 1,58) \left(\frac{x - 1,58}{2}\right) \right]}{dx}$$

$$T(x) = 20,74 - 10,31 \times (1,58) - 13,56(x - 1,58)$$

Pour $T(x) = 0 \rightarrow x = 1,9 \text{ m}$

Donc : $M_{\max} = M(1,9)$

$$M = 20,74 \times 1,9 - 10,31 \times (1,58) \left(1,9 - \frac{1,58}{2}\right) - 13,56(1,9 - 1,58) \left(\frac{1,9 - 1,58}{2}\right)$$

$$M_{\max} = 20,63 \text{ KN.m}$$

c.3) Effort tranchant

Tableau III.8 : Calcul effort tranchant de l'escalier type 1 (cas de volée 2).

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)
$0 \leq x \leq 1,58\text{m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(0) = 20,74\text{KN}$ $T(1,58) = 4,45\text{ KN}$
$1,58\text{m} \leq x \leq 3,98\text{ m}$		$T(x) = R_A - 1,58q_1 - q_2 \cdot (x - 1,58)$ $T(1,58) = 4,45\text{ KN}$ $T(3,98) = -28,08\text{ KN}$

c.4) Diagrammes M et T

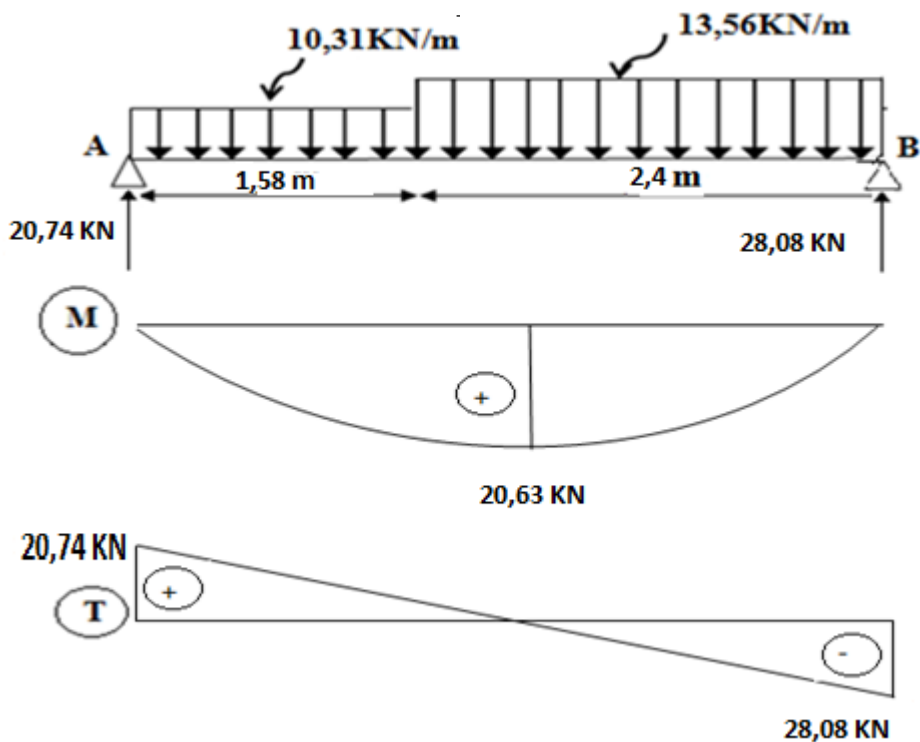


Figure III.14 Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier type 1 (cas volée 2).

d) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

On a: $M_{\max}=20,63\text{kN.m}$

$M_t=0,85\times M_{\max}=17,53\text{ kN.m}$

$M_a=0,40\times M_{\max}=8,25\text{ kN.m}$

e) Ferrailage de l'escalier

e.1) En travée

Le moment ultime :

$M_t= 17,53\text{kN. m}$; $h=12\text{ cm}$; $d=0,9h=10,8\text{ cm}$; $b=100\text{ cm}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{17,53 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,106 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,957$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,53 \times 10^3}{0,957 \times 10,8 \times 348} = 4,87\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T12 avec : $A_{\text{adm}}=5,65\text{cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t=20\text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{\text{adm}}}{4} = 0,12\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{\text{adm}}=3,14\text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t=33\text{ cm}$

e.2) Sur appuis

$M_a= 8,25\text{ KN. m}$; $h=14\text{ cm}$; $d=0,9h=12,6\text{ cm}$; $b=100\text{ cm}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8,25 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,036 < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \text{ et On a : } \beta = 0,982$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,25 \times 10^3}{0,982 \times 12,6 \times 348} = 1,91\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{\text{adm}}=4,52\text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t=33\text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{\text{adm}}}{4} = 1,13\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{\text{adm}}=3,14\text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t=33\text{ cm}$

f)Vérifications

f.1) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 2,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{\min} = 1,30 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{29,11 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.3) Vérification au niveau des appuis

$$A_{\text{adm}} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left(29,11 + \frac{12,51 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 4,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adm}} = 4,00 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$M_{t \max} = 22,46 \text{ KN.m ; déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 19,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{aser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 8,98 \text{ KN.m}$$

g.1) En travée

$$A_s = 5,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 80,91 y - 873,89 = 0 \rightarrow y = 3,44 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

➤ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,44^3}{3} + (15 \times 5,39) (10,8 - 3,44)^2 = 5747,35 \text{ cm}^4$$

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{19,09 \times 10^3}{5747,35} \times 3,44 = 11,42 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 11,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

g.2) Sur appuis

$$A_s = 2,09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 20,7 y - 260,82 = 0 \rightarrow y = 2,51 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

➤ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 2,51^3}{3} + (15 \times 2,09)(12,6 - 2,51)^2 = 3721,69 \text{ cm}^4$$

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,98 \times 10^3}{3721,69} \times 2,51 = 6,05 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 6,05 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

h) Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{17}{300} = 0,056 > 0,033 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_c} \Leftrightarrow 0,001 < 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

i) Schéma de ferrailage

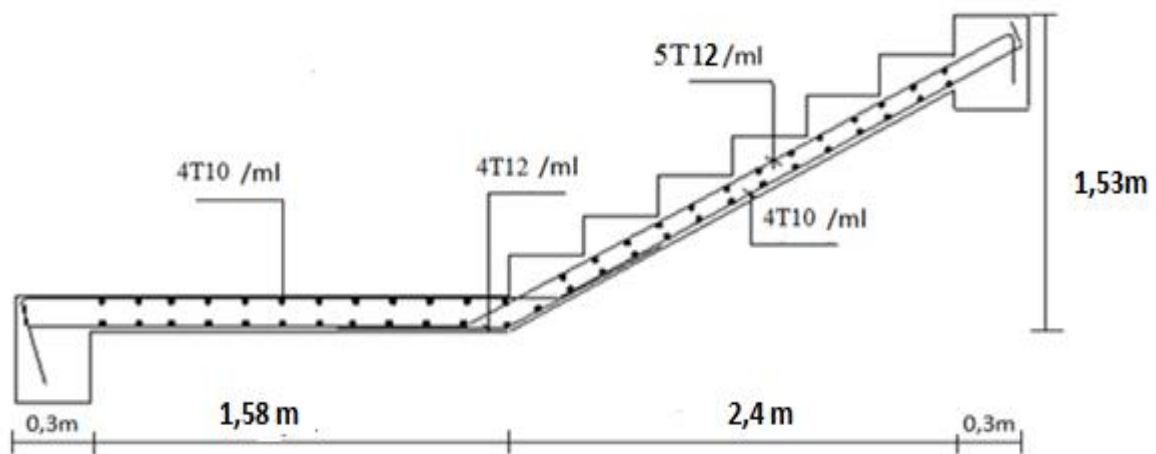


Figure III. 15 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 (cas volée 2).

III.3.3.3 Étude de la poutre palière pour l'escalier type 1 :

a) Dimensionnement

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{328}{15} \leq h \leq \frac{328}{10} \Leftrightarrow 21,86 \text{ cm} \leq h \leq 32,8 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Leftrightarrow 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm}$$

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

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

$h=30\text{cm} \geq 30\text{ cm}$ Condition vérifiée.

$b=30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{b}=1 \leq 4$ Condition vérifiée.

b)Charges supportées par la poutre

Poids propre de la poutre : $G_p=0,30 \times 0,30 \times 25=2,25\text{ KN/m}$

La charges d'exploitation : $Q=2,50\text{ KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm)

$G_m=4,25 \times 2,00=8,50\text{ kN/m}$

➤ **Réaction du palier :**

$R_b(\text{Elu}) = 29,38\text{ kN/ml}$

$Q_u=(1,35 \times (2,25+8,50))+(1,5 \times 2,5)+29,38 =47,3\text{ kN/m}$

$R_b(\text{E.L.S})=21,73\text{ kN/ml}$

$Q_{\text{ser}}=2,25+8,50+2,5+21,73=34,98\text{ kN/m}$

c)Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{47,3 \times 3,28^2}{8} = 63,60\text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 54,06\text{ kN.m}, M_a = 0,40M_0 = 25,44\text{ kN.m}$$

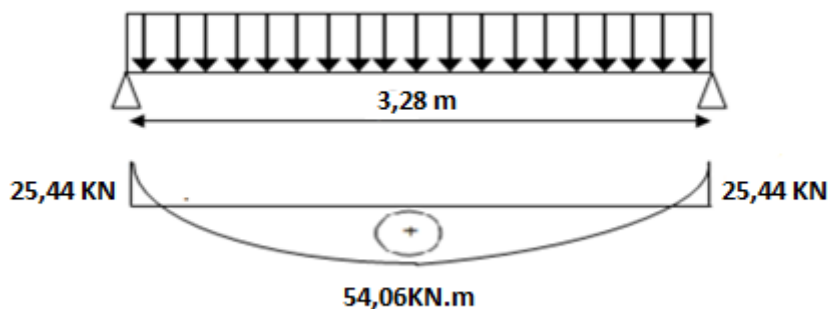


Figure III. 16. Diagramme du moment pour la poutre palière.

Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a : $b=30$ cm ; $h=30$ cm ; $d=0,9h=27$ cm

d.1) En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 54,06 \text{ kN, m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{54,06 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,174 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,904$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{54,06 \times 10^3}{0,904 \times 27 \times 348} = 6,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T12+ 3T12 avec : $A_{adm} = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

d.2) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 25,44 \text{ kN, m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{25,44 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,082 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,956$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25,44 \times 10^3}{0,956 \times 27 \times 348} = 2,83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T12 avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Vérifications de la poutre palière

Tableau III.9: Vérification des différentes conditions (poutre palière).

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{min} = 0,97 \text{ cm}^2$	$A = 6,79 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{min} = 0,97 \text{ cm}^2$	$A = 3,39 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 10,48 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 6,33 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$	$\tau_u = 0.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

e.1) Ferrailage des armatures transversales :

e.2) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 8,57 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espacement

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} \rightarrow S_t \leq \min \{ 27 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} \rightarrow S_t \leq 27 \text{ cm}$$

D'après le R, P, A 99/2003 :

Zone nodale : $S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_1 \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq 15\Phi_1 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$; On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

e) La longueur de scellement droit l_s

$$\tau_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{ij} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\Phi_1 f_c}{4\tau_c} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r=5,5\Phi_1=7,7$ cm

$$L_2=d-\left(c+\frac{\Phi}{2}+r\right)=31,5-(3+0,7+7,7)=20,1$$

$$L_1=\frac{L_s-2,19r-L_2}{1,87}=\frac{49,38-16,86-20,1}{1,87}=6,64$$

h) Calcul de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{320} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,093 \geq 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{30}{320} \geq \frac{39,38}{10 \times 46,34} \Rightarrow 0,093 \geq 0,084 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_c} \Rightarrow \frac{6,79}{30 \times 27} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0083 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

i) Calcul de la poutre palière à la torsion :

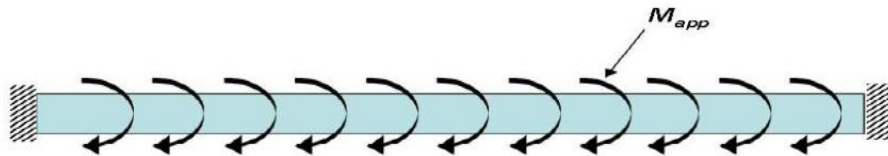


Figure III.17. : La poutre palière à la torsion.

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier.

➤ **Volée 01**

$$M_{tors} = M_a \text{ (escalier)} = 8,82 \text{KN.m}$$

i.1) Vérification de la contrainte de cisaillement

On a pour une section pleine:

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$$

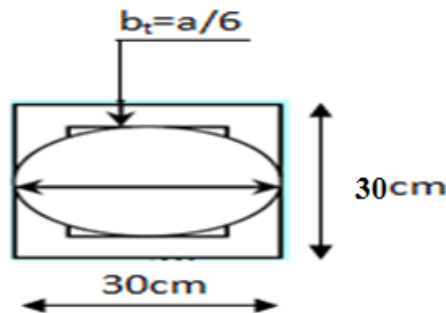
i.2) Contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

Sections pleines : à ELU noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis -à-vis de la torsion.

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dans l'épaisseur de la paroi sera égale au 1/6 du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

M_t : moment de torsion ($M_t = 8,82 \text{KN.m}$)



$$e = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5\text{cm.}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h-e) \times (b-e) = 625\text{cm}^2$$

D'après le BAEL :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8,82 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 1,41 \text{ MPa}$$

Les contraintes tangentes sont limitées par la valeur suivante :

Pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,2f_c28}{\gamma b} ; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

i.3) Contraintes de cisaillement due à l'effort tranchant :

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$T_f = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26,91 \times 10}{30 \times 27} = 0,33 \text{ Mpa.}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{u \text{ limite}}^2$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,33)^2 + (1,41)^2 = 2,09\text{Mpa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 2,09\text{Mpa} < 11,08\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

➤ Volée 02

$$M_{tors} = M_a (\text{escalier}) = 20,74\text{KN.m}$$

i.4) Vérification de la contrainte de cisaillement

On a pour une section pleine :

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$$

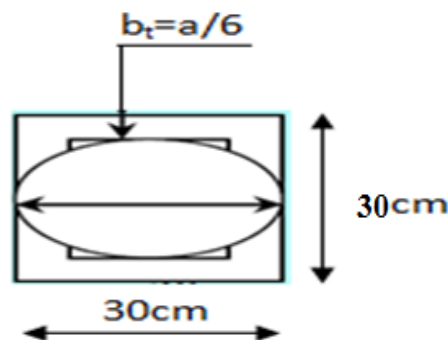
i.5) Contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

Sections pleines : à ELU noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis -à-vis de la torsion.

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dans l'épaisseur de la paroi sera égale au 1/6 du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

M_t : moment de torsion ($M_t = 20,74\text{KN.m}$)



$$e = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5\text{cm.}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h-e) \times (b-e) = 625\text{cm}^2$$

D'après le BAEL :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20,74 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 3,31\text{MPa}$$

Les contraintes tangentes sont limitées par la valeur suivante :

Pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,2f_c28}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

i.6) Contraintes de cisaillement due à l'effort tranchant :

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$\tau_f = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{28,08 \times 10}{30 \times 27} = 0,34 \text{ MPa.}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2 \text{ limite}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,34)^2 + (3,33)^2 = 4,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 11,02 \text{ MPa} < 11,08 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

j) Schéma de ferrailage de la poutre palière

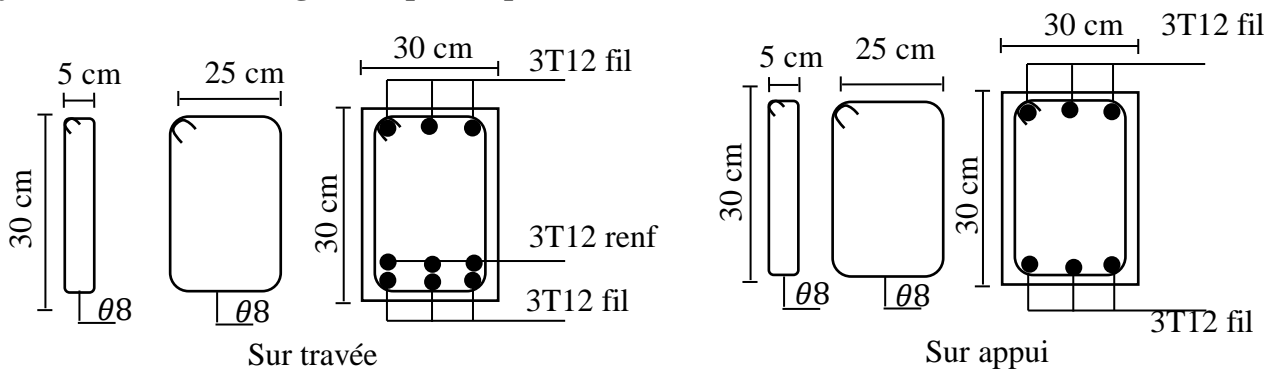


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

CHAPITRE IV

CALCUL DES PLANCHERS

IV.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. Ils 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.

IV.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.

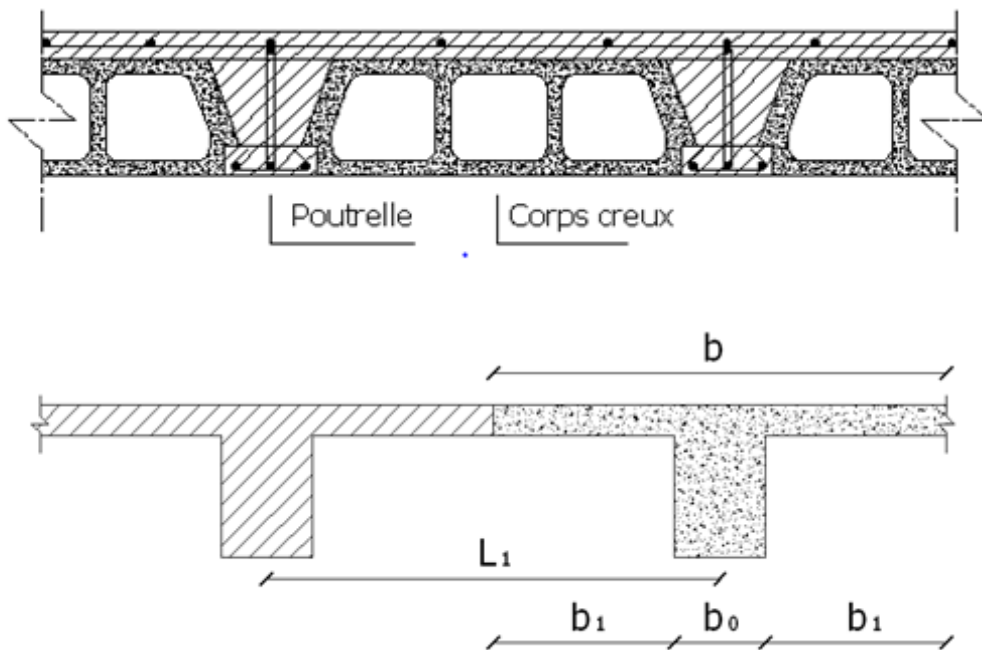


Figure IV-1:Plancher à corps creux

IV.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 supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

IV.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.

