



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ «ABBÈS LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Etude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation

*Réalisé par : - M. HEZIL Hacene
-M. SEKKAOUI Abdelhak*

Membres de jury :

M. MENASRIA Abderrahmane (MCA) *Président*
M. BAAZOUZI Messaoud (MCB) *Examineur*

Dirigé par :

M.REBAI Billel

Présenté le : 15/07/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

The image displays the Basmala in a highly stylized, bold black calligraphic font. The text is 'بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ'. Each letter is meticulously annotated with small black numbers (1, 2, 3, 4, 5) and arrows indicating the direction and sequence of the pen strokes used to form the character. The calligraphy is dense and expressive, with thick, rounded lines and elegant curves. The entire piece is set against a plain white background.

REMERCIEMENT

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à Allah le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière que je remercie notre encadreur Dr. REBAI Billel et le Dr. MENASRIA Abderrahmen pour la sollicitude avec laquelle ils ont suivis et guidés ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

DÉDICACE

Louange à Allah le puissant, prière et salut sur le prophète Mohamed que le salut sur lui.

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

- ✓ Aux personnes les plus chères au monde, ma mère et mon père, que dieu me les garde.
- ✚ Mon père, Merci de m'avoir donné le soutien tout le temps où j'ai besoin, et de m'avoir Guidé.
- ✚ Ma mère, celle qui est la plus chère au monde, qui a été toujours là pour moi, qui donne un sens à mon existence.
- ✓ A mon professeur Dr MENASRIA Abed Errahmen.
- ✓ A tous mes amies .
- ✓ A tous mes enseignants qui durant mon parcours d'études m'ont donné le savoir et m'ont éclairée de leurs conseils.

HEZIL Hacene

DÉDICACE

Je dédie ce travail à :

Ma très chère mère , mon très cher père ,

Mes frères ,

Ainsi qu'à toute ma famille

Sans oublier mes professeurs BOUHADRA Abdelhakim , BOUTRID Abdelaziz
et MAMEN Belgacem

SEKKAOUI Abdelhak

Résumé

Le but de cette étude est la conception et la modélisation d'un bâtiment (R+6) à usage multiple (habitation) qui sera implanté dans la wilaya de kenchela, classé en zone I selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 Version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poteaux, les poutres et les voiles en béton armé. L'étude et l'analyse de cette structure ont été établis par le logiciel (Robot Structural Analysis Professional).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux réglementations en vigueur à savoir le BAEL91 modifier 99, RPA99 Version 2003 et CBA93.

Mots clés: conception, modélisation, bâtiment, ferrailage, le règlement parasismique Algérien.

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو تصميم ونمذجة مبنى يتألف من طابق ارضي + 6 طوابق للاستخدام السكني يتم انجازها في ولاية خنشلة، مصنفة في المنطقة I بناء على "القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 Version 2003). يتم ضمان استقرار الهيكل بواسطة الأعمدة ، الروافد والجدران المصبوبة بالخرسانة المسلحة ، وقد تم إنشاء دراسة و تحليل هذا الهيكل بواسطة برنامج (Robot Structural Analysis Professional).

تحديد الأبعاد و تسليح جميع العناصر المقاومة في البناية صمم طبق لمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر .CBA93 و RPA99 Version 2003, BAEL91 modifier 99.
كلمات مفتاح: تصميم, نمذجة, مبنى, تسليح, القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

Abstract

The purpose of this study is Design and Modeling of a building (G+6) for residential use which will be located in the wilaya of kenchela, classified in zone I a according to the Algerian seismic regulation (RPA99 Release 2003). The stability of the structure is ensured by reinforced concrete's columns, beams and walls. The study and analysis of this structure have been established by software (Robot Structural Analysis Professional).

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the rules applicable in force, namely BAEL91 modifier 99, RPA99 Version 2003 and CBA93.

Key words: Design, Modeling, building, reinforcement, Algerian seismic regulation.

Sommaire

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

Introduction générale

I.1.Présentation de l'ouvrage.....	01
I.1.1.Introduction	01
I.1.2.Principe.....	01
I.1.3.Caractéristiques géométriques	01
I.1.4.Données du site.....	01
I.2. Eléments constituant la construction.....	02
I.3. Règles de calcul.....	02
I.4. Les Caractéristiques des matériaux.....	03
I.5. Hypothèse de calcul	07
I.6. Les actions et sollicitations.....	08
I.7. Conclusion	09

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

II.1. Introduction	11
II.2. Pré dimensionnement	11
II.2.1.Pré dimensionnement de système portique(variante 01).....	11
II.2.1.1.Les poutres.....	11
II.2.1.1.1 Poutres principale	11
II.2.1.1.2 Poutres secondaires	12
II.2.1.2.Les poteaux.....	13
II.2.1.3.Planchers à corps creux	14
II.2.1.3.1 La disposition des poutrelles	14
II.2.1.3.2 Condition de la flèche	14
II.2.1.3.3. Dimensionnement des poutrelles	15
II.2.1.4. Les voiles	16
II.2.1.4.1. Définition	16

II.2.1.4.2. Pré dimensionnement	16
II.2.1.5. Les longrines	17
II.2.2. Pré dimensionnement de système voile	17
II.2.2.1. Pré dimensionnement des plancher a dalle pleine	18
II.2.2.2. Pré dimensionnement des voiles	19
II.2.2.2.1. Voiles porteurs	19
II.2.2.2.2. Voiles périphérique	20
II.2.2.3. Les éléments communs entre les deux variantes	20
II.2.2.3.1. Les balcon	20
II.2.2.3.2. Les escaliers	20
II.2.3.2.1.Définition	20
II.2.3.2.2.Dimensionnement	20
II.2.3.3.L'acrotère	22
II.3.Descente de charge	22
II.3.1.Évaluation de charge	22
II.3.1.1.Système portique	22
II.3.1.1.1.Plancher terrasse	22
II.3.1.1.2.Plancher étage courant.....	23
II.3.1.2.Système voile	24
II.3.1.2.1.Plancher terrasse	24
II.3.1.2.2.Plancher étage	25
II.3.1.3.Eléments communs entre les deux variantes	25
II.3.1.3.1.Balcon	25
II.3.1.3.2.Les murs	26
II.3.1.3.3.L'escalier	27
II.3.1.3.4.L'acrotère	28
II.3.2.Descente de charge	28
II 3.2.1.Loi de dégression des surcharges	29
II.3.2.2. Calcul de Nu max	29