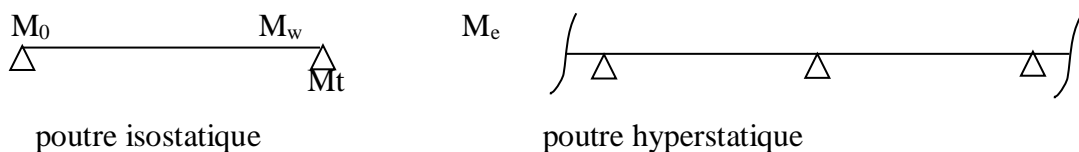
IV.3. Méthode de calcul des poutrelles :

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».

IV.3.1. Méthode Forfaitaire :

IV.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 : $0.8 \leq L_i / (L_i + 1) \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ($I = \text{constant}$).
- Fissuration peu préjudiciable.

IV.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 $\frac{Q}{Q+G}$

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.

$\alpha = Q/(G + Q)$ Le rapport de la charge d'exploitation à 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.

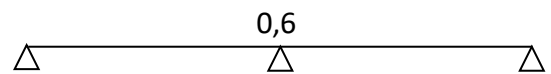
0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

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

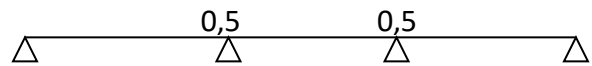
M_0 : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré.

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

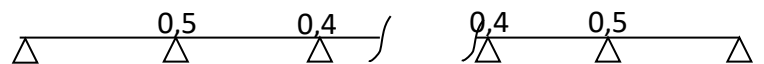
- Cas de deux travées



- 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× M_0).

IV.3.1.3. 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 :

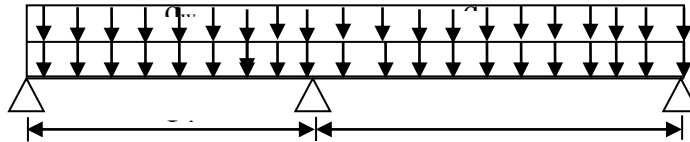


Figure IV-2: Schéma d'une poutre continue.

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 :

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

IV.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.

IV.3.2.1. Évaluation des moments :

a) Moment sur appuis (M_A) :

Pour une charge répartie

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{w,e} : \text{la valeur de la charge reduit à droite et à gauche d'appuis.} \\ l' : \text{la longueur reduite de chaque travée} \\ l=l' \text{ pour les travée de rive .} \\ l'=0,8l \text{ pour les travée intermédiaire .} \end{array} \right.$$

b) effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \times l}{2} \\ V_e = V_w + q \times l \end{array} \right.$$

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 répartis constantes (q) ,il est évident que :

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

le moment en travée vaut :

$$M_t = M_w - V_w \times X_0 - \frac{q \times X_0^2}{2}$$

IV.4. calcul de Plancher étages courant :

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

IV.4.1.1. les types des poutrelles :

On a quatre (04) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs des travées indiquées le tableau suivant :

Tableau IV-1 :Les schémas statique des poutrelle de l'étage courant.

Type	Schéma statique
Type01	<p>A diagram of a two-span beam with supports A, B, and C. The distance between A and B is 4,30 and between B and C is 3,90.</p>
Type02	<p>A diagram of a three-span beam with supports A, B, C, and E. The distance between A and B is 3, between B and C is 4,30, and between C and E is 3,90.</p>
Type03	<p>A diagram of a multi-span beam with supports A, B, C, E, F, I, G, and K. The distances between supports are: A-B: 3, B-C: 4,30, C-E: 3,90, E-F: 3,28, F-I: 3,96, I-G: 4,30, G-K: 3.</p>
Type04	<p>A diagram of a two-span beam with supports A, B, and C. The distance between A and B is 4,30 and between B and C is 3,18.</p>

IV.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 ($I = C^{te}$)..... 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 IV-2 :le rapport entre les travée successives.

Travée	AB	BC	CE	EF	FG	GH	HI
Longueur	3	4,30	3,90	3,28	3,96	4,30	3
Rapport	0,84	0,89	1,22	0,81	1,12	1,18	

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

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

IV.4.1.3. sollicitations et combinaisons des charges :

D'où : $G = 5,10 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = 1,35(5,10) + 1,5(1,5) = 9,135 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 5,10 + 1,5 = 6,6 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = Q/(G + Q) = 1,50/(5,04 + 1,50) = 0,23$$

$(1 + 0,3\alpha, = 1,07 > 1,05$, 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)

$$P_u = 9,135 \times 0,65 = 5,94 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 6,6 \times 0,65 = 4,30 \text{ KN/ml}$$

IV.4.1.4. Exemple de Calcul des efforts interne type 01 :

a) les moments (M) :

Moment isostatique :

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

travée AB :

ELU :

$$M_0 = \frac{5,94 \times 4,30^2}{8} = 13,73 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_0 = \frac{4,30 \times 4,30^2}{8} = 9,94 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

ELU :

$$M_0 = \frac{5,94 \times 3,90^2}{8} = 11,30 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_0 = \frac{4,30 \times 3,90^2}{8} = 8,17 \text{ KN.m}$$

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 $0,2 M_0$

ELU :

$$M_A = M_C = -0,2 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0,2 \times \max (13,73 ; 11,30) = -2,75 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$M_A = M_C = -0,2 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0,2 \times \max (9,94 ; 8,17) = -1,98 \text{ KN/ml}$$

- Appuis intermédiaires

ELU :

$$M_B = -0,6 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0,6 \times \max (13,73 ; 11,30) = - 8,24 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$M_B = -0,6 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0,6 \times \max (9,94 ; 8,17) = - 5,96 \text{ KN/ml}$$

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 :

ELU :

$$M_t \geq \max [1,05 \times 12,78 ; (1 + 0,3(0,227))12,78] - \frac{3,21 + 9,94}{2}$$

$$M_t = 7,23 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_t \geq \max [1,05 \times 9,26 ; (1 + 0,3(0,227))9,26] - \frac{1,98 + 5,96}{2}$$

$$M_t = 5,92 \text{ KN.m}$$

travée BC :

ELU :

$$M_t \geq \max [1,05 \times 11,30 ; (1 + 0,3(0,227))11,30] - \frac{9,94 + 2,75}{2}$$

$$M_t = 5,72 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_t \geq \max [1,05 \times 8,17 ; (1 + 0,3(0,227))8,17] - \frac{5,96 + 0}{2}$$

$$M_t = 5,75 \text{ KN.m}$$

- moment en travée pour condition 2 :

travée de rive :

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

travée AB :

ELU :

$$M_{tr} \geq (1,2 + 0,3(0,227)) \frac{13,73}{2}$$

$$M_{tr} = 8,70 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{tr} \geq (1,2 + 0,3(0,227)) \frac{9,94}{2}$$

$$M_{tr} = 6,30 \text{ KN.m}$$

travée BC :

ELU :

$$M_{tr} \geq (1,2 + 0,3(0,227)) \frac{11,30}{2}$$

$$M_{tr} = 7,16 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{tr} \geq (1,2 + 0,3(0,227)) \frac{8,17}{2}$$

$$M_{tr} = 5,18 \text{ KN.m}$$

travée intermédiaires :

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

ce type contient juste deux travée donc il y a aucune travée intermédiaire.

moment de travée finale :

$$M_t = \max (M_{tcl} ; M_{tr} ; M_{ti})$$

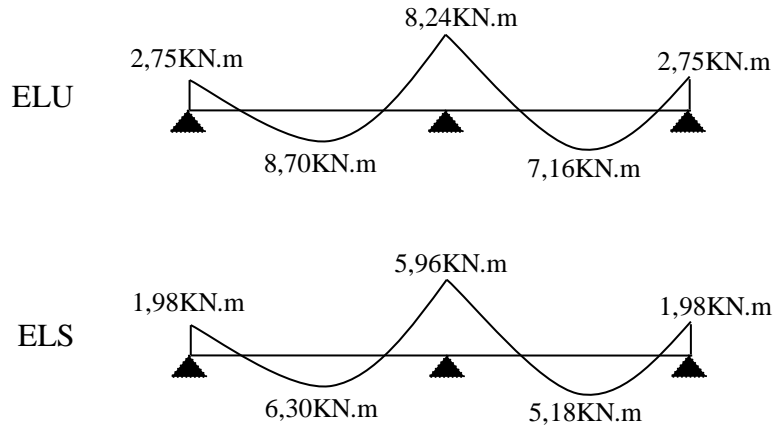


Figure IV-3 : le diagramme de moment de poutrelle type 1 à ELU et à ELS.

b) effort tranchant V :

ELU :

travée AB :

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

$$a = 4,30 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{8,24 + 8,70}{2,75 + 8,70}}} = 1,94 \text{ m}$$

$$b = L - a$$

$$b = 4,30 - 1,30 = 2,36 \text{ m}$$

$$T_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a}$$

$$T_w = -2 \frac{2,75 + 8,70}{1,94} = -11,80 \text{ KN}$$

$$T_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

$$T_e = 2 \frac{8,24 + 8,70}{2,75} = 12,32 \text{ KN}$$

travée BC :

$$a = 3,90 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2,75+7,16}{8,24+7,16}}} = 1,71 \text{ m}$$

$$b = 3,90 - 1,71 = 2,19 \text{ m}$$

$$T_w = -2 \frac{8,24 + 7,16}{1,71} = -15,01 \text{ KN}$$

$$T_e = 2 \frac{2,75 + 7,16}{2,19} = 9,05 \text{ KN}$$

ELS :

travée AB :

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

$$a = 1,94 \text{ m}$$

$$b = 2,36 \text{ m}$$

$$T_w = -2 \frac{1,98 + 6,30}{1,94} = -8,54 \text{ KN}$$

$$T_e = 2 \frac{6,30 + 5,18}{2,36} = 9,73 \text{ KN}$$

travée BC :

$$a = 1,71 \text{ m}$$

$$b = 2,19 \text{ m}$$

$$T_w = -2 \frac{5,96 + 5,18}{1,71} = -13,03 \text{ KN}$$

$$T_e = 2 \frac{1,98 + 5,18}{2,19} = 6,54 \text{ KN}$$

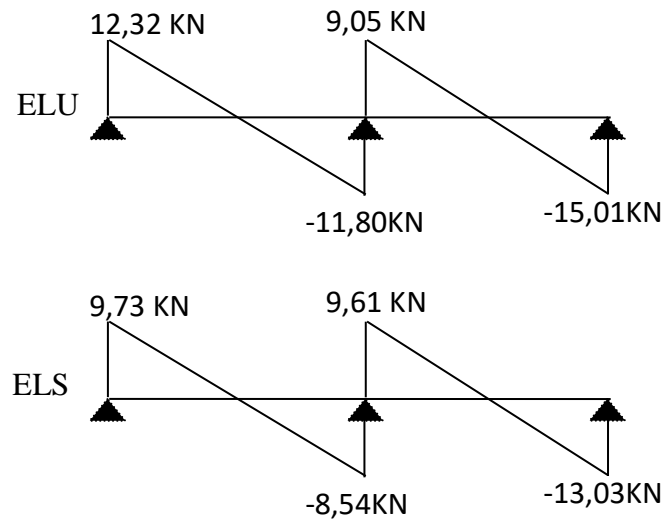


Figure IV-4: le diagramme de l'effort tranchant de poutrelle type 1 de l'étage courant.

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

type1 :

ELU :

Tableau IV-3: les efforts internes de poutrelle type 1 à ELU

Travée		AB	BC
L(m)		4,30	3,90
M ₀ (KN. m)		13,73	11,30
Appui		B	C D
Coefficient forfaitaire		0,2	0,6 0,2
M _A (KN. m)		2,75	8,24 2,75
M _t (KN . m) (condition 1)		7,23	5,72
M _t (KN . m) (c2 travée de rive)		8,70	7,16
M _t (KN . m) (c2 travée de inter)		/	/
M _t (KN . m)		8,70	10,72
Effort tranchant	a	1,94	1,71
	b	2,36	2,19
	A droite V _w	-11,80	-15,01
	A gauche V _e	12,32	9,05

ELS :

Tableau IV-4:les efforts internes de poutrelle type 1 à ELS

Travée		BC	CD	
L(m)		4,30	3,90	
M ₀ (KN. m)		9,94	8,17	
Appui		B	C	D
Coefficient forfaitaire		0,2	0,6	0,2
M _A (KN. m)		2,32	6,97	2,32
M _t (KN . m) (condition 1)		5,92	5,75	
M _t (KN . m) (c2 travée de rive)		6,30	5,18	
M _t (KN . m) (c2 travée de inter)		/	/	
M _t (KN . m)		5,87	7,77	
Effort tranchant	a	1,94	1,71	
	b	2,36	2,19	
	A droite V _w	-8,54	-13,03	
	A gauche V _e	9,61	9,73	

type 2 :

ELU :

Tableau IV-5 :les efforts internes de poutrelle type 2 à ELU

Travée		AB	BC	CE	
L(m)		3	4,30	3,90	
M ₀ (KN. m)		9,10	12,78	16,05	
Appui		A	B	C	E
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,5	0,2
M _A (KN. m)		3,21	6,39	8,02	3,21
M _t (KN . m) (condition 1)		4,92	6,44	11,52	
M _t (KN . m) (c2 travée de rive)		5,77	/	10,17	
M _t (KN . m) (c2 travée de inter)		/	6,82	/	
M _t (KN . m)		5,77	6,82	11,52	
Effort tranchant	a(m)	1,62	2,01	2,49	
	b(m)	1,88	2,14	2,16	
	A droite V _w	-11,09	-13,14	-15,69	
	A gauche V _e	12,94	13,87	13,64	

ELS :

Tableau IV-6:les efforts internes de poutrelle type 2 à ELS

		AB	BC	CE	
L(m)		3	4,30	3,90	
M ₀ (KN. m)		6,6	9,26	11,62	
Appui		A	B	C	E
		0,2	0,5	0,5	0,2
M _A (KN. m)		2,32	4,63	5,81	2,32
M _t (KN . m) (condition 1)		3,57	4,67	8,24	
M _t (KN . m) (c2 travée de rive)		4,18	/	7,36	
M _t (KN . m) (c2 travée de inter)		/	4,94	/	
M _t (KN . m)		4,18	4,94	8,24	
Effort tranchant	a(m)	1,62	2,01	2,49	
	b(m)	1,88	2,14	2,16	
	A droite V _w	-8,02	-9,52	-11,29	
	A gauche V _e	9,37	10,05	9,78	

type 3 :

ELU :

Tableau IV-7:les efforts internes de poutrelle type 3 à ELU

Travée	AB	BC	CE	EF	FI	IG	GK	
L(m)	3	4,30	3,90	3,28	3,96	4,30	3	
M ₀ (KN. m)	9,10	12,78	16,05	10,72	16,05	12,78	9,10	
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)	1,82	6,39	6,42	6,42	6,42	6,42	9,39	1,82
M _t (KN . m) (condition 1)	5,63	7,27	10,75	5,05	10,75	7,27	5,63	
M _t (KN . m) (c2 travée de rive)	5,76	/	/	/	/	/	5,76	
M _t (KN . m) (c2 travée de inter)	/	6,82	8,57	5,72	8,57	6,82	/	
M _t (KN . m)	5,76	7,27	10,75	5,72	10,75	7,27	5,76	
Effort tranchant	a(m)	1,54	2,07	2,325	1,9	2,325	1,97	2,05
	b(m)	1,96	2,08	2,325	1,9	2,325	2,18	1,45
	A droite V _w	-9,84	-13,20	-14,7	-12,78	-14,7	-13,90	-14,78
	A gauche V _e	12,40	13,16	14,77	12,78	14,77	15,28	10,46

ELS :

Tableau IV-8: les efforts internes de poutrelle type 3 à ELS

Travée	AB	BC	CE	EF	FI	IG	GK	
L(m)	3	4,30	3,90	3,28	3,96	4,30	3	
M ₀ (KN. m)	6,6	9,26	11,62	7,76	11,62	9,26	6,6	
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)	1,32	4,63	4,65	4,65	4,65	4,65	4,63	1,32
M _t (KN . m) (condition 1)	4,07	5,25	7,77	3,65	7,77	5,25	4,07	
M _t (KN . m) (c2 travée de rive)	4,18	/	/	/	/	/	4,18	
M _t (KN . m) (c2 travée de inter)	/	4,94	6,20	4,14	6,20	4,94	/	
M _t (KN . m)	4,18	5,25	7,77	4,14	7,77	5,25	4,18	
Effort tranchant	a(m)	1,54	2,07	2,325	1,9	2,325	1,97	2,05
	b(m)	1,96	2,08	2,325	1,9	2,325	2,18	1,45
	A droite V _w	-7,14	-9,06	-10,6	-9,25	-10,6	-10,05	-8,60
	A gauche V _e	8,99	10,05	10,68	9,25	10,68	9,06	7,59

Type 4 :

ELU :

Tableau IV-9 :les efforts internes de poutrelle type 4 à ELU

Travée	AB	BC	
L(m)	4,30	3,18	
M ₀ (KN. m)	13,73	7,51	
Appui	B	C	D
Coefficient forfaitaire	0,2	0,6	0,2
M _A (KN. m)	2,75	7,90	2,75
M _t (KN . m) (condition 1)	7,23	5,30	
M _t (KN . m) (c2 travée de rive)	8,70	6,70	
M _t (KN . m) (c2 travée de inter)	/	/	
M _t (KN . m)	8,70	10,72	
Effort tranchant	a	1,94	1,71
	b	2,36	2,19
	A droite V _w	-11,80	-12,01
	A gauche V _e	12,32	9,05

ELS :

Tableau IV-10: les efforts internes de poutrelle type 4 à ELS

Travée		BC	CD	
L(m)		4,30	3,18	
M ₀ (KN. m)		9,94	5,43	
Appui		B	C	D
Coefficient forfaitaire		0,2	0,6	0,2
M _A (KN. m)		2,32	6,25	2,32
M _i (KN . m) (condition 1)		5,92	5,75	
M _i (KN . m) (c2 travée de rive)		6,30	5,18	
M _i (KN . m) (c2 travée de inter)		/	/	
M _i (KN . m)		5,87	7,77	
Effort tranchant	a	1,94	1,71	
	b	2,36	2,19	
	A droite V _w	-8,54	-13,03	
	A gauche V _e	9,61	9,73	

IV.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.

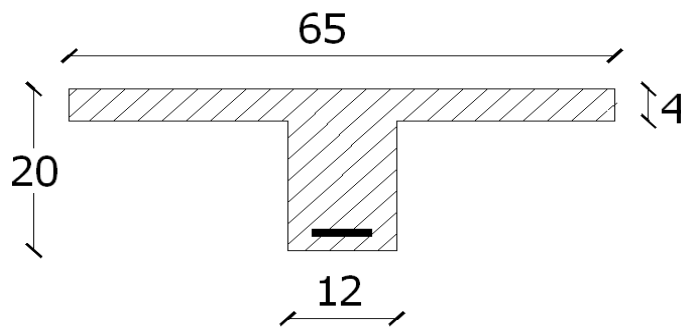


Figure IV-5 : les dimensions de poutrelle.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{aELU :} \\ M_{0\text{max}} = 16,05 \text{ KN.m} \\ M_{t \text{ max}} = 11,52 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\text{max}} = 3,21 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\text{max}} = 9,63 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 16,02 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{aELS :} \\ M_{0\text{max}} = 11,62 \text{ KN.m} \\ M_{t \text{ max}} = 8,24 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\text{max}} = 2,32 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\text{max}} = 6,97 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 11,60 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IV.4.2.1. Ferrailage en travée :

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

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

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

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

$$M_{t \text{ max}} = 11,52 \text{ KN.m} < M_{t \text{ b}} = 58,90 \text{ KN.m}$$

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

b) Calcul de la section d'armature :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{11,52 \times 10^3}{14,16 \times (18)^2 \times 65} = 0,038 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,038)}}{2} = 0,980$$

$$A_S = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{11,52 \times 10^3}{0,980 \times 18 \times 348} = 1,87 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_S = 1,87 \text{ cm}^2.$$

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

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

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

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

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

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 1,87) = 1,87 \text{ cm}^2.$$

on adopte : $A_s = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

IV.4.2.2. Ferrailage Sur appuis :

a) Appuis intermédiaire :

$$M_a^u \text{ max(inter)} = 9,63 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

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

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

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{9,63 \times 10^3}{14,16(18)^2 \times 12} = 0,175 < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,175)}}{2} = 0,903$$

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{s(\text{inter})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{9,63 \times 10^3}{0,903 \times 18 \times 348} = 1,70 \text{ cm}^2$$

a.2) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

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

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

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(0,24; 0,26)$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,70) = 1,70 \text{ cm}^2.$$

on adopte $A_s = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

b) Appuis de rive :

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

$$M_a^u \text{ max(riv)} = 3,21 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{riv})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{3,21 \times 10^3}{14,16(18)^2 \times 12} = 0,058 < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,058)}}{2} = 0,970$$

$$A_{s a(\text{riv})} = \frac{M_{a(\text{riv})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{3,21 \times 10^3}{0,970 \times 18 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

b.2) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

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

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

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(0,24; 0,26)$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,53) = 0,53 \text{ cm}^2.$$

on adopte $A_s = 1T12 = 1,13 \text{ cm}^2$

IV.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 :

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b \geq 0,32 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage et les fissurations n'est pas très préjudiciable})$$

$$\tau_b = 0,3 \cdot (2,1) \cdot (1) = 0,63 \text{ Mpa}$$

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b = 0,74 - 0,63 = 0,11 \text{ Mpa} < 0,32 \text{ Mpa}$$

On prend : $\tau_t = 0,32 \text{ Mpa}$

$$S_t \leq \min \left(\frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot \tau_t}; 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \right) \text{ Avec } f_e E235$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{0,8 \times 235 \times 0,57}{12 \times 0,32} = 27,941; 16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \right) = 16,2 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

c) vérification des armatures transversales Selon le RPA99 modifié 2003 articles 7.5.2.2 :

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot s \cdot b$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,57 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 0,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV.4.3. Les vérifications :

IV.4.3.1. L'influence de l'effort tranchant :

a) risque de cisaillement :

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16,02 \times 10^3}{12 \times 18} = 0,74 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification des armatures longitudinales :

b.1) Appuis de rives :

$$A_L = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \text{ avec : } A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$$

$$A_L = \frac{16,02 \cdot 10^3 \times 1,15}{400} = 0,46 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 3T12 + 1T10 = 3,39 + 0,79 = 4,18 \text{ cm}^2$$

$4,18 \text{ cm}^2 > 0,46 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b.2) Appuis intermédiaires

$$F_c = \frac{M_u}{0,9 \times d} = \frac{-9,53}{0,9 \times 0,18} = -59,44 \text{ KN}$$

$$|F_c| > |V_u| \Rightarrow 16,02 - 59,44 = -43,42 \text{ KN}$$

Les Ainf L ne sont soumises à aucun effort de traction.

c) Vérification de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot b_1}{0,9 \cdot d \cdot b \cdot h_0}$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b + b_0}{2} = \frac{65 + 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{16,02 \cdot 10^3 \times 265}{0,9 \times 180 \times 650 \times 40} = 1,01 \text{ MPa}$$

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

$\overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 1,01 \text{ MPa}$condition vérifiée.

d) Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = \min (a_1; a_2)$$

$$\begin{cases} a_1 = 0,9 \cdot d \\ a_2 = l_a - 2 \cdot c \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a_1 = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm} \\ a_2 = 0,4 - 2(2)36 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a = \min (16,2; 36) = 16,2 \text{ cm}$$

$$V_u = 16,02 \leq 0,267 \times 0,162 \times 0,12 \times 25 \cdot 10^3$$

$V_u = 16,02 \text{ KN} \leq 129,76 \text{ KN}$condition vérifiée.

IV.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) Etat limite d'ouverture des contraintes :

En travée :

$$M_t = 8.24 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y)$$

Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \times \frac{A_s}{b} = 15 \times \frac{3.39}{65} = 7.82 \text{ mm} = 0.782 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 180 \times 7.82 = 2816.31 \text{ mm}^2$$

$$Y_1 = -7.82 + \sqrt{7.82^2 + 2816.31} = 45.82 \text{ mm} = 4.582 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y_1^2 - 15 A_s (d - Y_1)$$

$$I = \frac{65}{3} 4.582^3 + 15 \times 3.39 (18 - 4.582)^2 = 11239.46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{8.24 \times 10^3}{11239.46} = 0.73 \text{ MPa/cm}$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.71 \times 4.582 = 3.45 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 3.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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 $H_A \phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{8.24 \times 10^3}{11630.05} (18 - 4.852) = 140.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 140.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées à l'ELUR dans la travée sont convenable .

Tableau IV-11: 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/cm	σ _b (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
Travée		3,39	8,24	4,582	11239,46	0,73	3,36	147,55	vérifiée
Appuis	Rive	2,26	6,97	3,175	8517,63	0,91	2,73	181,97	vérifiée
	inter	1,13	2,32	2,12	4312,47	0,54	1,14	128,14	vérifiée

C) Vérification de la flèche :

$$l_{fi} = \frac{1,2 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1,1 \times 3,26 \cdot 10^{-1}}{(1 + 2,57 \times 0,677)} = 0,13 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i \cdot l_{fi}} = \frac{8,24 \times 4,65^2}{10 \times 32164,20 \times 0,13} = 4,26 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Avec : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa}$.

Donc : $f = 4,26 \cdot 10^{-3} < f_{adm} = 0,93 \text{ m}$condition vérifiée.

IV.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 :

IV.4.4.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{b \cdot L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.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).

IV.4.5. les schémas de ferrailage :

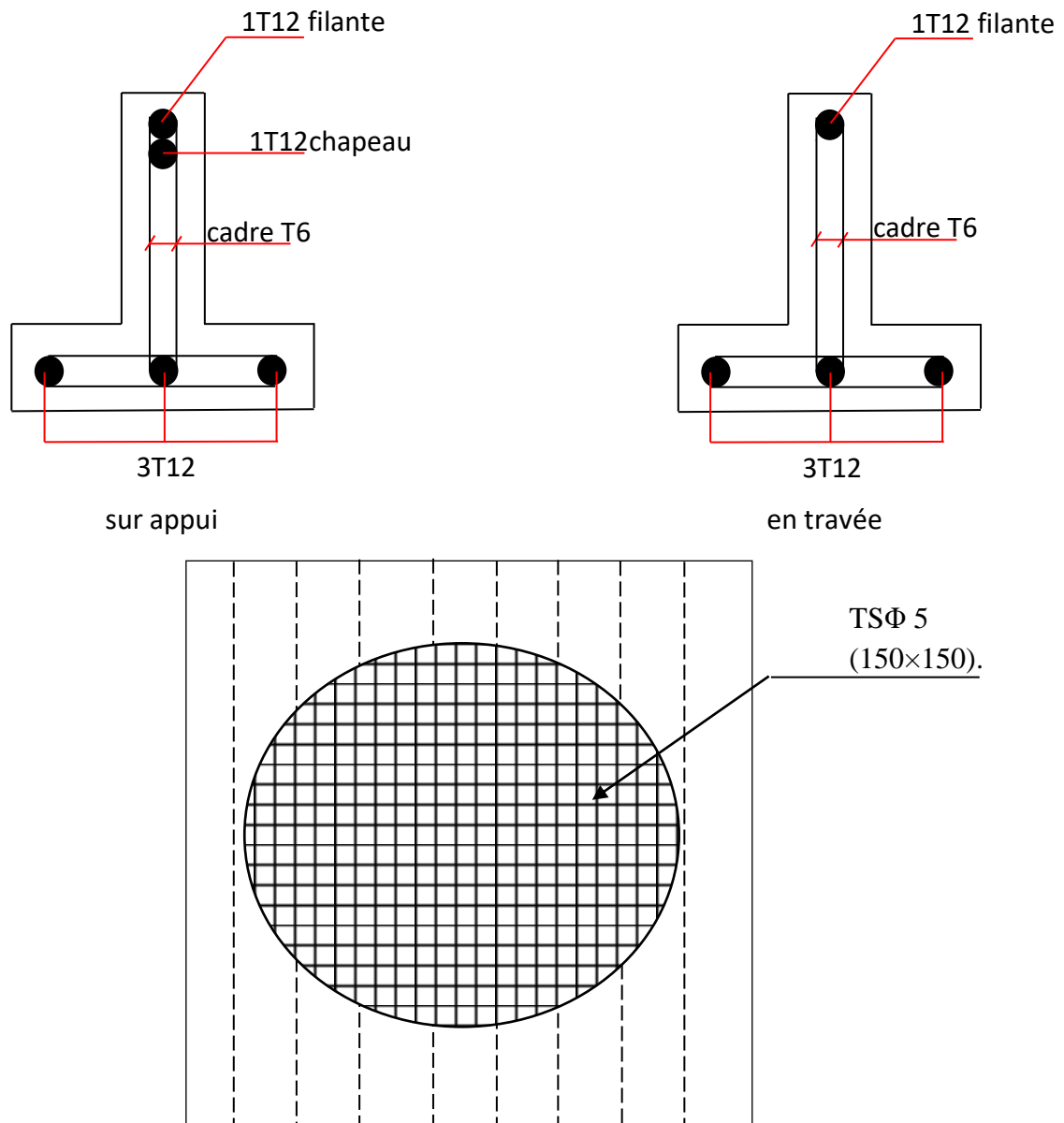


Figure IV-6 : schéma de ferrailage des poutrelles du plancher étage courant .

CHAPITRE V

ÉTUDE SISMIQUE

V.1. Introduction

V.1.1. Définition d'un séisme

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.1.2. 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).

V.1.3. 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 2 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.

V.1.4. L'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.

V.2. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3. Méthodes de calcul

Selon le RPA 99/ version 2003 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

V.3.1. Analyse 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.

V.3.2. 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 maxima 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.

V.3.3. Choix de la méthode

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque notre bâtiments ne vérifient pas toutes les conditions de l'article (4.1.2) d'où la méthode choisit sera la méthode d'analyse modale spectrale.

V.4. Modélisation

La modélisation est la détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure, qui est par la suite une phase essentielle pour l'étude de la réponse au séisme.

Le choix du modèle représente une phase très importante de l'étude : plus il se rapproche de la réalité, plus l'étude ne sera précise. C'est également une phase délicate : un mauvais modèle peut s'écarter totalement de la réalité, ou encore l'incohérence des hypothèses peut apporter un degré de précision illusoire.

La modélisation doit rendre compte du comportement mécanique réel du bâtiment. Il ne s'agit pas toujours de recopier simplement le plan du bâtiment, il faut surtout prendre en compte le comportement des éléments d'ossature pour les utiliser de la meilleure manière.

V.4.1. Modélisation des structures

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul présentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «ETABS V9.7.4» qui peut les calculer suivant différentes méthodes :(Réponse Spectrum Fonction, Time History Fonction, ...) «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 maitre) ;
- 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%.

V.4.2. 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 (Euro code, UBC, ACI...Etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABSV9.7.4 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 selon RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) 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 $2,5 \text{ t/m}^3$.

V.4.3. Démarches de modélisation sur ETABSV9.7.4 à suivre

- **Modélisation de la structure**

Cette étape consiste à construire un modèle équivalente au projet réel, concernant la géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle comme suit : (voir annexe)

V.5. 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.

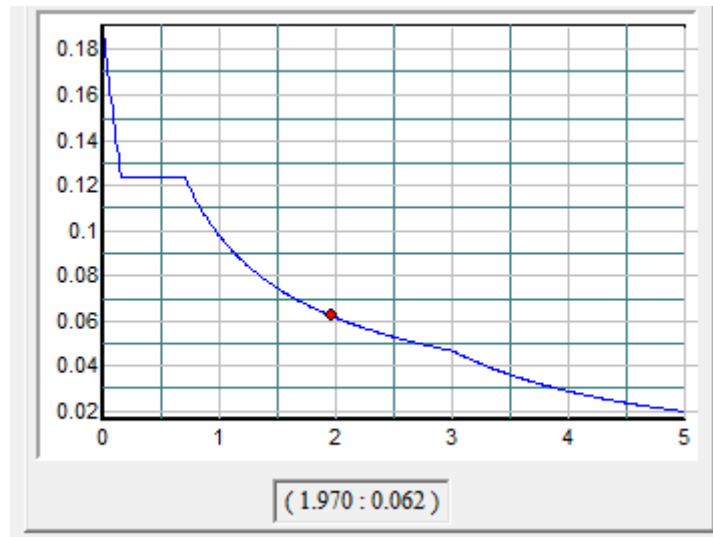


Figure V-1: Spectre de réponse.

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.

V.6. 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 :

$$\text{Sol très meuble (site 3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15\text{sec} \\ T_2 = 0,50\text{sec} \end{cases}$$

$$\text{On a : } 0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0,461 \leq 0,50$$

$$T = \min \begin{cases} C_t \times (h_N)^{3/4} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

T = La valeur de lapériode fundamenta le T

$$h_N = 19,38 \text{ m}$$

$$C_t = 0,05$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 26,88 \text{ m} \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} C_t \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (19,38)^{3/4} = 0,461 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{19,38}{\sqrt{26,88}} = 0,336 \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_x = 0,336 \text{ s}$$

$$D_y = 22,91 \text{ m} \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (19,38)^{3/4} = 0,461 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{19,38}{\sqrt{22,91}} = 0,364 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_y = 0,364 \text{ s}$$

➤ On prend :

$$T = 0,336 \text{ s}$$

$$D = 2,5\eta \Rightarrow D = 2,5 \times 0,882 \Rightarrow D = 2,20$$

➤ **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 V-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 $Q = 1 + \sum Pq$

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,20 \rightarrow Q = 1,20$$

V.6.1. La masses 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 $= \sum W_i$ 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 :

Avec : $S = 422,94 \text{ m}^2$

Détermination des poids des différents niveaux W(KN).

$$W_6 = 4057,98 \text{ KN}$$

$$W_5 = 4605,31 \text{ KN}$$

$$W_4 = 4611,88 \text{ KN}$$

$$W_3 = 4611,88 \text{ KN}$$

$$W_2 = 4676,91 \text{ KN}$$

$$W_1 = 4751,91 \text{ KN}$$

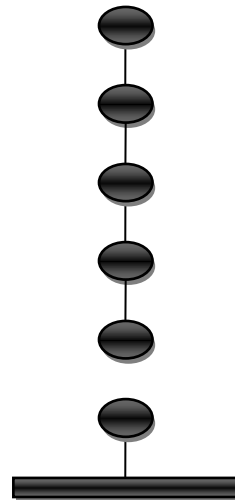


Figure V-2: Poids de chaque étage.

V.7. 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 :

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,05 \times L_x \\ e_{ay} = 0,05 \times L_y \end{pmatrix}$$

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 26,88 = 1,344 \\ e_{ay} = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 22,91 = 1,145 \end{pmatrix} \rightarrow e = 1.344.$$

$$e_a = 1,344$$

Les valeurs de centre de rigidité et centre de masse données par logiciel ETABSV 9.7.4 sont montrées dans le Tableau V.3

Tableau V-2: Vérification de l'excentricité

Niveau	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité		Observation
	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y	
5	13,25	11,178	13,247	11,942	0,003	0,764	Condition vérifiée
4	13,24	11,279	13,245	11,952	0,005	0,679	Condition vérifiée
3	13,24	11,285	13,245	11,956	0,005	0,671	Condition vérifiée
2	13,24	11,285	13,243	11,938	0,003	0,653	Condition vérifiée
1	13,24	11,281	13,24	11,898	0	0,617	Condition vérifiée
RDC	13,24	11,277	13,235	11,862	0,005	0,585	Condition vérifiée

V.8. Définition de la source de masse

Dans ETABS V9.7.4, l'utilisateur a la possibilité de choisir l'une des trois options pour définir la source de la masse d'une structure.

Cliquez (define menu) → (Mass source command) Afficher la source de masse définie à partir des options suivantes apparaissent :

- **From Self and Specified Mass :** Chaque élément structurel a une propriété matérielle qui lui est associée ; l'un des éléments spécifiés dans les propriétés du matériau est une masse par unité de volume. Lorsque cette case est cochée, ETABS V9.7.4 détermine la masse du bâtiment associée à la masse de l'élément en multipliant le volume de chaque élément structurel multiplié par sa masse spécifiée par unité de volume. C'est la valeur par défaut.
- **From Loads :** Cela spécifie une combinaison de charges qui définit essentiellement la masse de la structure. La masse est égale au poids défini par la combinaison de charges divisée par le multiplicateur gravitationnel, g. Seules les charges globales dans la direction Z sont prises en compte lors du calcul de la masse. Cette masse est appliquée à chaque joint de la structure sur une base tributaire dans les trois directions de translation.
- **From Self and Specific Mass and Loads :** Utilisez cette option pour combiner les deux autres options, en tenant compte du poids propre, de la masse spécifiée et des charges dans la même analyse. Avec cette option, ETABS V9.7.4 ajoute les masses suivantes :
 - **Self Weight :** Masse de construction associée à la masse de l'élément obtenue en multipliant le volume de chaque élément structurel multiplié par sa masse spécifiée par unité de volume.
 - **Loads :** Poids défini par la combinaison de charges divisée par le multiplicateur gravitationnel, g. Seules les charges globales dans la direction Z sont prises en compte lors du calcul de la masse.
 - **Specified Mass :** Masse supplémentaire possible affectée à la prise en compte des partitions, du revêtement, etc.

V.9. 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.

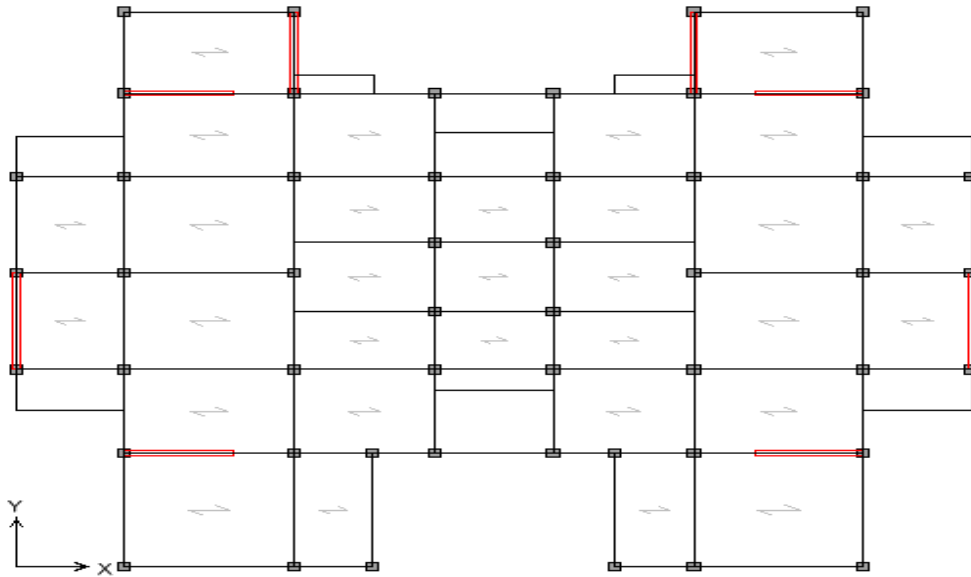


Figure V-3 : Disposition des voiles.