II.3.2.2.1. Détermination du chargement	30
II.3.2.3. Vérification de la section des poteaux	43
II.4. Conclusion.	45

Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaire

III.1. Introduction.....	48
III.2.L'acrotère.....	48
III.2.1. Mode de réalisation	48
III.2.2. Sollicitation	49
III.2.3. Calcul de ferrailage	50
III.2.4. Récapitulatif de calcul	53
III.2.5. Schéma de ferrailage	53
III.3.Les balcons	54
III.3.1.Définition	54
III.3.2.Evaluation de charge	54
III.3.3.Combinaison de charge	55
III.3.4.Détermination des sollicitations	55
III-3.5.Calcul de ferrailage	56
III.3.6.Récapitulatif de calcule	58
III.3.7.Schéma de Ferrailage	58
III.4.Les escalier.....	58
III.4.1.Calcul des sollicitations	59
III.4.2.Calcul du moment	60
III.4.3.Ferrailage à E.L.U	60
III.4.4.Vérification à l'E.L.S	63
III.4.5.Récapitulatif de calcule	64
III.4.6.Schéma de ferrailage.....	64
III.5 Poutre palière	65
III.5.1.Pré dimensionnement	65

III.5.2.Calcul des sollicitations	66
III.5.3.Calcul des armatures longitudinales (flexion simple)	67
III.5.4. Vérification à l'E.L.U	67
III.5.5. Vérification à l'E.L.S	68
III.5.6.Calcul à la torsion.....	70
III.5.7.Schéma de ferrailage.....	71
III.6.Etude du plancher	72
III.6.1.Introduction	72
III.6.2.Système portique	72
III.6.2.1.Le plancher à corps creux	72
III.6.2.2.Les méthodes de calcul	72
III.6.3.1.Méthode Caquot	72
III.6.3.2. Méthode forfaitaire	73
III.6.3.3.Schéma de ferrailage (terrasse)	91
III.6.3.4.Schéma de ferrailage (étage)	95
III.6.4.La dalle mince	96
III.6.5.Schéma de ferrailage	97
III.7. Conclusion	97

Chapitre IV : Etude Sismique

IV.1. Introduction.....	100
IV.2. Objectifs l'étude dynamique	100
IV.3. Méthodes de la structure étudiée.....	100
IV.3.1. Modélisation	101
IV.4. Combinaison d'action.....	101
IV.5.Méthodes de calculs	102
IV.5.1.Méthode statique équivalente	102
IV.5.1.1.Principe de la méthode	102
IV.5.1.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente	102
IV.5.1.3.Calcul de l'action sismique	103

IV.5.1.3.1.Calcul de l'action sismique système portique	103
IV.5.1.4.Modélisation des masses	106
IV.5.1.5.La résultante de force sismique	106
IV.5.2.Méthodes dynamiques	106
IV.5.2.1.Méthode dynamique spectrale modale	106
IV.5.2.2.Modélisation de la structure	108
IV.5.2.2.1.Analyse statique et dynamique	108
IV.5.2.2.2. Poids total de la structure "W"	109
IV.5.2.2.3.1.Centre de masse	110
IV.5.2.2.3.2.Centre de torsion	111
IV.5.2.2.3.4.L'excentricité accidentelle	111
IV.6.Résultats de calcul	112
IV.6.1.Périodes et facteurs de participation modale	112
IV.6.1.1.Périodes et facteurs de participation modale Système portique.....	112
IV.6.2.Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement.....	112
IV.6.2.1.Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement	112
IV.7.Distribution verticale de la force sismique	114
IV.7.1.Distribution verticale de la force sismique système portique.....	115
IV.8.Vérification des méthodes	115
IV.8.1.Vérification de la période	115
IV.8.1.1.Vérification de la période système portique	115
IV.8.2.Vérification de l'effort tranchant à la base	115
IV.8.2.1.Vérification de l'effort tranchant à la base	115
IV.9.Calcul des déplacements	116
IV.9.1.Calcul des déplacements système portique	116
IV.10.Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P- Δ	117
IV.10.1.Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P- Δ	118
IV.11.Vérification au renversement	118
IV.11.1.Vérification au renversement système portique	118

IV.12.Conclusion.....	119
-----------------------	-----

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1 Introduction	122
V.2. Etude des poteaux.....	122
V.2.1.Recommandation du RPA99/2003	122
V.2.2.Sollicitations de calculs	123
V.2.3.Exemple de calcul	124
V.2.4.Schéma de ferrailage structure (Terrasse& Etage).....	128
V .3. Etude des poutres.....	129
V.3.1.Introduction	129
V.3.2.Aspect réglementaire	129
V.3.3.Les sollicitations	131
V.3.4.Exemple de calcul	132
V.3.4.1.Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux	136
V.3.5.Schéma de ferrailage.....	136

CHAPITRE VI: ETUDE DES FONDATION

VI.1.Introduction.....	139
VI.2 Le choix de type de Fondation.....	139
VI.3. Combinaisons d’actions à considérer	140
VI.4. Calcul des semelles.....	140
VI.4.1. Calcul de la semelle isolée	140
VI.4.1.1. Semelle sous poteau intermédiaire	140
VI.4.1.2. Vérification du non poinçonnement de la semelle	144
VI.4.1.3. Schéma de ferrailage	144
VI.5. Les longrines.....	144
VI.5.1. Introduction	144
VI.5.2. Pré dimensionnement	145
VI.5.3. Sollicitations	145