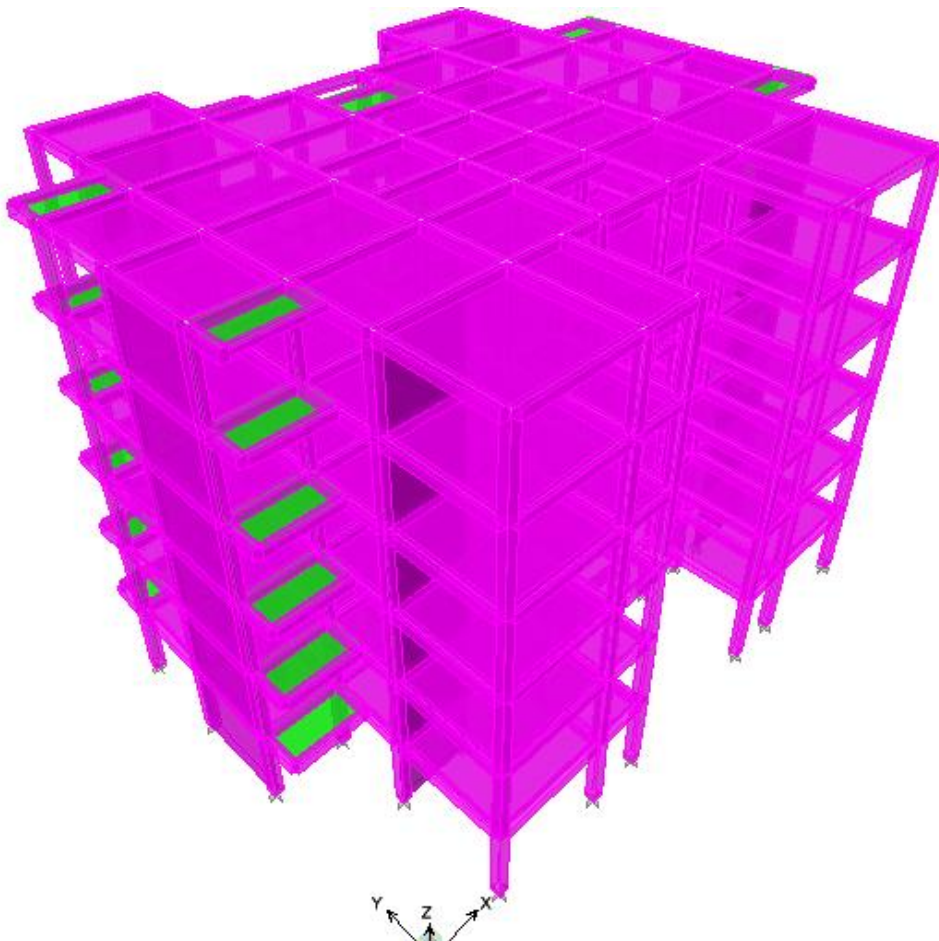


Figure V-4: Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ETABS V9.7.4.

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :

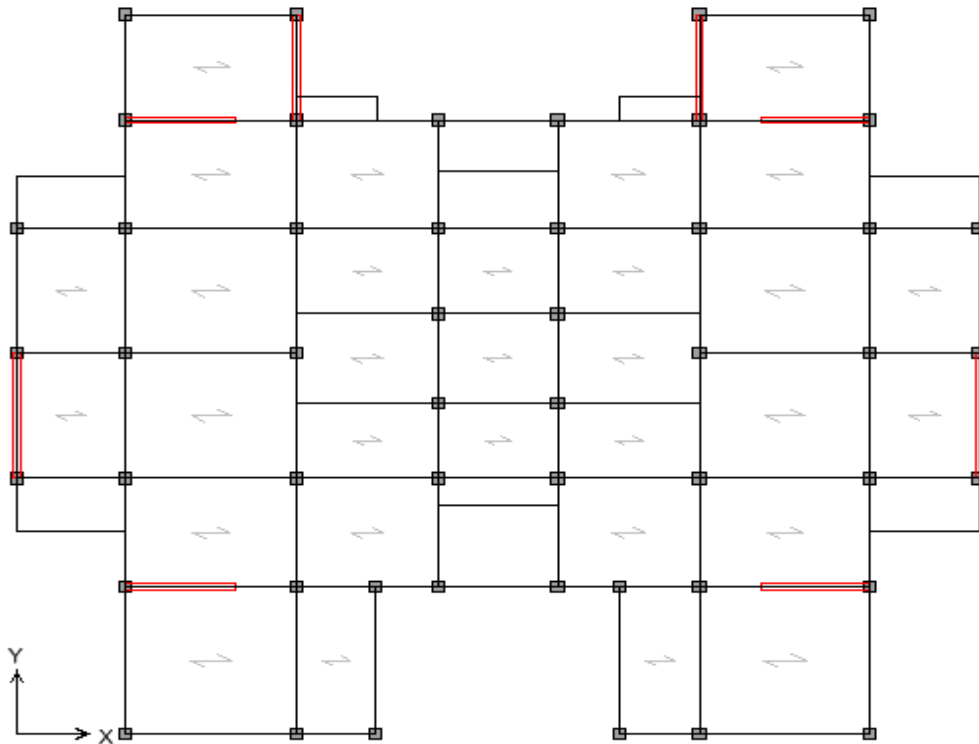


Figure V-5 : Première mode principal de vibration suivant x.

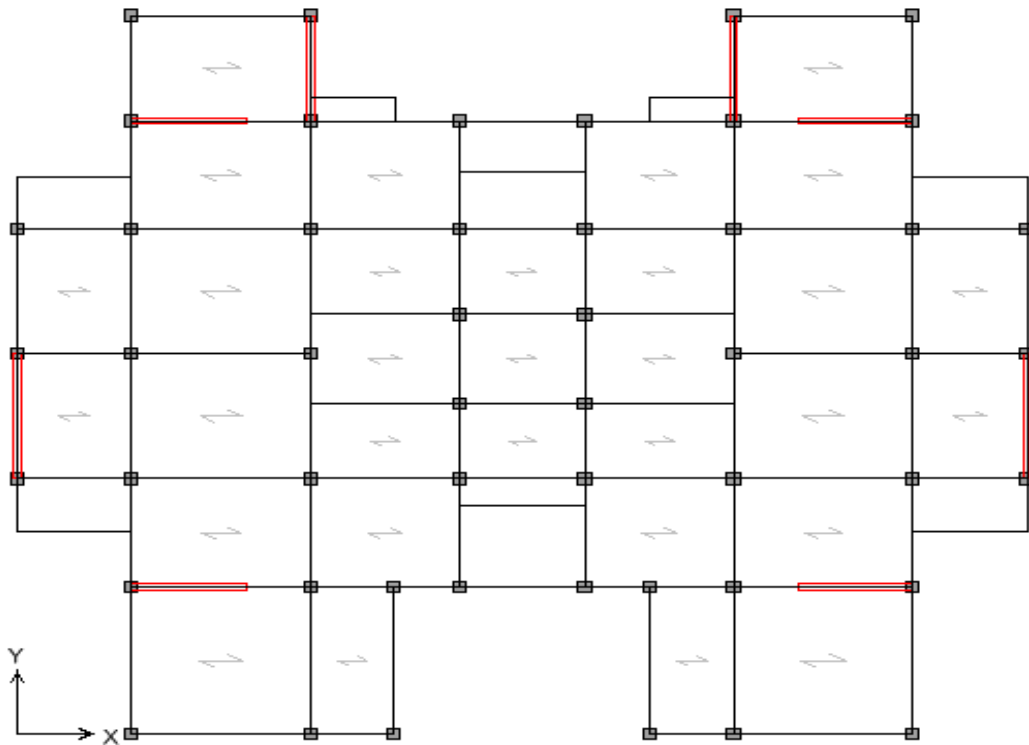


Figure V-6 : Deuxième mode principal de vibration suivant y.

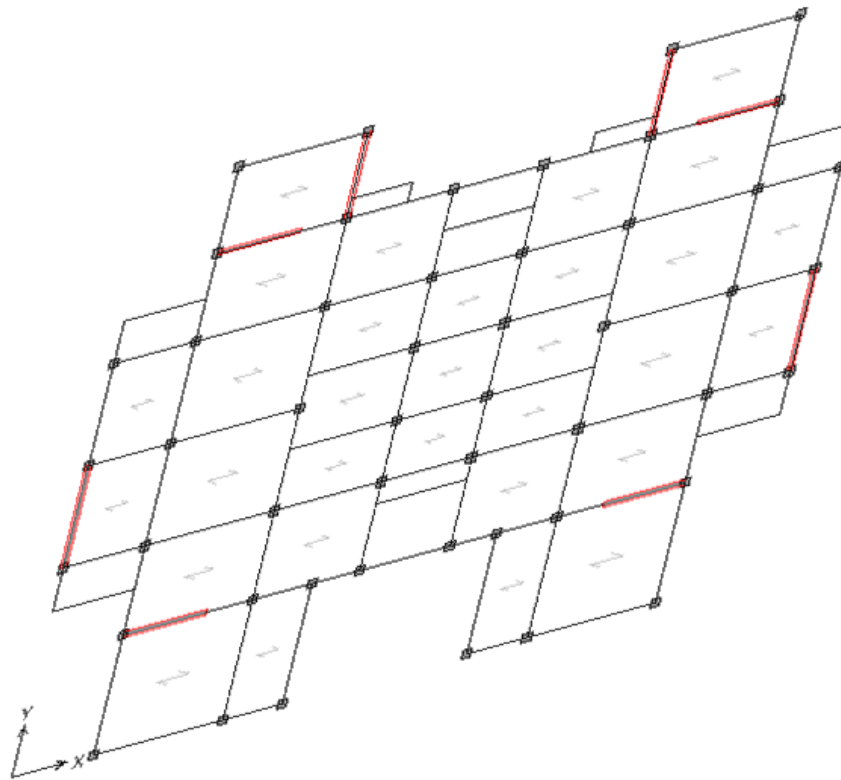


Figure V-7 : Troisième mode principal de vibration en torsion.

V.10. Vérification vis-à-vis articles RPA :

V.10.1. Cas (From Self and Specific Mass and Loads):

V.10.1.1. 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".

$$T_{dyn} = 0,43 \text{ sec} < 1,30 \times T_{st} = 1,30 \times 0,34 = 0,442 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau V-3 : Calage de la période.

Mode	Période dynamique [sec]	Vérification Art 4.2.4 RPA 2003	Rz Déplacement (m)
1	0,571	$T_d < 1.3T_{stat} = 0,60s \dots$ Condition vérifiée	0,0002 < 5 translation
2	0,476	$T_d < 1.3T_{stat} = 0,60s \dots$ Condition vérifiée	0,0002 < 5 translation
3	0,420	$T_d < 1.3T_{stat} = 0,60s \dots$ Condition vérifiée	69,66 > 5 torsion

Tableau V-4: Tableau des modes et des périodes.

Mode	Période (S)
1	0,571
2	0,476
3	0,420
4	0,149
5	0,114
6	0,099
7	0,068
8	0,053
9	0,045
10	0,042
11	0,034
12	0,031

V.10.1.2. Calcul des coefficients de participation modale (Art 4.3.4 RPA 2003)

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 27315,17\text{KN}$$

Le logiciel ETAPS V9.7.4 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

Tableau V-5: Participation massique cumulée.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,571	15,183775	0,02416	72,2355	0,0002
2	0,476	0,018941	14,933887	72,2356	69,8776
3	0,420	0,887101	0,032064	72,4822	69,878
4	0,149	7,378084	0,018614	89,5383	69,8781
5	0,114	0,015371	8,001986	89,5383	89,9407
6	0,099	0,219021	0,00554	89,5534	89,9407
7	0,068	4,482688	0,01718	95,8494	89,9408
8	0,053	0,021553	4,602084	95,8496	96,5767
9	0,045	0,135412	0,003403	95,8553	96,5767
10	0,042	2,82873	0,021845	98,3624	96,5768
11	0,034	0,049365	2,621529	98,3632	98,7301
12	0,031	1,676927	0,0747	99,2443	98,7319

a- Sens longitudinal :

$$\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 99,24\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Sens transversal :

$$\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 98,73\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.10.1.3. 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_s » 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=27315,17KN
- R=4

Tableau V-6: Vérification des forces sismiques.

V _{st} (KN)	Vérification	
	Sens longitudinal (KN)	Sens transversal (KN)
2704.20	V _{dx} = 3060,05 > 80%V _{st} = 2163,36 Condition vérifiée.	V _{dy} = 3060,05 > 80%V _{st} = 2163,36 Condition vérifiée.

V.10.1.4. 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 forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Les tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau V-7: 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	0,0138	0,0552	0,0105	0,042	0,0096	0,0088
4	0,0114	0,0456	0,0083	0,0332	0,04212	0,0076
3	0,0087	0,00348	0,0064	0,0256	0,02012	0,0088
2	0,0059	0,0236	0,0042	0,0168	0,0104	0,0136
1	0,0033	0,0132	0,0022	0,0088	0,0084	0,0056
RDC	0,0012	0,0048	0,0008	0,0032	0,0048	0,0032

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage 1,0% h_e=0,0323 ; donc la condition est vérifiée.

V.10.1.5. 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 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».

$$\text{Si : } \begin{cases} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P - } \Delta \text{ peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \text{ Amplifiant les effets de } \frac{1}{(1 - \theta_K)}. \\ \theta_K > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$$

Tableau V-8 : Vérification à l'effet P-Δ.

Niveau	hauteur	Wi	Pk	Sens x			Sens-y		
				Δk	Vk	θ	Δk	Vk	θ
5	19,38	4136,58	5346,7	0,0552	877,1	0,01	0,042	978,7	0,01
4	16,15	4694,51	11281,2	0,0456	1559,2	0,01	0,0332	1716,7	0,01
3	12,92	4701,21	17215,7	0,00348	2078	0,0002	0,0256	2255,7	0,01
2	9,69	4701,21	23150,2	0,0236	2427,8	0,02	0,0168	2648,2	0,001
1	6,46	4766,76	29236,1	0,0132	2707	0,02	0,0088	2914	0,01
RDC	3,23	4843,95	34095,1	0,0048	2838,4	0,01	0,0032	3060,5	0,01

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".

V.10.1.6. Vérification au renversement

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Ms : Moment stabilisateur dû aux charges verticales

Mr : Moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel ETABS

• **Sens longitudinal**

$$M_s = \frac{WL_x}{2} = \frac{27315,17 \times 26.88}{2} \rightarrow M_s = 367115.88 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 119207.672 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 3,07 \geq 1,5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La stabilité au renversement est vérifiée dans le sens X

- **Sens transversal**

$$M_s = \frac{WL_Y}{2} = \frac{27315,17 \times 22.91}{2} \rightarrow M_s = 312895,279 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 119207.672 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 2,62 \geq 1,5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La stabilité au renversement est vérifiée dans le sens Y

V.11. Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le R.P.A99/Version 2003, ce qui nous a permis de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux dans le chapitre suivant.

CHAPITRE VI

ETUDE DES PORTIQUES

Ferraillage des portiques :

VI.1. Ferraillage des poutres :

a- Méthode de calcul :

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, 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^{eme} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre : $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

- Sollicitation du 2^{eme} 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 « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour une 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 une situation courante : $\begin{cases} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa} \end{cases}$

b- Les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min}=0,5\%$ (bxh)
- Section d'armature maximale: $A_{max1}=4\%$ (bxh) (Zone courante)

$A_{max2}=6\%$ (bxh) (Zone de recouvrement)

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{eme} genre sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau :VI.1. Moments max des Poutres principales de rive :

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (kn.m)	T max (kn)
		M1	M2			
05 ^{eme}	Travées	56,68	75,38	1,33	75,38	83,50
	Appuis	57,53	76,93	1,34	76,93	
04 ^{eme} et 03 ^{eme}	Travées	60,18	93,34	1,55	93,34	98,20
	Appuis	60,13	93,21	1,55	93,21	
02 ^{eme} et 01 ^{ier}	Travées	55,13	83,57	1,52	83,57	90,10
	Appuis	55,14	83,43	1,51	83,43	
RDC et Sous-Sol	Travées	47,45	54,71	1,15	54,71	73,90
	Appuis	47,46	54,65	1,15	54,65	

Tableau :VI.2. Moments max des Poutres principales intermédiaires :

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (kn.m)	T max (kn)
		M1	M2			
05 ^{eme}	Travées	53,18	57,78	1,09	53.18	88,70
	Appuis	54.42	87,79	1,61	87.79	
04 ^{eme} et 03 ^{eme}	Travées	48,98	64,13	1,31	64.13	92,70
	Appuis	51.69	94,77	1,83	94.77	
02 ^{eme} et 01 ^{ier}	Travées	47,36	58,60	1,24	58.60	93,40
	Appuis	49.36	85,13	1,72	85.13	
RDC et Sous-Sol	Travées	47,14	51,13	1,08	47.14	93,20
	Appuis	48.22	51,29	1,06	48.22	

Tableau :VI.3. Moments max des Chaînages de rive :

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (kn.m)	T max (kn)
		M1	M2			
05 ^{eme}	Travées	26,16	41,03	1,57	41,03	41,03
	Appuis	26,20	40,99	1,56	40,99	
04 ^{eme} et 03 ^{eme}	Travées	38,91	56,50	1,45	56,50	56,50
	Appuis	29,31	56,46	1,93	56,46	
02 ^{eme} et 01 ^{ier}	Travées	38,93	49,10	1,26	49,10	54,13
	Appuis	27,62	49,07	1,78	49,07	
RDC et Sous-Sol	Travées	38,38	40,59	1,06	40,59	40,63
	Appuis	28,13	40,63	1,44	40,63	

Tableau :VI.4. Moments max des Chaînages intermédiaires :

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (kn.m)	T max (kn)
		M1	M2			
05 ^{eme}	Travées	25,60	43,37	1,69	43,37	43,38
	Appuis	43,34	43,34	1,00	43,34	
04 ^{eme} et 03 ^{eme}	Travées	34,18	61,64	1,80	61,64	65,21
	Appuis	61,62	61,62	1,00	61,62	
02 ^{eme} et 01 ^{ier}	Travées	29,69	56,28	1,90	56,28	64,23
	Appuis	56,28	56,28	1,00	56,28	
RDC et Sous-Sol	Travées	28,43	40,22	1,41	40,22	42,23
	Appuis	40,92	40,92	1,00	40,92	

VI. 1.1.Exemple de calcul :

VI.1.1.1. Poutres principales intermédiaires (30x40) cm² :

Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\% (bxh) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6,00\text{cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\% (bxh) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48\text{cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72\text{cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

❖ En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 56,68 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 75,38 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 1,33 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h_t = 36 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{75,38 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,105 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,139, \beta = (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,944 ,$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{75,38 \cdot 10^3}{0,944 \cdot 36 \cdot 400} = 5,54 \text{ cm}^2$$

❖ En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 57,53 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 76,93 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 1,33 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{76,53.10^3}{30.(36)^2.18,48} = 0,106 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 0,141, \beta = 0,943$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400MPa$$

$$As = \frac{Ma}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{76,53.10^3}{0,943.36.400} = 6,63 \text{ cm}^2$$

VI.1.1.2. Chaînages intermédiaires (30x35) cm² :

Armature longitudinale :

$$A_{\min} = 0,5\% b.h_t = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{5,25 \text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\% b.h_t = 4 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{42 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% b.h_t = 6 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{63 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

❖ En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 53,18 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 57,78 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 1,086 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 35\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 31,5 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{53,18.10^3}{30.(31,5)^2.14,17} = 0,126 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 0,315, \beta = 0,874$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{53,18.10^3}{0,874.31,5.348} = 5,55 \text{ cm}^2$$

❖ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 54,42 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 87,79 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 1,61 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{87,79 \cdot 10^3}{30 \cdot (31,5)^2 \cdot 18,48} = 0,159 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 0,218, \beta = 0,912$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$As = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{87,79 \cdot 10^3}{0,912 \cdot 31,5 \cdot 400} = 7,63 \text{ cm}^2$$

Les tableaux représentés ci après regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

Tableau :VI.5. Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive :

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
05^{eme}	Appuis	75,38	5,40	6,00	3T14 fil + 2T12 chapeau	7,69
	Travées	76,93	5,60		3T14 fil + 2T12 renf	3,39
04^{eme} et 03^{eme}	Appuis	93,34	6,80	6,00	3T14 fil + 2T14 chapeau	9,23
	Travées	93,21	6,80		3T14 fil + 2T14 renf	4,62
02^{eme} et 01^{ier}	Appuis	83,57	6,10	6,00	3T14 fil + 2T14 chapeau	9,23
	Travées	83,43	6,00		3T14 fil + 2T14 Renf	6,88
RDC et Sous-Sol	Appuis	54,71	3,90	6,00	3T14 fil	8,01
	Travées	54,65	3,90		3T14 fil	6,88

Tableau :VI.6. Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires :

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
05 ^{eme}	Appuis	57,78	4,10	6,00	3T14 fil + 2T12 chapeau	6,88
	Travées	87,79	6,40		3T14+2T14 renf	3,39
04 ^{eme} et 03 ^{eme}	Appuis	64,13	4,60	6,00	3T14 fil + 2T12 chapeau	9,23
	Travées	94,77	6,90		3T14+2T14 renf	4,62
02 ^{eme} et 01 ^{ier}	Appuis	58,60	4,20	6,00	3T14 fil + 2T12 chapeau	9,23
	Travées	85,13	6,20		3T14+2T14 renf	4,62
RDC et Sous-Sol	Appuis	51,13	3,60	6,00	3T14 fil	8,01
	Travées	51,29	3,60		3T14fil	4,62

Tableau :VI.7. Récapitulation du ferrailage des chaînages de rive :

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
05 ^{eme}	Appuis	41,03	3,40	5,25	3T14 fil + 2T12 chapeau	5,65
	Travées	40,99	3,40		3T14	3,39
04 ^{eme} et 03 ^{eme}	Appuis	56,50	4,70	5,25	3T14 fil + 2T12 chapeau	6,78
	Travées	56,46	4,70		3T14 fil + 2T12 Renf	5,65
02 ^{eme} et 01 ^{ier}	Appuis	49,10	4,10	5,25	3T14 fil + 2T12 chapeau	6,78
	Travées	49,07	4,10		3T14 fil + 2T12 Renf	6,78
RDC et Sous-Sol	Appuis	40,59	3,30	5,25	3T12 fil	6,78
	Travées	40,63	3,30		3T12 fil	5,65

Tableau :VI.8. Récapitulation du ferrailage des chaînages intermédiaires :

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
05 ^{eme}	Appuis	43,37	3,60	5,25	3T12 fil + 3T12 chapeau	6,78
	Travées	43,34	3,60		3T14 fil + 2T12 Renf	3,39
04 ^{eme} et 03 ^{eme}	Appuis	61,64	5,20	5,25	3T14 fil + 3T12 chapeau	6,78
	Travées	61,62	5,20		3T14 fil + 3T12 Renf	3,39
02 ^{eme} et 01 ^{ier}	Appuis	56,28	4,70	5,25	3T14 fil + 3T12 chapeau	6,78
	Travées	56,28	4,70		3T14 fil + 3T12 Renf	5,65
RDC et Sous-Sol	Appuis	40,22	3,30	5,25	3T12 fil + 3T12 chapeau	6,78
	Travées	40,92	3,30		3T12 fil + 2T12 Renf	5,65

VI.1.2.Vérifications:

VI.1.2.2.Poutres principales (30x40) cm² :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1/400 = 1,30 \text{ cm}^2.$$

A adoptée > A_{min}.....condition vérifiée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 98,20 \times 10 / (30 \times 36) = 0,90 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,90 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa}.....condition vérifiée.$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

VI.1.2.3.Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,43 ; 30 ; 14)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (32,40 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (32,40 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30\text{cm})$$

$$St \leq \min (10 ; 16,8 ; 30\text{cm})$$

Zone courante: $St \leq h/2$

$$St \leq 20\text{cm}$$

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b.st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k.f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots(*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$Fe = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,90 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,044 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,45; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,45 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,45 \times b}{fe} = \frac{0,45 \times 30}{235} = 0,057 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,057 \text{ cm}$, on prend $St = 10 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 0,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.1.2.4. Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 \quad ft_{28} = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ Map}$$

La longueur de scellement droit $ls = \Phi \cdot fe / 4 \cdot \tau_s$

Avec: Φ : diamètre d'une barre.

$$Ls = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36\text{cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 25,6\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 3,70 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 26,8\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 3,75\text{cm}$$

La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ en zone IIa

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56\text{cm}$$

$$\Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm.}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{\text{ser}} = 43,84 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 7,70 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n.A (d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 138,45y - 4361,18 = 0 \Rightarrow y = 23,60 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 140083,22 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{\text{ser}}}{I_g} \times y = \frac{43,84 \times 10^3}{140083,22} \times 23,60 = 7,38 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 7,38 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$M_{\text{tsmax}} = 43,84 \text{ KN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 9,19 \text{ t.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,0897 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,4770 > 0,0361 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,0049 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le calcul pratique de la flèche n'est pas nécessaire.

Le ferrailage des poutres principales et les chaînages et regroupe dan les tableaux suivantes :

Tableau :VI.9. Tableau de Ferrailage des poutres principales de rive

<u>Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive :</u>		
<u>Niveaux</u>	<u>Ferrailage en appuis</u>	<u>Ferrailage en travée</u>
<u>05eme étage</u>		
<u>03eme et 04eme étage</u>		
<u>01ier et 02eme étage</u>		
<u>Sous Sol et RDC</u>		

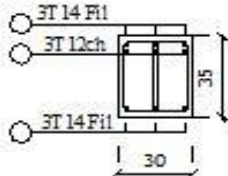
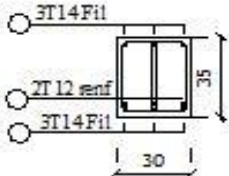
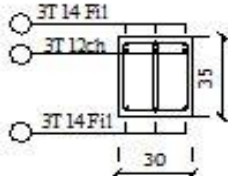
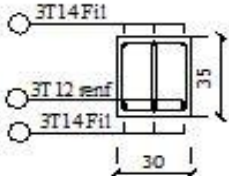
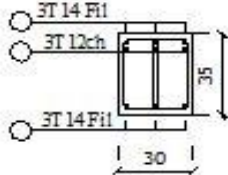
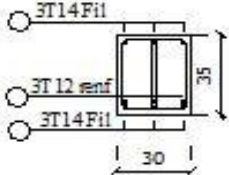
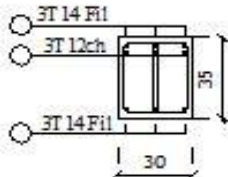
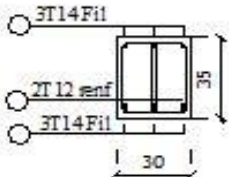
Tableau :VI.10. Tableau de Ferrailage des poutres principales intermédiaires

Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires :		
Niveaux	Ferrailage en appuis	Ferrailage en travee
<u>05eme étage</u>		
<u>03eme et</u> <u>04eme étage</u>		
<u>01ier et</u> <u>02eme étage</u>		
<u>Sous Sol et</u> <u>RDC</u>		

Tableau :VI.11 Tableau de Ferrailage des chaînages de rive

<u>Récapitulation du ferrailage des chaînages de rive :</u>		
<u>Niveaux</u>	<u>Ferrailage en appuis</u>	<u>Ferrailage en travee</u>
<u>05eme étage</u>		
<u>03eme et 04eme étage</u>		
<u>01ier et 02eme étage</u>		
<u>Sous Sol et RDC</u>		

Tableau :VI.12. Tableau de Ferrailage des chaînages intermédiaires

Récapitulation du ferrailage des chaînages intermédiaires :		
Niveaux	Ferrailage en appuis	Ferrailage en travee
<u>05eme étage</u>		
<u>03eme et 04eme étage</u>		
<u>01ier et 02eme étage</u>		
<u>Sous Sol et RDC</u>		

VI.2. Ferrailage des poteaux :

a- Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les Combinaisons suivantes :

$$\begin{array}{l}
 - 1^{\text{er}} \text{Genre : } 1,35G+1,5Q \dots\dots\dots (N_{\text{max}} ; M_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_1 \\
 - 2^{\text{ème}} \text{ Genre : } \left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \dots\dots\dots (N_{\text{min}} ; M_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_2 \\ G+Q \pm 1,2E \dots\dots\dots (M_{\text{max}} ; N_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_3 \end{array} \right.
 \end{array}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

$$\text{Pour situation accidentelle : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1 \quad \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,15 \quad \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour situation courante } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1,15 \quad \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,5 \quad \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

b.Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

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 minimal est de **12 mm**

La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone IIa)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

poteaux	$A_{\text{min}}=0,8 \% \times S$	$A_{\text{max1}}=4 \% \times S$	$A_{\text{max2}}=6 \% \times S$
(40x40) cm ²	12,80	64,00	96,00
(35x35) cm ²	9,80	49,00	73,50

VI.2.1. Exemple de calcul :

Poteaux Sous-sol (40x40) cm²:

Combinaison de 1^{er} genre (1,35G+1,5Q) :

$$N_{\max}=1164.8 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{cor}}=3,22 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,0027 \text{ m} = 0,27 \text{ cm}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1164.80 \left(0,36 - 0,40/2 + 0,0027 \right) = 189,52 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1164.80 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 189.52 \text{ KN.m} < 1236 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$).

Combinaison de 2^{ème} genre (0,8G±E):

$$N_{\min}=423.56 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{cor}} = 32.24 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,0761 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 35.87 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 423.56 \text{ KN} < 3742,20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 35.87 \text{ KN.m} < 158,68 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=0$).

Combinaison de 2^{ème} genre (G+Q±E):

$$M_{\max}= 37.40 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 56,33 \text{ KN}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,663 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 16,66 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 56.33 \text{ KN} < 3742,20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 16.66 \text{ KN.m} < 22,45 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$).

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{\max}=36.31 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 36.31 \times 10^3 / (400 \times 360) = 0,252 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa.} \\ \tau_u = 0,252 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi/3$$

$$\Phi_t = 20/3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul

- h_1 : hauteur totale de la section brute

- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ_a : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

- S_t : Espacement des armatures transversales.

Espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min (10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10\text{cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_L = 30 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm.}$$

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.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3.23 / 0,4 = 5.65$$

$$\lambda_g = 5.65 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{10 \times 2,5 \times 36.31 \times 10}{40.235} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t.b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 5,65 > 5 : \Rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 50 = 1,50 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On adopte aux poteaux de sous-sol : **8T8** soit **S = 4,02 cm²**

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

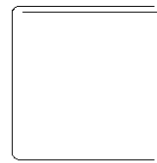
$$\text{Zone courante : } \frac{4,02 \times 400}{40 \times 15} = 2,68 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Zone nodale : } \frac{4,02 \times 400}{40 \times 10} = 4,02 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Disposition constructive des armatures des nœuds :

Les nœuds dans une construction sont des points critiques, donc selon les règles parasismiques algériennes au but d'évité l'éclatement des ces zones on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux U superposés formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum de 10cm et un nombre minimum de 03 cadres par nœud.

02 U superposés



Les sollicitations max et sections d'armatures correspondants aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau :VI.13. Sollicitations des Poteaux :

Etages	Efforts	Valeur en KN ;KN.m	As(calculer) (cm ²)	As(min) (cm ²)	Choix	As(cm ²)
05 ^{eme} et 02 ^{eme}	N _{max}	918,70	0,00	9,80	8T14	14,19
	M _{corr}	5.71				
	N _{min}	5,80	0,00			
	M _{corr}	15,76				
	M _{max}	65,20	0,00			
	N _{corr}	155,3				
01 ^{ier}	N _{max}	1160,4	0,00	12,80	4T16 + 4T14	14,19
	M _{corr}	7,91				
	N _{min}	40,39	0,00			
	M _{corr}	31,09				
	M _{max}	66.38	0,00			
	N _{corr}	754,10				
RDC et Sous-Sol	N _{max}	1404.5	0,00	12,80	8T16	16,08
	M _{corr}	2.43				
	N _{min}	64,2	0,00			
	M _{corr}	17,69				
	M _{max}	56,29	0,00			
	N _{corr}	352,30				

Tableau :VI.14. Tableau de Ferrailages des poteaux :

<u>Niveaux</u>	<u>Ferrailage des poteaux</u>
<u>02eme à 05 eme</u>	<p>Cad T8 L=1,35 Cad T8 L=1.00</p> <p>30 30 21</p> <p>2T14 4T14 35 35 2T14</p>
<u>1ier étage</u>	<p>Cad T8 L=1.55 Cad T8 L=1.05</p> <p>35 35 23</p> <p>2T16 2T14 40 40 2T16</p>
<u>Sous Sol - RDC</u>	<p>Cad T8 L=1.55 Cad T8 L=1.05</p> <p>35 35 23</p> <p>3T16 2T16 40 40 3T16</p>

VI.3. Ferrailage des voiles :

VI.3.1. Introduction :

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 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).

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

Sous l'action sismique, des parties plus au moins importantes de l'extrémité du voile en béton, sollicité en compression, peuvent se trouver dans le domaine inélastique, cette situation peut être à l'origine d'une instabilité latérale

Compte tenu de cette éventualité, les règlements parasismiques imposent une épaisseur minimale de

l'âme à 15cm. De plus, et a partir d'un certain niveau de contraintes, il ya lieu de prévoir aux extrémités des voiles des renforts conçus comme des poteaux, ou des voiles en retour.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encastrée à sa base; soumise à un effort normal P_u , un effort tranchant V_u et un moment fléchissant M_u qui est maximal dans la section d'encastrement.

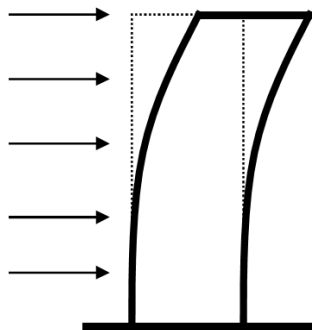


Figure :VI.6. Le comportement d'un voile

Selon les règlements parasismiques, il convient que les Armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance, en flexion composée soient concentrées dans les éléments de rives, aux 02 extrémités de la section transversale du voile ou trumeau.

A la base du voile sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

Les armatures de l'âme horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant.

Le voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes selon les combinaisons suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- 2) $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Dans ce qui suit la méthode utilisée pour le calcul des voiles en béton armé c'est méthode des contraintes

VI.3.2. 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 R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_c_{28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

1^{er} 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)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{ème} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule 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).

3^{ème} cas:

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VI.3.3. Armatures verticales :

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égale 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

VI.3.4. 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 disposé 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 %

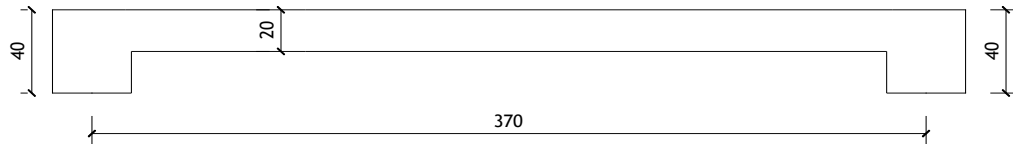
VI.3.5. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas ou 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.

VI.3.6. Exemple de calcul :

Voile V3 (RDC):



VI.3.6.1. Détermination des contraintes :

Combinaison :(G + Q ± E) :

$$A = 0,90 \text{ m}^2$$

$$I = 1,2819 \text{ m}^4$$

$$V = 1,85 \text{ m}$$

$$N = 2417,40 \text{ KN}$$

$$M = 5556,85 \text{ KN.m}$$

$$T = 604,9 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{2417,40 \times 10^{-3}}{0,90} + \frac{5556,85 \times 1,85 \cdot 10^{-3}}{1,2819} = 10,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{2417,40 \times 10^{-3}}{0,90} - \frac{5556,85 \times 1,85 \cdot 10^{-3}}{1,2819} = -5,33 \text{ MPa}$$

On a : (σ_1 et σ_2) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

VI.3.6.2. Calcul des armatures verticales (0,8G ± E) :

$$N = 1966,6 \text{ KN}$$

$$M = 5526,09 \text{ KN.m}$$

$$T = 612,8 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{1966,6 \times 10^{-3}}{0,90} + \frac{5526,09 \times 1,85 \cdot 10^{-3}}{1,2819} = 10,16 \text{ MPa}$$

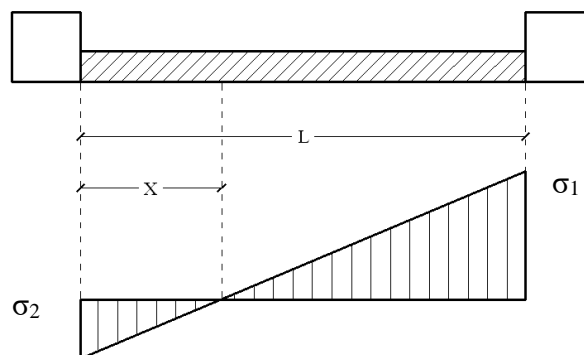
$$\sigma_2 = \frac{1966,6 \times 10^{-3}}{0,90} - \frac{5526,09 \times 1,85 \cdot 10^{-3}}{1,2819} = -5,79 \text{ MPa}$$

VI.3.6.2.1. Calcul de la longueur tendue :

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L$$

$$\Rightarrow X = \frac{5,79}{10,16 + 5,79} \times 3,70$$

$$\Rightarrow X = 1,34 \text{ m}$$



VI.3.6.3. Ferrailage :

VI.3.6.3.1. Effort de traction :

$$F = |\sigma_2| \times a \times \frac{X}{2} = 5,79 \times 10^6 \times 0,20 \times \frac{1,34}{2} = 775860 \text{ N}$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma_e} = \frac{775860}{400} \times 10^{-2} = 19,39 \text{ cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_v = \frac{19,39 \times 100}{134} = 14,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times V}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 612,8 \times 10}{400} = 23,59 \text{ cm}^2$$

Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_{vj} = \frac{23,59 \times 100}{134} = 17,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc la section d'armature qu'on doit tenu en compte

$$A_v = 14,47 + 17,60 = 32,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

VI.3.6.3.2. Pourcentage minimal d'armature :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{\min} = 0,20\% \cdot a \cdot L_T$$

D'où : L_T c'est la longueur tendue

$$A_{\min} = 0,0020 \times 20 \times 134 = 5,36 \text{ cm}^2$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = \frac{5,36 \times 100}{134} = 4,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : **D= 16 mm**

L'espacement :

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min\{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

Donc : $St \leq \min\{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 20 cm (zone courante)

En zone nodale, selon RPA 99 v.2003

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

On adopte un espacement de **10 cm** (zone d'about)

Choix d'aciers verticaux :

On adopte deux nappes en **2(8 T 16 /ml) soit $A_s = 32,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

VI.3.6.2.4. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$, D'ou : $\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$

Avec ;

V_u : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile, $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute, **$h=283\text{cm}$**

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 612,80 \times 10}{20 \times 370 \times 0,9} = 1,29 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 1,29 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

VI.3.6.2.5. Calcul des armatures horizontales :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k}{0,8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$K = 1 + \frac{3(N_u / B)}{f_{c28}} \text{ En flexion composée où } N > 0 \text{ (compression), } B : \text{ section du béton}$$

$$K = 1 + \frac{3(1966,6 \times 10^3 / 20 \times 283 \times 10^2)}{25} = 1,42$$

$$\text{Donc : } \frac{A_T}{S_t} \geq \frac{(1,29 - 0,3 \times 2,1 \times 1,42) 20}{0,8 \times 400 \times (\cos 90 + \sin 90)} = 0,025 \text{ cm}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :
0,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$.