VI.5.4. Ferrailage de longrines	145
VI.5.5. Schéma de ferrailage	146
VI.6. Calcul de la semelle filante sous voile	146
VI.6.1. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm (X-X)	146
VI.6.2. Schéma de ferrailage	149
VI.7 Conclusion.....	149

Références

Annexes

LISTE DES FIGURES

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

Figure I.1 : Diagramme de contrainte déformation du béton.....	05
Figure I.2 : Diagramme déformation-contrainte de l'acier	06
Figure I.3: Diagramme des déformations limitent de la section.....	08

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

Figure II.1 : Dimensions à respecter par les poutres variante 1.....	13
Figure II.2 : Hauteur libre d'étage.....	14
Figure II.3: Plancher à corps creux variante 1.....	15
Figure II.4 : Caractéristiques géométriques de la nervure variante 1.....	15
Figure II.5 : Schéma de poutrelle variante 1.....	16
Figure II.6: Pré dimensionnement des voiles selon L'RPA 99 v 2003 variante 1.....	17
Figure II.7 : Schéma d'un panneau	18
Figure II.8: Schéma de l'escalier.....	21
Figure II.9 Schéma d'acrotère	22
Figure II.10 Composants d'un plancher terrasse en corps creux.....	23
Figure II.11 : Composants d'un plancher étage courant en corps creux variante 1.....	24
Figure II.12 : Composants d'un balcon.	25
Figure II.13 : Composants d'un palier.	27
Figure II.14 : Composants d'un paillasse.....	27
Figure II.15 : Schéma explicatif de loi de dégression.	29
Figure II.16 : position des poteaux.	30
Figure II.17 : Surface du plancher sur le poteau(pot :1.D)	30
Figure II.18 : surface pour poteau n2.	34
Figure II.19 : surface pour poteau n3	38

Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaire

Figure III.1 : Principe et dimensions de l'acrotère.....	49
Figure III. 2 : Schéma statique de M & T	50
Figure III.3: Section de calcul de l'acrotère.....	50
Figure III.4: Ferrailage d'acrotère	54
Figure III.5 : schéma statique	54
Figure III.6 : Ferrailage du balcon	58
Figure III.7 : Position des armatures structurelles du palier.....	59
Figure III.8: Schéma statique et chargement des escaliers.....	59
Figure III.9 : Schéma des moments d'escalier	60
Figure III.10. Schéma de ferrailage des escaliers	65
Figure III.11. La poutre palière	65
Figure III.12: ferrailage de la poutre palière.....	71
Figuer.III.13 : Valeur forfaitaire de l'effort tranchant dans des poutres Continues à deux travées et plus de deux travées.	75
Figure III .14 : Les différents types des nervures.	76
Figure III.15 : Diagramme des moments fléchissant en kg	76
Figure III.16 : Diagramme des efforts tranchants.....	77
Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.....	78
Figure III.18 : Diagramme des moments fléchissant.	79
Figure III.19 : Diagramme des moments en kn	80
Figure III.20 : Diagramme de l'effort tranchant.....	80
Figure III.21: Diagramme de l'effort tranchant Diagramme des moments	81
Figure III.22 : Diagramme des moments fléchissant en kn.....	82
Figure III.23: Diagramme des efforts tranchants.....	82
Figure III.24 : Diagramme des efforts tranchants	83
Figure III.25: Diagramme des moments fléchissant	83
Figure III.26 Diagramme des moments a l'ELU.....	84

Figure III.27 Calcul l'effort tranchant a l'ELU.....	84
Figure III.28 Diagramme des moments a l'ELS.....	85
Figure III.29 Diagramme de leffort tranchant a l'ELS.....	85
Figure III.30 : Géométrie de la nervure	86
Figure. III. 31 : ferrailage de nervure.....	91
Figure. III. 32 : Ferrailage de nervure.....	96
Figure III.33 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	97

Chapitre IV : Etude Sismique

Figure IV.1 : caractéristique de séisme.	100
Figure IV.2 : Modélisation en 3D de la structure système portique.....	101
Figure IV.3 : MODE 1.	113
Figure IV.4 : MODE 2.	113
Figure IV.5 : MODE 3.	114

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Figure V.1 : Ferrailage de poutre principale..	128
Figure V.2 : Ferrailage de poutre secondaire.....	129
Figure V.3 : Ferrailage de poutre principale.....	137

Chapitre VI: Etude de l'Infrastructure

Figure VI.1 : Semelle isolé.....	140
Figure VI.2 : Semelle isolé	142
Figure VI.3 : Schéma équivalent d'une semelle isolée.....	142
Figure VI.4 : Ferrailage de la semelle intermédiaire.....	144
Figure .VI.5 : schéma de ferrailage des longrines	146
Figure VI.6 : Ferrailage de semelle filante.....	149

LISTE DES TABLEAUX :

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

Tableau II.1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse =20cm	23
Tableau II.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant variante 2	24
Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse variante 2	25
Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes du plancher étage variante 2	25
Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes du balcon.....	26
Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes mur extérieure	26
Tableau II.7 : Evaluation des charges permanentes palier	27
Tableau II.8 : Evaluation des charges permanentes paillasse	28
Tableau II.9 : Evaluation des charges pour le poteau n1.....	31
Tableau II.10 : Evaluation des charges pour le poteau n2	35
Tableau II.11 : Evaluation des charges pour le poteau n3.....	39
Tableau II.12 : Loi de dégression	42
Tableau II.13 : Récapitulatif pour la vérification du poteau	45
Tableau II.14 : Récapitulatif du dimensionnement des sections	45
Tableau II.15 : Récapitulatif du chargement	46

Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaire

Tableau III.1 : Récapitulatif des combinaisons de charge	50
Tableau III.2 : Récapitulatif de ferrailage d'acrotère.	53
Tableau III.3 : Récapitulatif de ferrailage d'acrotère.....	53
Tableau III.4 : Chargement et sollicitations sur le balcon.	55
Tableau III.5 : Récapitulatif de ferrailage du balcon.....	58
Tableau III.6 : Chargements sur l'escalier	59
Tableau III.7 : Moments des escaliers aux états limites	60

Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des ferrailages	64
Tableau III.9 : Résultats du calcul du ferrailage de la poutre palière.....	67
Tableau III.10 : Chargement sur les planchers.....	75
Tableau III.11 : Chargement sur les planchers.....	77
Tableau III.12 : calcul des moments a L'ELU	77
Tableau III.13 : Sollicitations du plancher terrasse à l'ELS	78
Tableau III.14 : Calcul des momments à l'ELU	79
Tableau III.15 : Calcul des momments à l'ELU	80
Tableau III-16: Calcul des momments à l'ELS	81
Tableau III-17: Sollicitations du plancher étage à l'ELU	81
Tableau III.18 Calcul des momments du plancher étage à l'ELU	82
Tableau III.19 Calcul des momments du plancher terrasse à l'ELS	83
Tableau III.20 Calcul par la méthode forfaitaire	84
Tableau III.21 : Calcul les momment a l'ELU	84
Tableau III.22 : Calcul les momment a l'ELS	85
Tableau III.23: Récapitulatif de ferrailage	88
Tableau III.24 Récapitulatif de ferrailage	92
Tableau III.25 : Récapitulatif de ferrailage	97

Chapitre IV : Etude Sismique

Tableau IV.1: Valeurs des facteurs de qualités de la variante 1.....	103
Tableau IV.2 : Caractéristique dynamique de la structure	106
Tableau IV.3: Poids de chaque étage.....	110
Tableau IV.4: Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau variante 1.....	111
Tableau IV.5: Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau	112
Tableau IV.6: Périodes et facteurs de participation modale système portique	112

Tableau IV.7 : Les valeurs des efforts	115
Tableau IV. 1: L'effort tranchant à la base	116
Tableau IV. 9: Vérification des déplacements dans le sens x-x.....	117
Tableau IV. 2: Vérification des déplacements dans le sens y-y.....	117
Tableau IV. 3: Vérification des effets (P- Δ) sans x-x système portique.....	118

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Tableau V.1 : Sollicitations des poutres	123
Tableau V.2 : Récapitulatif de vérification.....	126
Tableau V.3: Les barres choisies pour les poutres	127
Tableau V.4: Récapitulatif de vérification à ELS.....	128
Tableau V.5: Sollicitations des poteaux	131
Tableau V.6: Calcul et choix des sections d'armatures	136
Tableau V.7 : Vérification des contraintes	137

Chapitre VI: Etude de l'Infrastructure

Tableau VI.1 : Tableau des résultats de semelle filante sens X-X.....	149
--	-----

Introduction générale

Le rôle et l'intervention et des professionnels dans le domaine des ouvrages de génie civil sont fondamentaux. Ils se donnent beaucoup de mal pour concevoir et calculer les éléments structurels de manière à ce qu'ils résistent à toutes les contraintes et offrent une durabilité et une sécurité rassurantes qui garantissent que le bâtiment peut fonctionner tout au long de sa vie malgré diverses charges et accidents.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons procédé aux calculs d'un bâtiment comportant un (RDC + 6 étages) à usage d'habitation dont le système de contreventement mixte et assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'intégration portiques-voiles.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (BAEL91) et les règles Parasismiques algériennes (RPA99 vs2003) sont utilisées dans ce projet. Certains calculs sont effectués avec le logiciel robot structural analysis professionnel et les autres calculs ont été faits manuellement, tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel AUTOCAD.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail le suivant :

- ✓ le premier chapitre, pour Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement et descente de charge.
- ✓ Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième chapitre, pour l'étude sismique .
- ✓ Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments résistants.
- ✓ Le sixième chapitre pour l'étude de l'infrastructure.

On termine avec une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation De L'ouvrage

Et

Caractéristiques Des Matériaux

Partie 01

I.1.Présentation de l'ouvrage:

I.1.1.Introduction :

Dans le cas de ce projet de fin étude, nous avons à étudier d'un bâtiment (R+6). À usage habitation et composé d'un rez-de-chaussée et six étages. L'ouvrage sera implanté à KHENCHELA, ville située en zone I, de faible sismicité selon le règlement parasismique algérien (RPA99/Version2003).

I.1.2.Principe :

Le présent projet consiste en l'étude d'un bâtiment(**R+6**). À usage d'habitation :

- ✓ **Le RDC et 6 étage** : sont destinés à l'habitation (deux appartements de type F3-F2 dans chaque étage)

I.1.3.Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- Longueur totale du bâtiment en plan = 17.80 m
- Largeur totale du bâtiment en plan = 10.40 m
- Hauteur RDC = 3 .06 m
- Hauteur des étages courants = 3,06 m
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère = 21.42 m
- Hauteur de l'acrotère = 0 .60 m

I.1.4.Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de faible sismicité (zone I).

** Le site est considéré comme ferme (S2).

**Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2,50$ bar.

✚ Partie 02

I.2. Eléments constituant la construction :

✚ Les planchers :

Le plancher du bâtiment, est constitué d'une dalle de compression et des corps creux, le plancher terrasse comporte en plus une étanchéité multicouche et une couche de béton de forme en pente 2% pour l'assainissement des eaux pluviales.