0,25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0,025f_{c28}$

$$\tau_b = 1,29 \text{ Mpa} > 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa} \Rightarrow A_h = 0,0025(b \times S) = 5,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **5T12/ml** de hauteur (**$A_s=5,65\text{cm}^2$**) avec un espacement de **20cm**

$$\frac{A_T}{S_t} = \frac{5,65}{20} = 0,28 \text{ cm} \geq 0,028 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.3.6.2.6. Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R.-B.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché 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 6 par m²**.

Disposition des armatures transversales:

Les deus nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

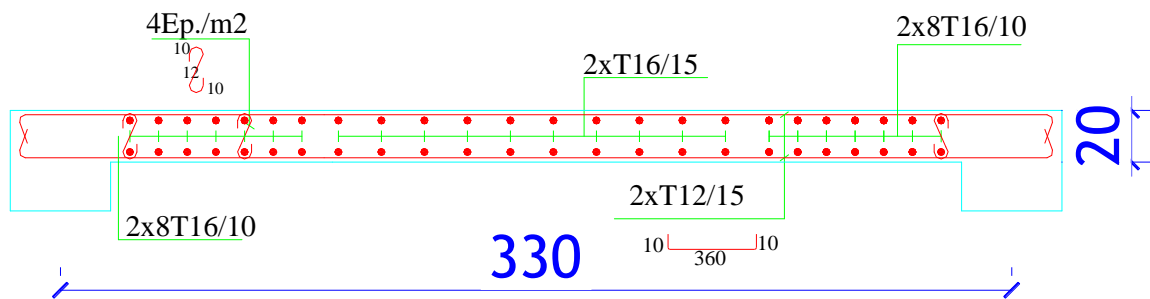


Figure VI.7. Disposition des armatures du voile

Tableau :VI.15. Tableau récapitulatif des ferrillages des voiles :

Voile	comb	(KN.m) ; (KN)		σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	X (m)	Fx (KN)	Av (Cm ²)	Av(min) (Cm ²)	At (Cm ²)
		M	N							
Voile V1	G+Q+E	M	8375.54	14,20	-9.97	1.53	1551.76	69.75	6.10	45,58
		N	1904.40							
	0,8G+E	M	8261.09	12.87	-10.96	1.70	1865.57	78.587	6.80	4,00
		N	861.70							
Voile V2	G+Q+E	M	4424.15	8.29	-4.47	1.30	581.03	39.27	5.19	30.20
		N	1716.10							
	0,8G+E	M	4313.26	7.73	-4.71	1.40	661.23	40.48	5.61	29.14
		N	1357.20							
Voile V3	G+Q+E	M	5556.85	10.70	-5.33	1.23	65.62	39.69	4.92	32.26
		N	2417.14							
	0,8G+E	M	5526.09	10.16	-5.78	1.34	77.76	43.02	5.37	32.08
		N	1966.6							

CHAPITRE VI

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VII.2. Classification des fondations

Il existe plusieurs types de fondations :

- ✓ Fondations superficielles
- ✓ Fondations profondes
- ✓ Fondations spéciales

Le choix d'un type de fondation passe par un compromis entre la technique et l'économie. Il convient de rechercher la sécurité nécessaire pour un coût minimum, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ La charge à transmettre au sol ;
- ✓ La dimension des trames ;
- ✓ La profondeur d'ancrage ;
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VII.2.1. Combinaison d'action

- ELS ($G + Q$) pour le dimensionnement ;
- ELU ($1.35G + 1.5Q$) pour le ferrailage.

La combinaison de la vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel : $G \pm 0,8 E$
 $G + Q \pm E$

VII.2.2. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable

d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,00 bar pour une profondeur d'ancrage de 2 m.

VII.2.3. Vérification des semelles isolées

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel L'ETABS .V.9.7.4, $N_s=3526,53$ KN

S : Surface d'appuis de la semelle= $A.B$

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol. $\overline{\sigma_{sol}}=100$ KN/m²

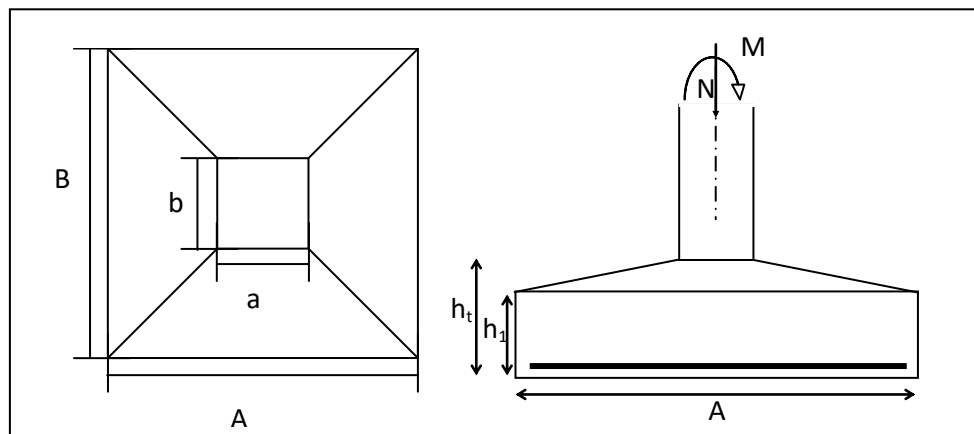


Figure VII.1 : Schéma d'une semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (B X B), donc $S = B^2$.

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{3526.53}{100}} \quad AN : B \geq 5,94$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2,60 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.**

VII.2.4.Vérification des Semelles filantes

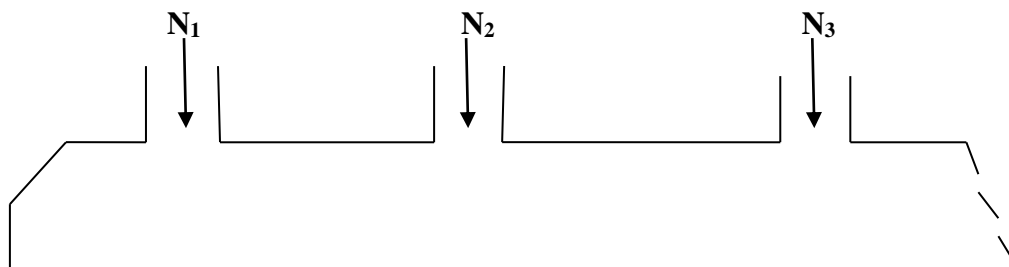


Figure VII.2 : Schéma d'une Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- Selon (X)

Tableau VII.1 : Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.

File	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S(m ²)
1	3129.4	47	0.82	1,2	56.4
2	397.13	47	0.30	1,2	56.4
3	3526.53	47	0.87	1,2	56.4
4	4820.39	47	1.01	1.2	56.4
5	3520.73	47	0.86	1.2	56.4
6	3532.34	47	0.86	1.2	56.4
7	2497.72	47	0.72	1.2	56.4
8	2509.33	47	0.73	1.2	56.4

- Selon (Y)

Tableau VII. 2: Section des semelles filantes dans le sens transversal.

Files	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S(m ²)
A	1462.4	46	0.56	1.2	55.2
B	252.549	46	0.23	1.2	55.2
C	1714.569	46	0.61	1.2	55.2
D	2352.550	46	0.71	1.2	55.2
E	2501.013	46	0.73	1.2	55.2
F	5930.151	46	1.13	1.2	55.2
G	3045.165	46	0.81	1.2	55.2
H	5385.178	46	1.08	1.2	55.2

Remarque : La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du

bâtiment ; $\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\%$.

Surface totale des semelles = 892.8m² (Ss).

Surface total du bâtiment = 616.09m² (Sb)

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{892.8}{616.09} = 1.44 = 144\% > 50\%.$$

La surface totale de la semelle dépasse 50 % de la surface de l'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

VII.2.5. Etude du Radier général

VII.2.5.1. Définition du radier

Le radier est défini comme une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

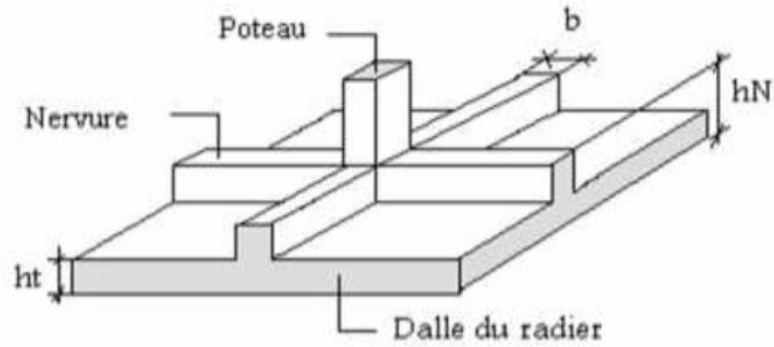


Figure VII.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VII.2.5.2. Pré dimensionnement du radier

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est les charges d'exploitations dues à la superstructure.

$$G_T = \sum_{i=1}^5 G_i$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^5 Q_i$$

Avec : G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

*Combinaison d'actions

à L'E.L.U : $N_U = 4820,29 \text{ KN}$

à L'E.L.S : $N_{ser} = 3526,53 \text{ KN}$

*Surface minimale du radier

$$\text{On a: } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{3526.53}{100} = 35.26 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 616.09 \text{ m}^2 > S_{rad} = 35.26 \text{ m}^2$$

Pour notre projet, si on prend un débord de 80 cm à partir des axes des poteaux on aura une Surface d'assise : **$S = 696.09 \text{ m}^2$** .

*Épaisseur du radier (h)

L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les critères suivants :

✓ Critère de rigidité :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad , \text{avec : } L = 430\text{cm}$$

$$17.2 \leq d \leq 21.5\text{cm} \dots \dots \dots (01)$$

✓ Critère de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

Avec ; **V_u** : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1m \cdot (Nu / s) \cdot L}{2} = \frac{1m \cdot (4820.29 / 696.09) \cdot 4.30}{2} = 14.88 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{14.88 \times 10^2}{0,06 \times 25 \times 100} = 9.92 \text{ cm} \dots \dots \dots (02)$$

De (01) et (02) on aura $d \geq 9.92 \text{ cm}$

Donc : $h \geq d+c = 9.92+5=14.92\text{cm}$

Soit : h= 35 cm.

On prend : h=35cm ; d=31,50 cm

VII.2.5.3. Dimensionnement des poutres de libage

Le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 47.77\text{cm} \leq h \leq 71.66\text{cm}$$

On prend comme dimension : **h = 60cm, d=54cm, b = 35cm**

VII.2.5.4. Vérification des contraintes

✓ Poids propre du radier :

En tenant compte du poids propre du radier et la poutre libage :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b (h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i)$$

$$G_{\text{radier}} = 2.5 (0,35 \times 696.09 + 0,6 \times 0,35 \times 127,7)$$

$$G_{\text{rad}} = 676,121\text{t}$$

$$N_{\text{ser-T}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}} = 3526.53 + 676,121 = 4202,65 \text{ t}$$

$$\frac{N_{\text{ser-T}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{4202,65}{696.09} = 6.03 \text{ t/m}^2 < 10 \text{ t/m}^2 = 1,0 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.2.5.5. La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,35 \times (0,30)^3/12 = 0,00078 \text{ m}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3258746 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,35\text{m}$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 40 \text{ t/m}^2$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3258746 \times 0,00078}{400 \times 0,35}} = 4,18 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4.30\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 6.56\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

VII.2.5.6. Condition de non poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour

✓ **Sous voiles :**

$$N_{u,\text{voil}} = 252.06 \text{ Kn} \text{ Effort normal ultime de voile le plus sollicité}$$

$$u_c = 2(a+b+2h_r)$$

$$u_c = 2(0,20+4,15+2 \times 0,0) = 11,5 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 11,5 \times 0,70 \times 25000}{1.5} \leq 6037,5 \text{ Kn}$$

$$N_u = 252.06 \text{ Kn} \leq 6037,5 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Sous poteaux :**

$N_{u,pot} = 140.44\text{KN}$ Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$u_c = 2(2 \times 0,40 + 2 \times 0,40) = 3,2 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 3,2 \times 0,45 \times 25000}{1,5} \leq 1080\text{Kn}$$

$N_u = 140.44\text{Kn} \leq 1080\text{Kn}$condition vérifiée.

VII.2.5.7. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire, afin d'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r \quad \text{Avec :}$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{bat} + W_{radier} = 18482.7 + 1057.8 = 19540.5 \text{ kN.}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1\text{t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 2$)

S_r : Surface du radier ($S_r = 696.29 \text{ m}^2$)

$$\alpha \gamma h S_r = 1,5310323696.29 = 20888.7\text{Kn} \quad W = 19540.5 >$$

$7327,5\text{kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

VII.2.5.8. Evaluation des charges pour le calcul du radier

$$N_{u-T} = N_u + 1,35G_{radier}$$

$$N_u = 4820.29 + 1.35 \times 846.99 = 5963.72\text{t}$$

$$Q = \sigma_{max} = \frac{N_U}{S_r} = \frac{4820.29}{696.29} = 6.92\text{t/m}^2$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,45 = 1,125 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 6,04 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{3526.53}{696.29} = 5.06 \text{ t/m}^2$$

$$Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 4,185\text{t/m}^2.$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 6.04 \text{ t/m}^2.$$

VII.6. Ferrailage du radier

VII.6.1. Ferrailage des dalles

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} Cas :

Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \geq 0.4$ La dalle portante suivant les deux directions

Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

✓ **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau de rive}$$

$$M_t = 0.75 M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau intermédiaire}$$

✓ **Moment sur appuis**

$$M_t = 0.35 M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis de rive}$$

$$M_t = 0.5 M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaire}$$

2^{ème} Cas :

Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

$$L_y = 4,60 - 0,30 = 4.30$$

$$L_x = 4.30 - 0,30 = 4\text{m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.30} = 0,93 > 0,4$$

La dalle qui est appuyée sur quatre cotés travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 6.0 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 3.06 \text{ t.m}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,75 \\ \nu = 0 \text{ (ELUR)} \end{cases} \begin{cases} \mu_x = 0,0621 \\ \mu_y = 0,5105 \end{cases} \begin{cases} M_{ox} = 15,02 \text{ t.m} \\ M_{oy} = 4,82 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travée sont:

$$M_{tx}=0.85 \times M_{ox}=5.10t.m$$

$$M_{ty}=0.85 \times M_{oy}=2,60t.m$$

➤ **En travée :**

✓ **Sens X :**

$$M_{tx}=5.10t.m \quad h=35cm \quad d=31,50cm \quad b=100cm$$

$$\sigma_b=14,16Mpa \quad \sigma_s=348Mpa$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{5.10 \times 10^4}{100 \times 31,5^2 \times 14,16} = 0,036 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,036 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,045$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 30,93cm$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \times \sigma_s} = \frac{5.10 \times 10^4}{30,93 \times 348} = 4.738cm^2 / ml$$

On adopte **5T12 / ml**, **A = 5,65cm²/ml**, **S_t = 20 cm**

✓ **Sens-Y :**

$$M_{ty}=2,60t.m$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{2,60 \times 10^4}{100 \times 31,50^2 \times 14,16} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,022 \Rightarrow \alpha = 0,026$$

$$Z = 31,22cm$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,60 \times 10^4}{31,22 \times 348} = 2,39cm^2 / ml$$

On adopte : **4T12 =4.524cm²**, avec un espacement de **25 cm**.

➤ **En appuis :**

❖ **Sens X**

$$M_a = 0,5 \times 6.0 = 3.0t.m$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{3.00 \times 10^4}{100 \times 31,5^2 \times 14,16} = 0,021 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,021 \Rightarrow C = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,026$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 31,17m$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.00 \times 10^4}{31,17 \times 348} = 2.76cm^2 / ml$$

On adopte : **4T12 =4.524cm²**, avec un espacement de **25 cm**.

❖ Sens-Y

$$M_a = 0,5 \times 3,06 = 1,53 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{1,53 \times 10^4}{100 \times 31,50^2 \times 14,16} = 0,001 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,001 \Rightarrow \alpha = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 31,34 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,53 \times 10^4}{31,34 \times 348} = 0,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T12 = 4.524cm²**, avec un espacement de **25 cm**.