✚ La terrasse :

Le type de la terrasse est : terrasse inaccessible.

✚ L'acrotère :

C'est un élément en béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

✚ Les escaliers :

Ce sont des éléments, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

✚ La maçonnerie :

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois d'épaisseur 10 et 15 cm, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 cm.

✚ Enduits et revêtements :

- Céramique pour SDB, cuisines.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier pour les murs.

I.3. Règles de calcul :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99 Version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- BAEL 91 (Béton armé aux états limites).
- CBA 93 (Règles de conception et de calcul de structure en béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- RNV 2013 (Règlement Neige et Vent).

I.4. Les Caractéristiques des matériaux :

✚ Béton :

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300 - 400Kg/m³ de béton mis en œuvre. Au-dessous de 350Kg/m³, les règles BAEL91 ne sont plus applicables.

➤ Masse volumique du béton

La masse volumique du béton : 2500kg/m³

➤ caractéristiques Physique de Béton

À l'état durci, le **béton** est un matériau poreux complexe. Ses propriétés d'usage (performances mécaniques ou thermiques, durabilité...) sont liées à sa structure poreuse qui elle-même dépend de l'arrangement des grains à l'état frais.

➤ Les composants du béton :

La composition courante d'un mètre cube de béton est la suivante :

- ✓ 350 kg/m³ de ciment de CPJ.
- ✓ 400 kg/m³ de sable $D_s \leq 5$ mm.
- ✓ 800 kg/m³ de gravillon $5 \text{ mm} < D_g \leq 15$ mm.
- ✓ 175 kg/m³ d'eau de gâchage.

➤ Résistance du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} .

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir f_{c28} par :

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa : **BAEL91 (A.2.1.11)**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa : **BAEL91 (A.2.1.11)**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendre : $f_{c28} = 25MPa$.

➤ **les essais de traction**

- Traction directe.
- Traction par flexion
- Traction par fendage (essai Brésilien).

➤ **Résistance à la traction f_{tj} : BAEL91 (A.1.2.12)**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ Avec } f_{cj} \leq 60 MPa.$$

Donc : $f_{t28} = 2.1 MPa$.

➤ **Modules de déformation longitudinale du béton : BAEL91 (A.2.1.2)**

E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée de béton.

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 31820,93 MPa$$

E_{vj} : Le module de déformation longitudinale différée de béton.

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.80 MPa$$

➤ **Coefficient de Poisson : BAEL91 (A.2.1.3)**

On appelle coefficient de poisson le rapport : $\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta L / L}$

À l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (pour le béton non fissuré)

À l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton fissuré).

➤ **Contraintes limites :**

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

✓ **Etat limite ultime ELU :**

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

Il y'a 03 états limites :

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de résistance des matériaux.

- ✓ Etat limite de stabilité de forme : flambement.

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15: \text{cas des combinaisons accidentelles} \\ 1.5: \text{les autres cas} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.17 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.48 \text{ MPa: action accidentelles} \end{cases}$$

0,85 = coefficient réducteur

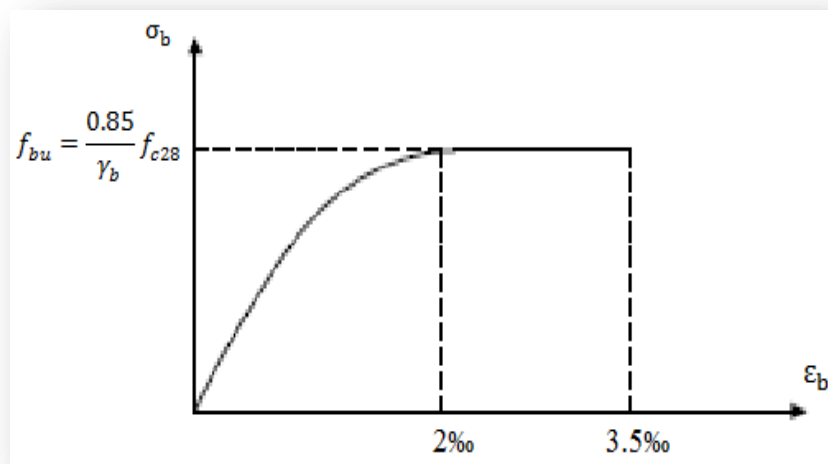


Figure I.1 : Diagramme de contrainte déformation du béton.

Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- ✓ Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min(0.13 f_{cj}, 4 \text{ MPa})$
- ✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u = \min(0.1 f_{cj}, 3 \text{ MPa})$
- ✓ Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors :
 $\tau_u \leq \min(0.18 f_{cj}, 5.5 \text{ MPa})$
- ✓ Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- ✓ Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec:

V_u = effort tranchant ultime de calcul.

b_0 = largeur de la pièce.

d = hauteur utile de la pièce.

✓ Etat limite de service ELS :

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

Donc : $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$.

✚ L'acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

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

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

➤ Contrainte limite de l'acier :

- ✓ **Contrainte à ELU :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

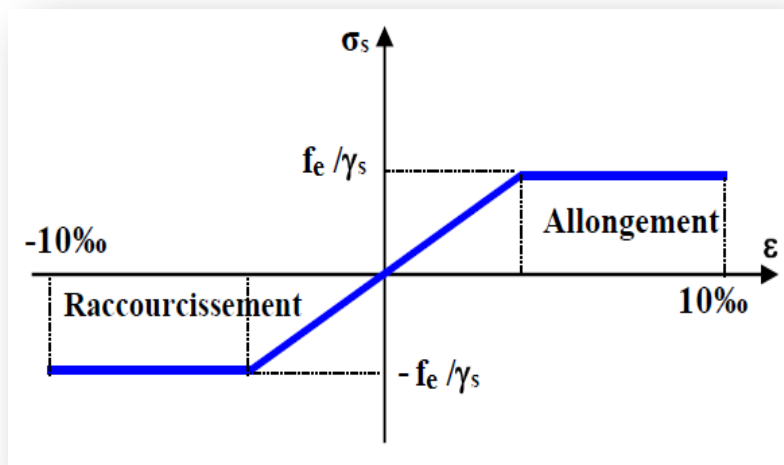


Figure I.2 : Diagramme déformation-contrainte de l'acier.

Avec :

f_e : limite élastique de l'acier.

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier :

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E}$$

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1 \Rightarrow \bar{\sigma} = 400 \text{ MPa}$ Combinaisons accidentelles.

$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$ Combinaisons courantes.

✓ **Contrainte à ELS :**

✓ Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

Fissuration peu nuisible :(cas des éléments situés dans des clos ou des locaux ouverts). Dans ce cas il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) [\text{MPa}]$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) [\text{MPa}]$

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses (RL).

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

I.5. Hypothèse de calcul :

Etat limite ultime (ELU) :

- Les sections planes restent planes après déformation (hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire de béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers les limite à 10‰.
- Le diagramme des déformations limites d'une section fait l'objet de la règle dite des trois pivots (A, B, C).

✓ Diagramme des déformations limites d'une section : (Règles des trois pivots)

Le dimensionnement à l'état-limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C.

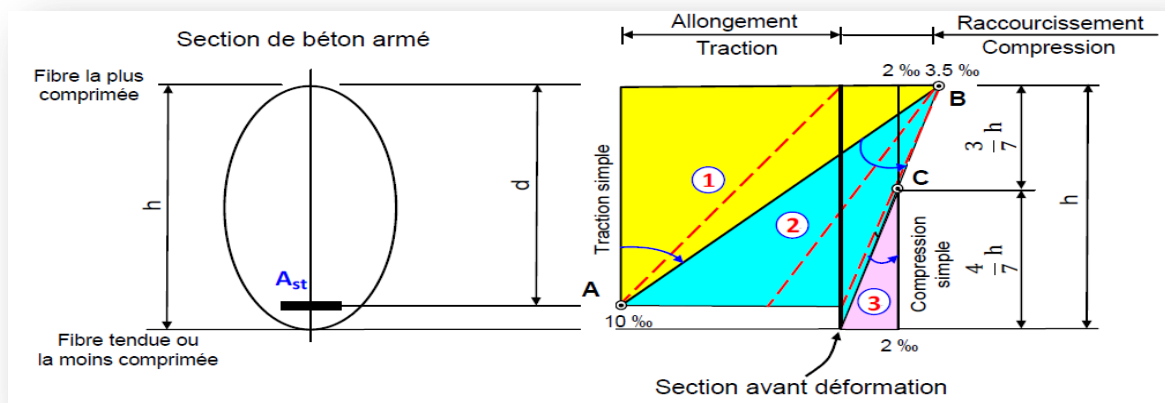


Figure I.3: Diagramme des déformations limitent de la section.

L'analyse de ce diagramme est comme suit :

Pivot A (Domaine 1):

- Allongement de l'acier le plus tendu : $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰}$.
- Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

Pivot B (Domaine 2):

- Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$.
- Pièces soumises à la flexion simple ou composée (béton partiellement comprime).

Pivot C (Domaine 3):

- Raccourcissement du béton comprime $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ pour $y_u = 3h/7$.
- Pièces soumises à la compression simple (Si la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformation) ou à la flexion composée.

➤ Etat limite de service (ELS) :

- Convention des sections planes.
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable on très préjudiciable.

I.6. Les actions et sollicitations :

✚ Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.
- ✓ **Les actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

- ✓ **Les actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

- ✓ **Les actions accidentelles (E) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs).

✚ Les Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant), et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées les calculs sont conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

- **Les combinaisons d'action : RPA99V2003 (5.2)**

Les combinaisons d'action à considérer sont :

Situations durables :

$$ELU: 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS: G + Q$$

Situations accidentelles :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

I.7. Conclusion :

Ce chapitre a concerné une vue globale sur notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

CHAPITRE II

Pré Dimensionnement & Descente Des Charges

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but "le pré calcul " des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **BAEL91** et des **RPA99/version 2003**. il a pour but de trouver le meilleur compromis entre cout et sécurité.

II.2. Pré dimensionnement

II.2.1. Pré dimensionnement de système portique

II.2.1.1. Les poutres

Les poutres se sont des éléments horizontaux transmettent les charges aux différents éléments verticaux, On a trois types de poutres :

- Les poutres principales ;
- Les poutres secondaires.

II .2.1.1.1. Poutres principale

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon le critère de flèche qui est :

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

$$0.4 h \leq b \leq 0.7h.$$

Avec :

- L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis
- h: hauteur totale de la poutre ;
- b : largeur de la poutre.

➤ La hauteur h

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10 \quad \text{ou}' \quad L_{max} = 4.45 m$$

$$445/15 \leq h \leq 445/10$$

$$29.66 \leq h \leq 44.5$$

On adopte **h=40 cm**.