***Vérification de l'espacement**

$$St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié}$$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

***Vérification des contraintes à ELS :**

En travée

✓ Sens X: $M_{ser} = 5,83 \text{ t.m}$

Tableau VII.3 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x)

Moment service	M_{ser}	5.83KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,85 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,85 \times 40 = 67,8 \text{ cm}^2$ $Y = -0,85 + \sqrt{0,85^2 + 67,8} = 7,43 \text{ cm}$	7,43cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(7,43)^3/3) + 15 \times 5,65(40 - 7,43)^2 = 103575,63 \text{ cm}^4$	103575,63cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{5,83 \times 10^3}{103575,63}$	0,056Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y$ $\sigma_b = 0,056 \times 7,43$	0.024Mpa

Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,056(40 - 7,43)$	27.35Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$	0.056 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 200) = 200MPa$	27.35 < 200

Sens Y: $M_{ser} = 4.96t.m$

Tableau VII.4 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y)

Moment service	M_{ser}	4.69KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4.524}{100} = 0,67cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,67 \times 40 = 54.28cm^2$ $Y = -0,67 + \sqrt{0,67^2 + 54.28} = 6.72cm$	6.72cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(6.72)^3/3) + 15 \times 4.524(40 - 6.72)^2 = 85470.245 cm^4$	85470.245 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{4.69 \times 10^3}{85470.245}$	0,058Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y$ $\sigma_b = 0,058 \times 6.72$	0.38Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,058(40 - 6.72)$	28.95Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$	0.058 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 200) = 200MPa$	28.95 < 200

En appuis

➤ **Sens X**

Ma=3.43t.m

Tableau VII.5 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x)

Moment service	M_{ser}	3.43KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.078}{100} = 0.46cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0.46 \times 40 = 36.93cm^2$ $Y = -0.46 + \sqrt{0.46^2 + 36.93} = 5.63cm$	5.63cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(5.63)^3/3) + 15 \times 3.078(40 - 5.63)^2 = 60488.92cm^4$	60488.92cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{3.43 \times 10^3}{60488.92}$	0,056Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0,056 \times 5.63$	0,32MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,056(40 - 5.63)$	28,87MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	0,056 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	28,87 < 200

Sens-Y

Ma=1.755t.m

Tableau VII.6 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y)

Moment service	M_{ser}	1.755KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.078}{100} = 0.46cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0.46 \times 40 = 36.93cm^2$ $Y = -0.46 + \sqrt{0.46^2 + 36.93} = 5.63cm$	5.63cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(5.63)^3/3) + 15 \times 3.078(40 - 5.63)^2 = 60488.92cm^4$	60488.92cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{1.755 \times 10^3}{60488.9}$	0,029Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0,11 \times 8,54$	0,94MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,029(40 - 5.63)$	14.95MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	0.029 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	14.95 < 200

VII.2.6.2. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent 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.

*Sens longitudinal

➤ Calcul de Q'

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 4.00m$

$Ly_1 = 4.30m$

$Lx_2 = 3.70m$

$Q = 6.92 \text{ t/m}^2$

Donc :

$$Q' = \frac{6.92}{2} \left[\left(1 - \frac{4^2}{3 \times 4.30^2} \right) . 4.00 + \left(1 - \frac{3.70^2}{3 \times 4.30^2} \right) . 3.70 \right] = 5.62 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{5.62 \times 4.30^2}{8} = 12.98 \text{ t.m}$$

Calcul du ferrailage

➤ En travée

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \cdot 12.98 = 11.04 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.04 \times 10^4}{35 \times 54^2 \times 14,16} = 0,076 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,076 \Rightarrow \alpha = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,095$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 51,93 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.04 \times 10^4}{51,93 \times 348} = 6,10 \text{ cm}^2 / ml$$

On adopte : 4T16+ 4T14 chapeau ; A =14,24 cm²

➤ **En appuis :**

• **Appuis intermédiaires :**

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \cdot 12,98 = 6,49 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,49 \times 10^4}{45 \times 63^2 \times 14,16} = 0,025 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,025 \Rightarrow \alpha = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,030$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 62,23 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,49 \times 10^4}{62,23 \times 348} = 2,99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T16+ 4T14 renf; A =14,24 cm²**

• **Appuis de rive :**

$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2 \cdot 12,98 = 2,59 \text{ t.m t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,59 \times 10^4}{45 \times 63^2 \times 14,16} = 0,010 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,59 \times 10^4}{0,995 \times 63 \times 348} = 1,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T16+ 4T14 chapeau ; A =14,24 cm²**

Sens transversal

Calcul de la charge Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : Q = 3.93 t/m²

$$Lx_1 = 4.30 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot 3.93 \cdot 4.30 = 11.26$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{11.26 \times 4.30^2}{8} = 26.04 \text{ t.m}$$

Calcul du ferrailage

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 26,04 = 22,13 \text{ t.m.} \quad b = 45 \text{ cm} \quad h = 70 \text{ cm} \quad d = 0,9.h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{22,13 \times 10^4}{45.(63)^2 \times 14,16} = 0,087 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,087 \rightarrow \beta = 0,964$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{22,13 \times 10^4}{0,964.63.348} = 10,46 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4T16+ 4T14 chapeau ; A =14,24 cm²**

➤ **En appuis :**

• **Appuis intermédiaires :**

$$M_a = 0,5.M_0 = 0,5 \times 26,04 = 13,02 \text{ t.m.} \quad b = 45 \text{ cm} \quad h = 70 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{13,02 \times 10^4}{45.(63)^2 \times 14,16} = 0,051 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,051 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{13,02 \times 10^4}{0,979.63.348} = 6,06 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 6,06 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T16+ 4T14 chapeau ; A =14,24 cm²**

Appuis de rive :

$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2 \times 26,04 = 5,20 \text{ t.m.} \quad ; b = 45 \text{ cm} \quad h = 70 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{5,20 \times 10^4}{45.(63)^2 \times 14,16} = 0,020 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,020 \rightarrow \beta = 0,606$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{5,20 \times 10^4}{0,606.63.348} = 3,91 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **4T16+ 4T14 chapeau ; A =14,24 cm²**

VII.2.7. Schéma de ferrailage du radier générale

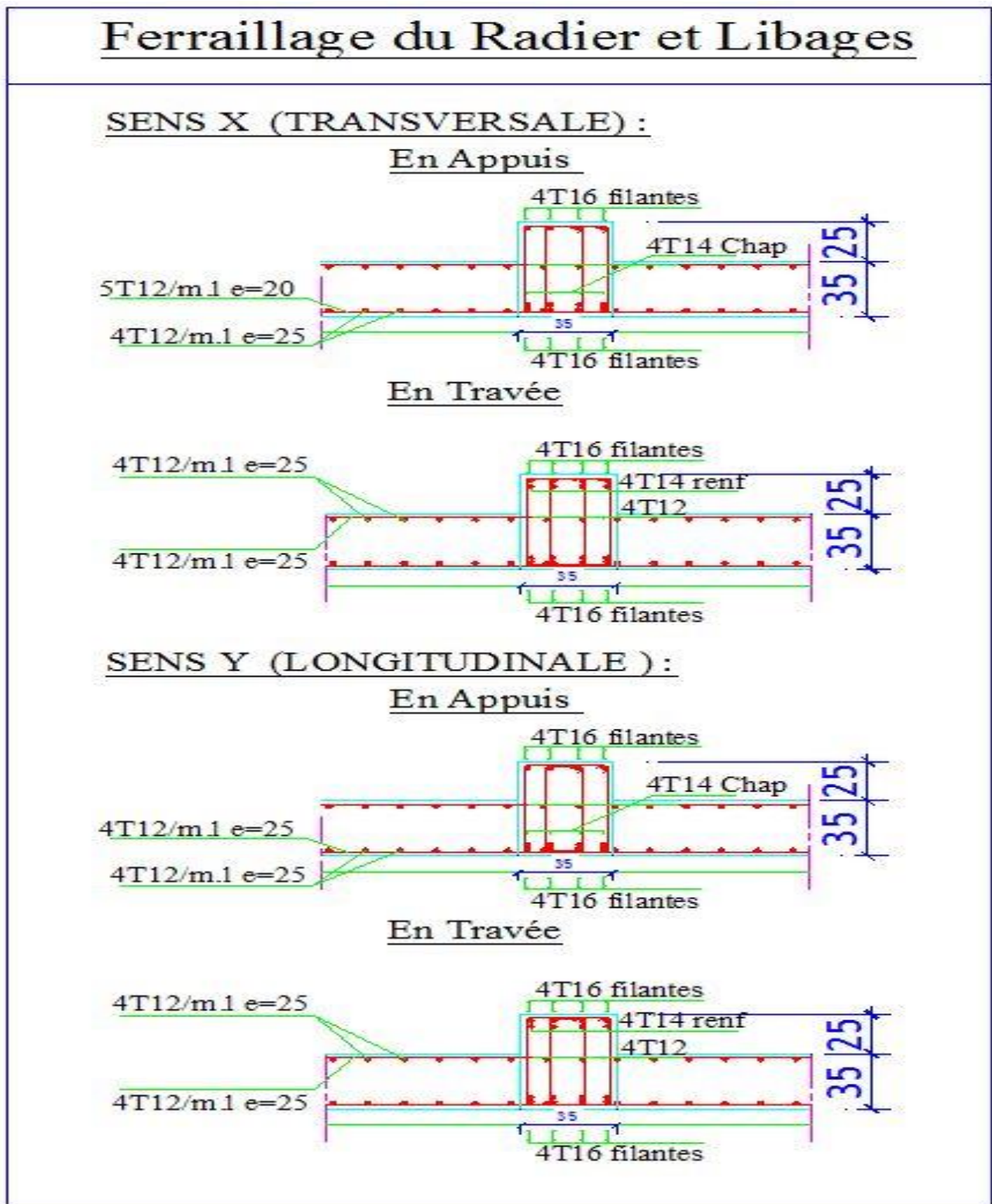


Figure VII.4 : Schéma de ferrailage du radier générale

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, ainsi d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires en plus de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

En effet, nous avons pu assimiler les méthodes et les formules de calcul en béton armé pour le ferrailage des différents éléments de la structure à savoir : poteaux, poutres, voiles et fondations.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères à savoir, la résistance, la sécurité et l'économie ;

La résistance : vu les résultats de calcul obtenus, notre structure assure toutes les conditions de résistance, et elle est considérée comme une structure stable et rigide.

La sécurité : toutes les vérifications relatives exigées par les différentes règles de construction (R.P.A 99-B.A.E.L 91) ont été satisfaisantes.

L'économie : étant un facteur déterminant et ceci a été traduite dans notre projet par le choix optimum des aciers pour tous les différents éléments résistants.

L'utilisation de l'outil informatique et les divers logiciels de Génie Civil disponibles, plus particulièrement l'ETABSV.9.7.4 et AUTO CAD 2014, nous a permis d'optimiser éléments résistants par la modélisation de notre structure vis-à-vis de l'action sismique.

Enfin, l'objectif principal de la conception d'une est de réduire le risque sismique à un niveau minimal à partir de la bonne disposition des voiles de contreventement et d'autre part de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires avec un cout minimal.

REFERENCE
BIBLIOGRAPHIQUE

REGLEMENTS ET LIVRES

- ❖ DTR B C 2-48 RPA1999/Version2003:Règles parasismiques algériennes.
- ❖ DTR B C 2-41 CBA1993:Règles de conception et de calcul des structures en Béton armé.
- ❖ DTR B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.
- ❖ D.T.R. C 2-4.7RN2013:Document d'accompagnement du DTR RNV (Exemplesd'application).
- ❖ Jean Perchat et Jean Roux, pratique du B.A.E.L 91. Cours avec exercices corrigés 4eme édition.
- ❖ Cours de béton armé BAEL 91(Jean-Pierre Mougine).

MÉMOIRES

- ❖ Mémoire Hamel Mohamed , Etude d'un batiment (R+4) à usage d'habitation (2019 ,2020) , Université de Tissemsilt.
- ❖ Mémoire Naim Elhachemi Riadh et Gadoum Zohir, Étude technique et
- ❖ analyse sismique d'une structure en béton armé (2019 ,2020), Université de Tissemsilt.
- ❖ Mémoire Chafa Mohamed El Amine et Sahouane Tayeb, Etude d'un batiment à ossature mixte en béton armé dans une zone de myenne sismicité avec modelisation des voiles, (2018,2019), Centre Universitaire de Tissemsilt.
- ❖ Mémoire Bouras Abdelkrim et Sridi Boumediene, Etude technique d'une mosquée en beton armé, (2018,2019), Centre Universitaire de Tissemsilt.

COURS

- ❖ BOUBKEUR Toufik. Cours de béton armé, (2019-2020).

LOGICIELS

- ❖ Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.4 Modélisation.
- ❖ EXCEL 2007.
- ❖ WORD 2007.
- ❖ AUTO CAD 2014 Dessin.
- ❖ Spectre 2006. V :4,00..... calcul sismique.

ANNEXES

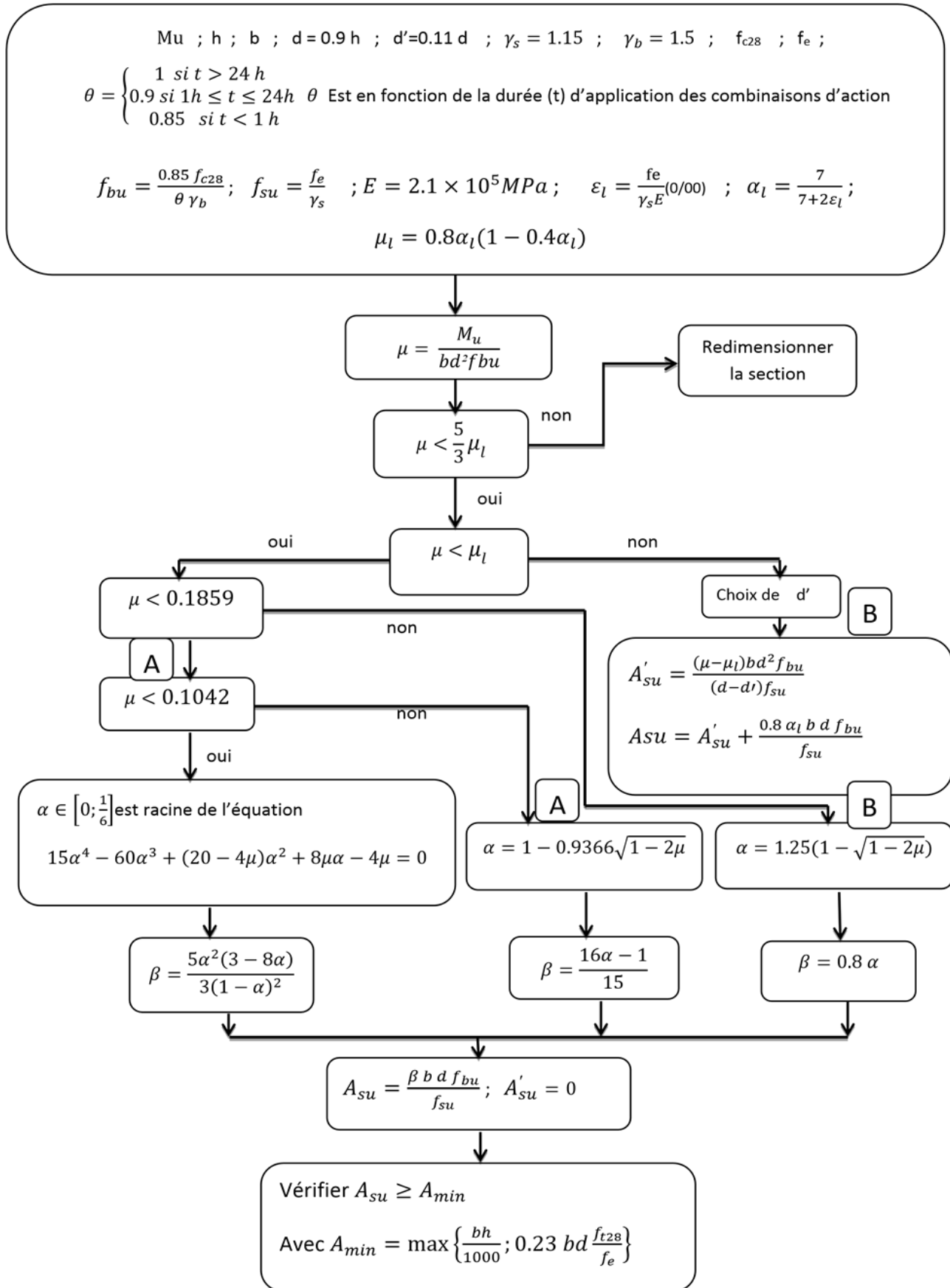


Tableau de ferrailage

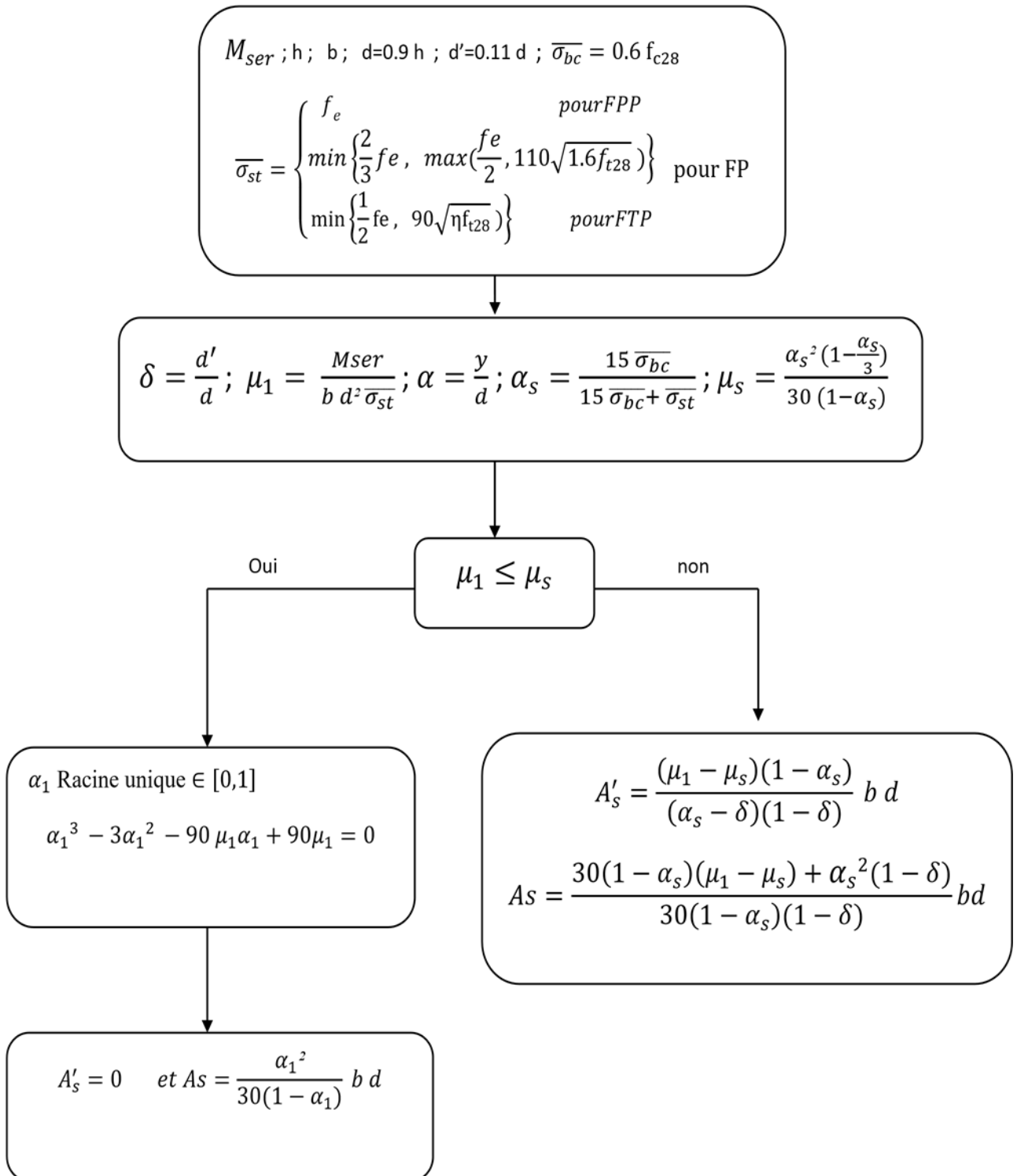
Section en cm² de N armatures de diamètre Φ en mm.