➤ La largeur b

$$0.4 h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$16 \leq b \leq 28$$

On adopte **b = 30cm.**

➤ **Vérification [15]**

Selon les recommandations du RPA99 (version 2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots CV \\ h=40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots CV \\ h/b=1.33 \leq 4 \dots\dots CV \end{array} \right.$$

Donc la poutre principale à une section : **(b × h) = (30 × 40) cm²**

II.2.1.1.2. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

➤ **La hauteur h**

$$L_{max}/15 \leq H \leq L_{max}/10 \quad \text{ou}' \quad L_{max} = 3.40m$$

$$3.40/15 \leq h \leq 3.40/10$$

$$22.66 \leq h \leq 34$$

On adopte **h = 35cm.**

➤ **La largeur b**

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

On adopte **b = 30cm.**

➤ **Vérification :**

Selon les recommandations du RPA99 (version 2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots cv \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots cv \\ h/b = 1.16 \leq 4 \dots\dots cv \end{array} \right.$$

$$b_{max} \leq 1,5h + b1$$

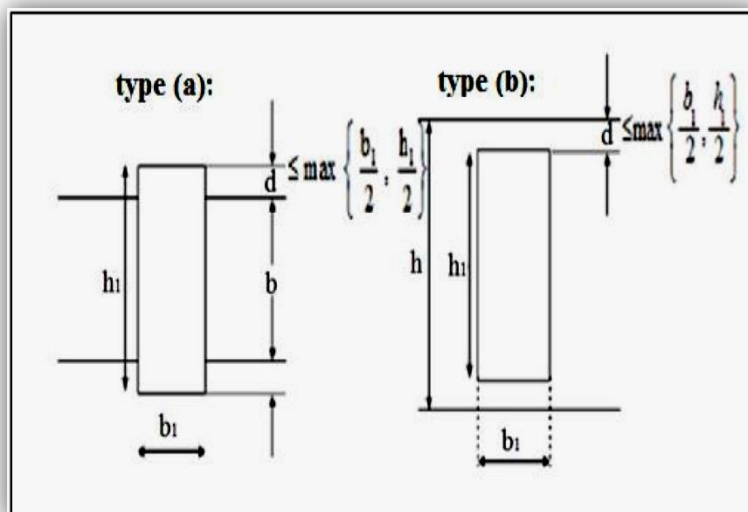


Figure II. 1 : Dimensions à respecter par les poutres variante 1.

- h : peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles ;
- b : est la plus petite dimension et h : est la plus grande dimension transversale de la section droite de la poutre ;
- b1 : est la plus petite dimension et h1 : est la plus grande dimension transversale de la section droite du poteau.

$$b_{max} = 30\text{cm} \leq 1,5h + b1 = 1,5 \times 35 + 40 = 92,5\text{cm} \dots\dots\dots CV$$

$$d \leq \max (b1/2 ; h1/2) \quad \text{avec :} \quad d = h1 - b / 2$$

$$d = 40 - 30/2 = 5\text{cm} \leq \max (15 ; 20) = 20\text{cm} \dots\dots\dots CV$$

Donc la poutre secondaire à une section : **(b × h) = (30 × 35) cm²**.

II.2.1.2. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se feront réduits à une force de compression centrée **N** perpendiculaire à la surface **S** et passant par le centre de gravité, il ressort ainsi que la vérification vis –à-vis du flambement sera la plus déterminante .

Les dimensions de la section transversale des poteaux sont données comme suit :

- ✓ Dans premier temps on prend la section des poteaux comme des raisons d’architecture ;
- ✓ **(35 × 35)** des sections carrées
- ✓ Selon les conductions de la RPA99 (version 2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone I

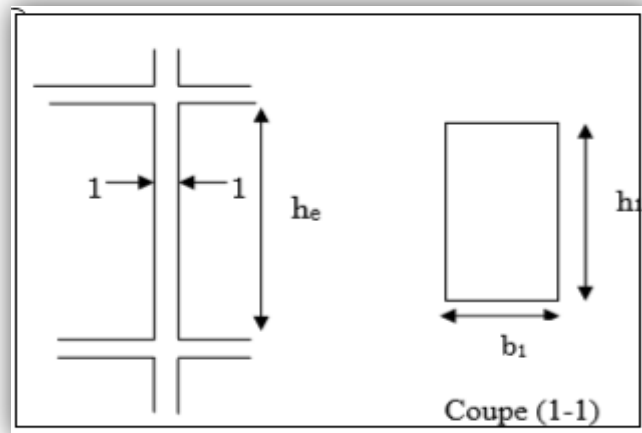


Figure II.2 : Hauteur libre d'étage.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) > 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) > \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq \frac{b}{H_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

Tel que :

h_e : hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 3.00\text{m}$ pour RDC

$h_e = 2.66\text{m}$ pour les étages 1 jusqu'au 5^{ème}.

II.2. 1.3.Planchers à corps creux

II .2.1.3.1.La disposition des poutrelles

Le choix du sens de disposition se fait par aux critères suivant :

- ✓ Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche ;
Solon le sens porteur (pp). On distingue deux types de plancher à corps creux.

II.2.1.3.2.Condition de la flache

Selon BAEL 91 la hauteur (h_t) d'un plancher à corps creux doit vérifier la condition suivant :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 19.77\text{cm} \quad \text{avec: } L = 4.45\text{m}$$

On prend un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20\text{cm}$ (**16cm** : l'épaisseur de corps creux, **4cm** : dalle de compression).

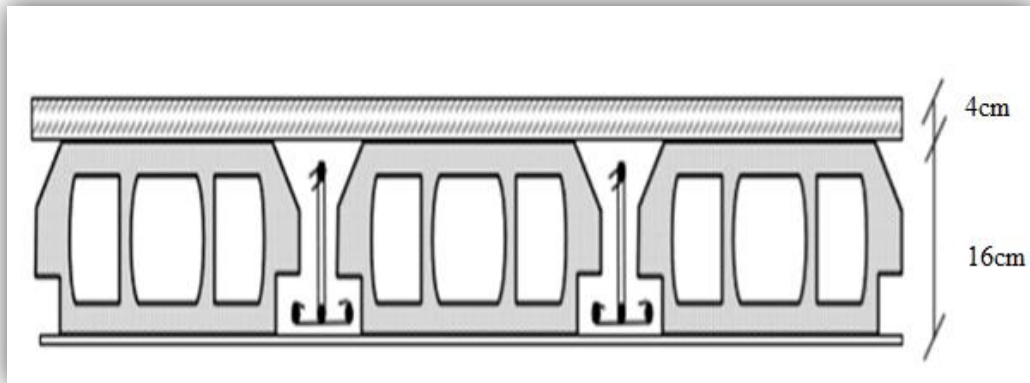


Figure II. 3 : Plancher à corps creux variante 1.