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

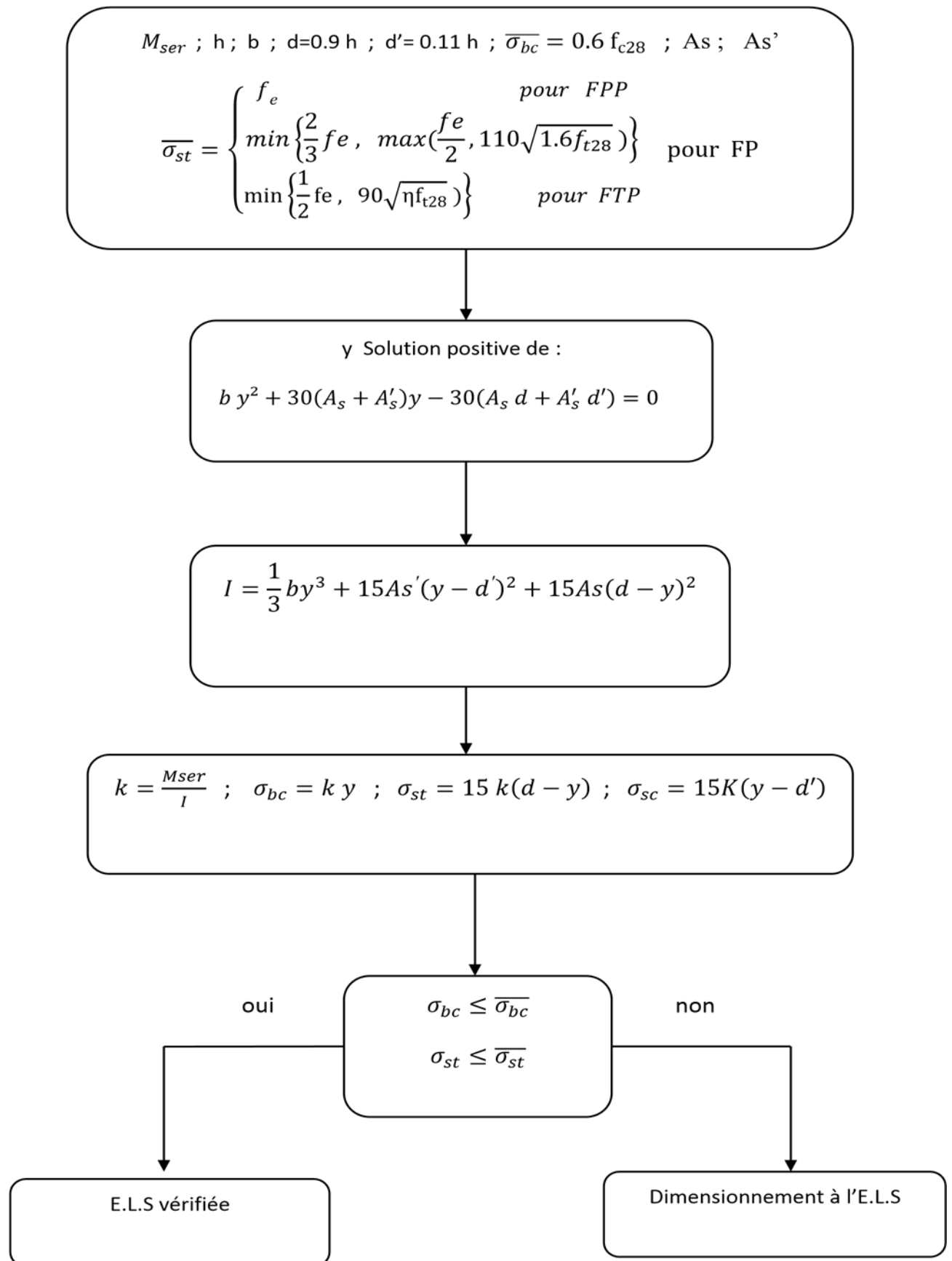
– Flexion simple d'une section rectangulaire à l'E.L.U.R



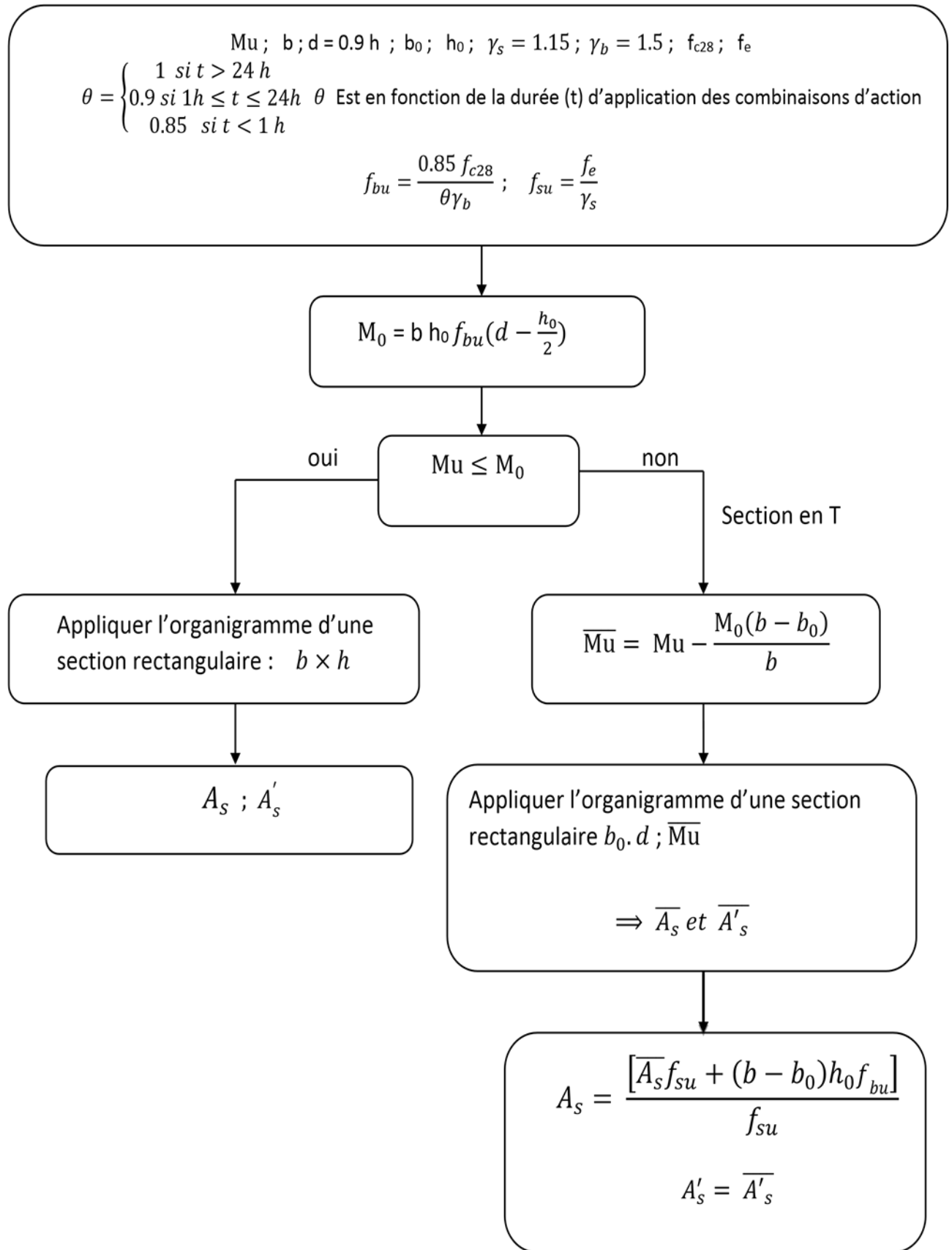
– Flexion simple d'une section rectangulaire à l'E.L.S



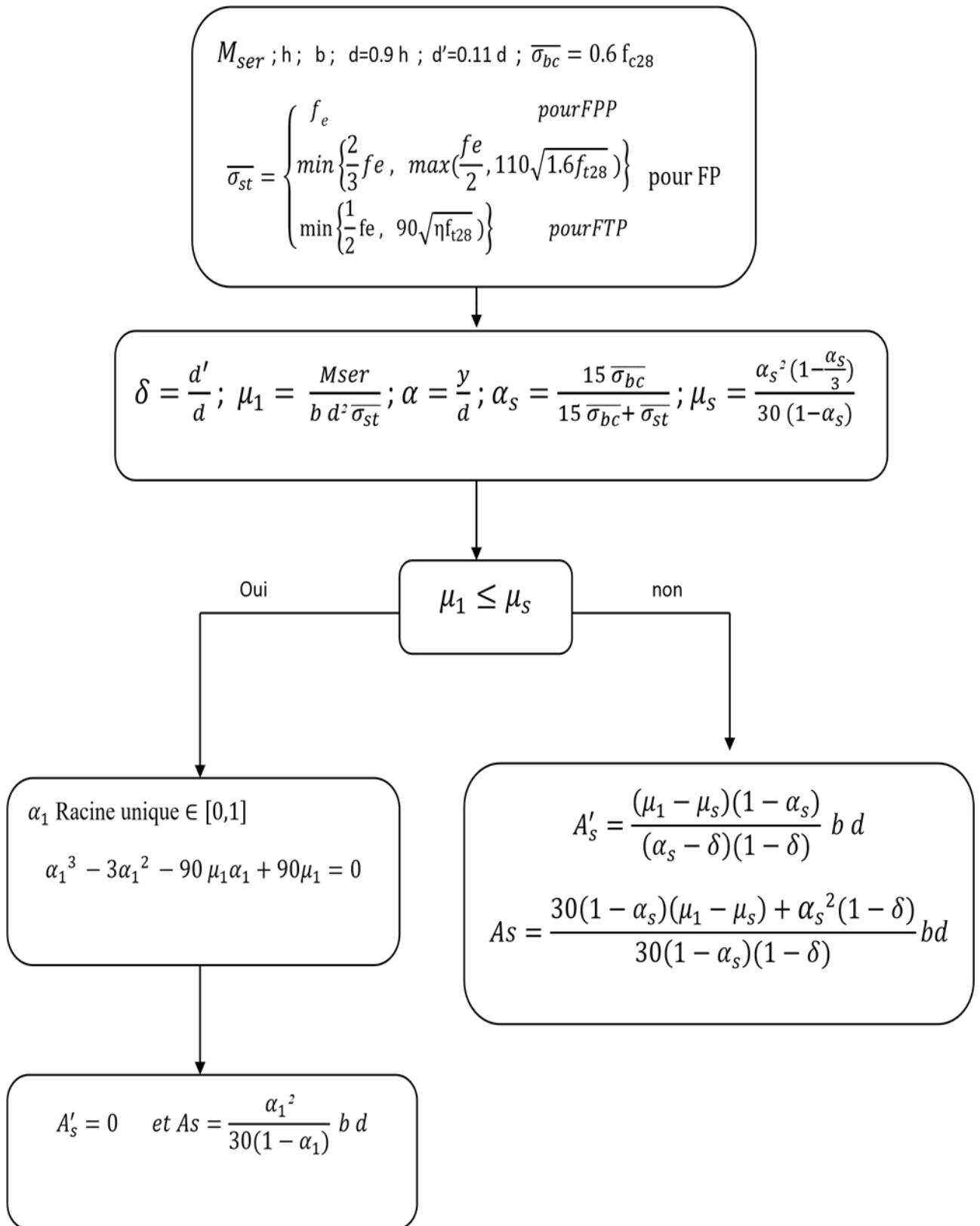
– Vérification d'une section rectangulaire à l'E.L.S



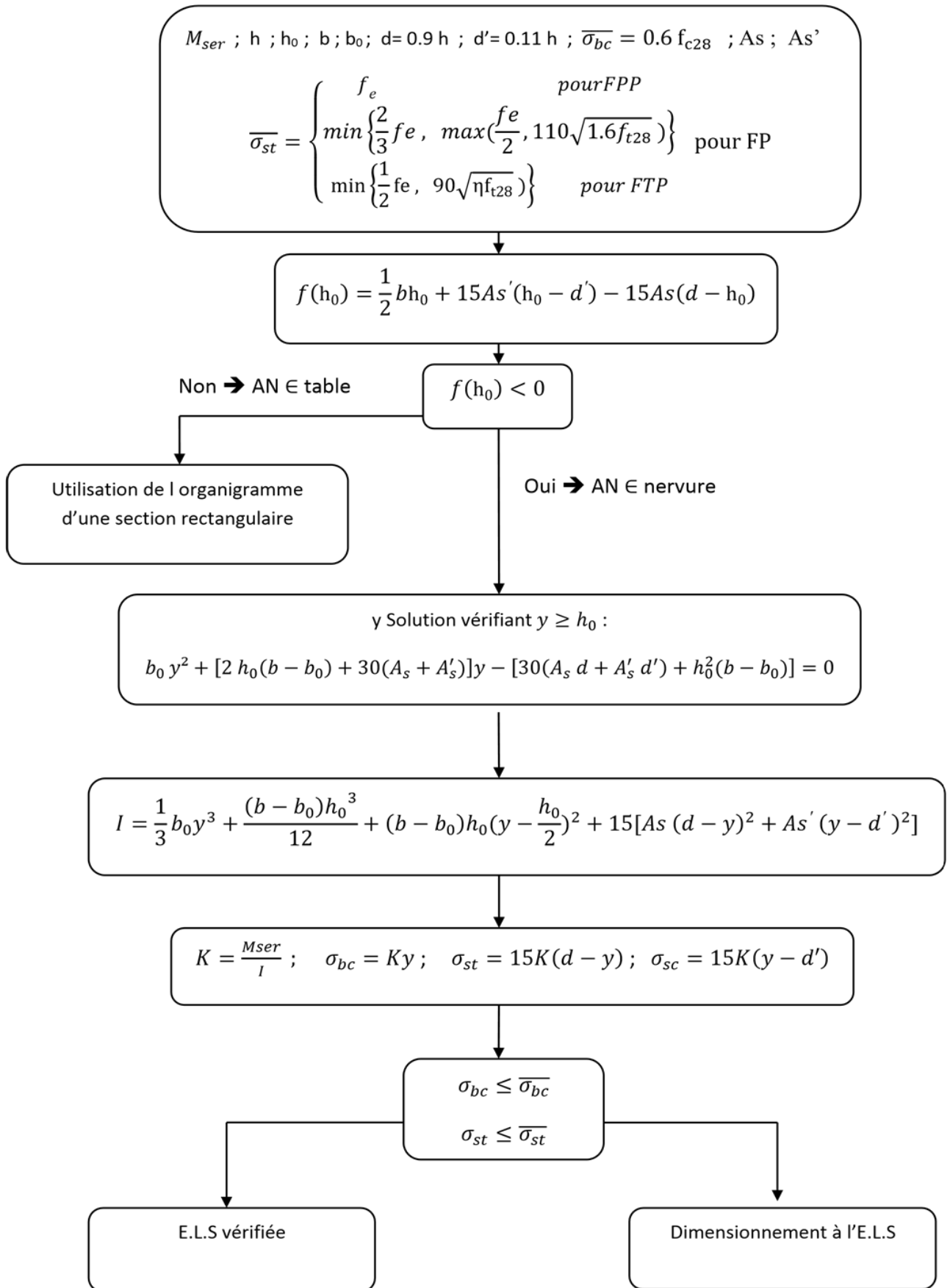
– Flexion simple d'une section en T à l'E.L.U.R



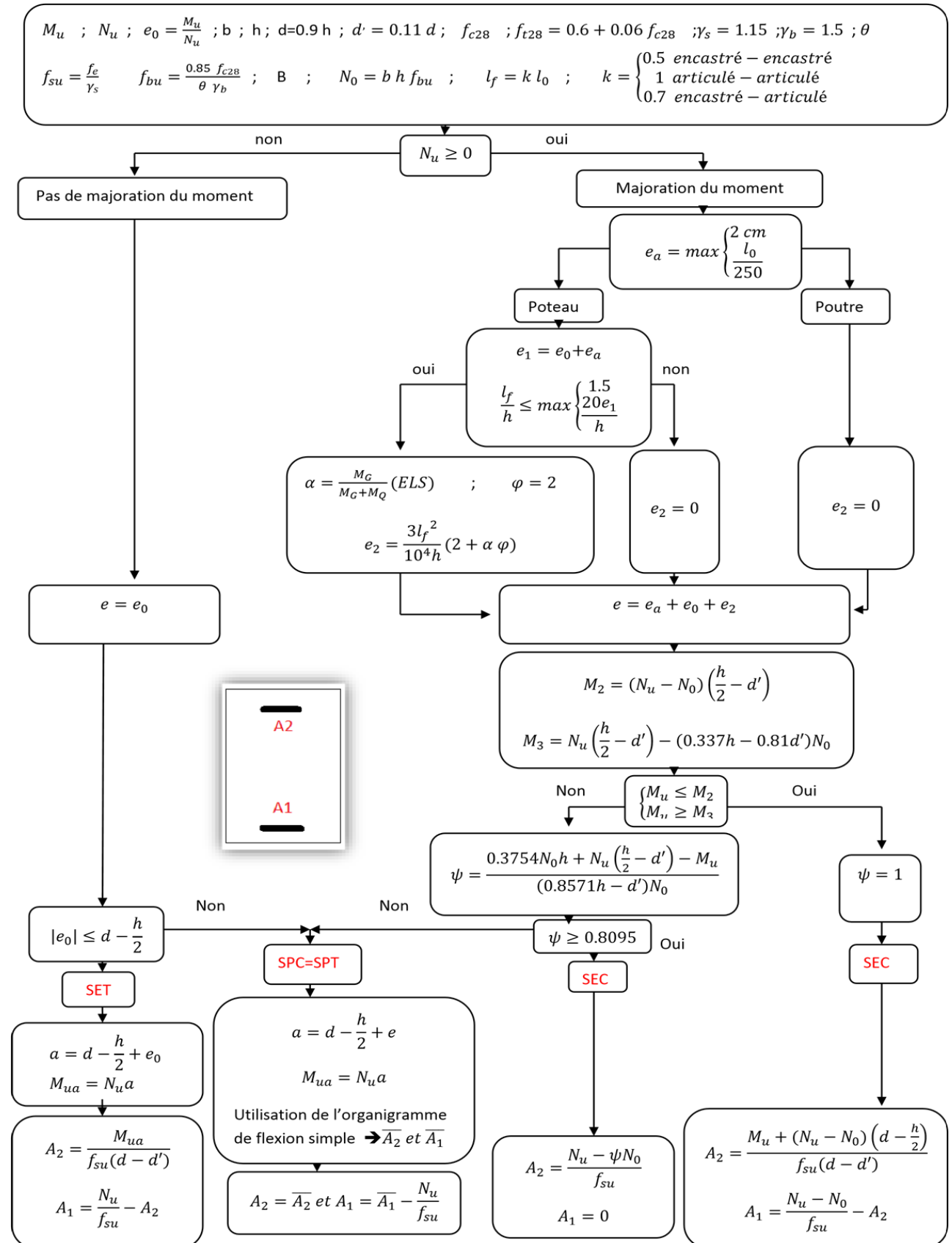
– Flexion simple d'une section en T à l'E.L.S



– Vérification d'une section en T à l'E.L.S



– Flexion composée d'une section rectangulaire à l'E.L.U.R



Remarque :