II.2.1.3.3. Dimensionnement des poutrelles

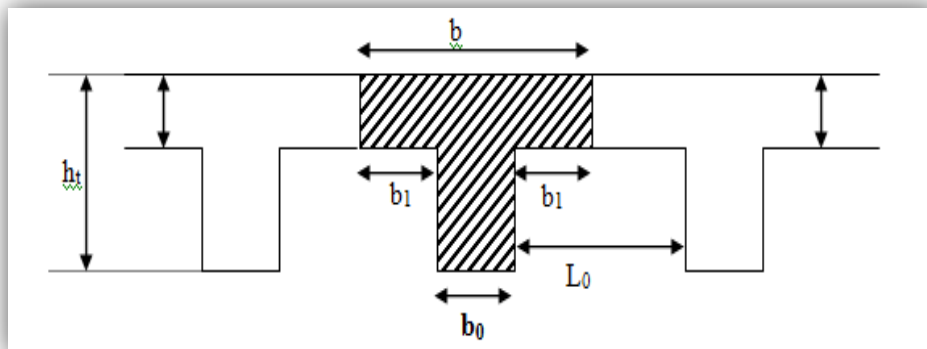


Figure II.4 : Caractéristiques géométriques de la nervure variante 1.

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T).

- Détermination de la largeur de la table

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_0}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

L_0 : la distance entre nus de deux nervures ;

L : la longueur de la nervure.

Donc : **$b_1 = 27.5 \text{ cm}$**

$$0,3 h_t < b_0 < 0,8 h_t$$

Donc :

$$7.2\text{cm} \leq b_0 \leq 19.2\text{m} \text{ Pour des raisons constructives on prend : } b_0 = 10 \text{ cm.}$$

Le corps creux commercialisé à une hauteur de **20cm** et une longueur de **55 cm**.

$$\text{On prend : } b = 2b_1 + b_0 = 2(27.5) + 10 = 65\text{cm}[19]$$

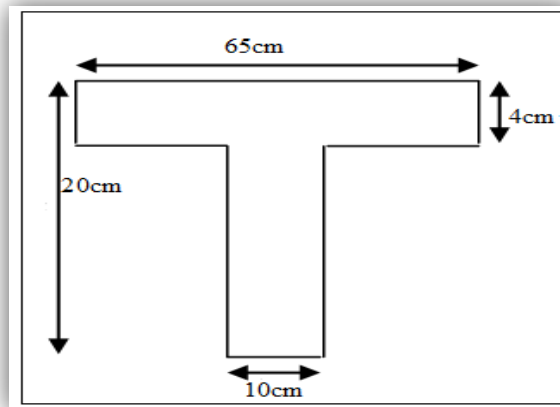


Figure II. 5 : Schéma de poutrelle variante 1.

II.2.1.4. Les voiles

II.2.1.4.1. Définition

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé. Ils sont pleins ou comportant des ouvertures. Ils assurent les fonctions suivantes :

- ❖ Reprendre les charges verticales et horizontales ;
- ❖ Participer au contreventement des structures ;
- ❖ Assure une isolation thermique et phonique ;
- ❖ Assurer une protection incendie.

II.2.1.4.2. Pré-dimensionnement

Les voiles sont des éléments de contreventement. Pour une structure contreventée par voiles, toutes les charges et surcharges sont reprises par ces derniers.

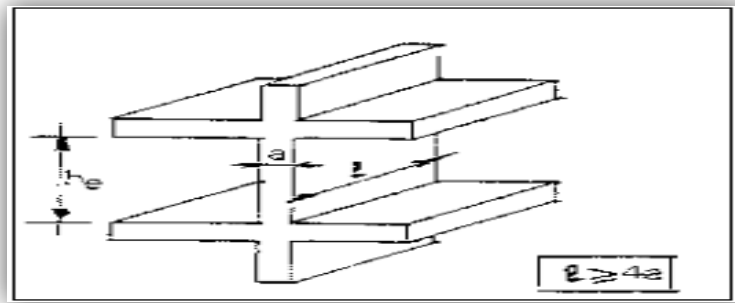


Figure II. 6 : Pré dimensionnement des voiles selon L’RPA 99 v 2003 variante 1.

➤ **Epaisseur**

pour le voile simple

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq h_e / 20 \\ e \geq 15\text{cm} \end{array} \right.$$

h_e : hauteur libre d’étage.

e : épaisseur du voile.

A partir de la hauteur d’étage $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$e \geq h_e / 20 \Rightarrow a \geq \frac{271}{20} = 13.55\text{cm}$$

On prends $e \geq 15\text{cm}$

Donc : $e = 15\text{cm}$

➤ **Longueur minimale**

Pour qu’un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4 e \quad \text{avec} \quad L_{\min} \geq 80 \text{ Cm}$$

$$e = 15\text{cm} \geq L_{\min} \geq 4 \times 15 = 60\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$L_{\min} = 60\text{cm}$; donc :

$$e = 15\text{cm} \Rightarrow L_{\min} = 60\text{cm}$$

II.2.1.5. Les longrines

On prend la section des longrines **(30*30) cm²**

II.2.2. Pré dimensionnement de système voile (Variante 02)

II.2.2.1. Pré dimensionnement des plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place d'épaisseur de 10 à 20cm ou plus qui reposent sur des appuis : murs ou poutres

Les dalles pleines sur appuis continus (ce qui est notre cas) peuvent porter dans deux directions ou bien dans une seule direction soit un panneau de dalle chargé de portées L_x et L_y mesurées entre nus d'appuis

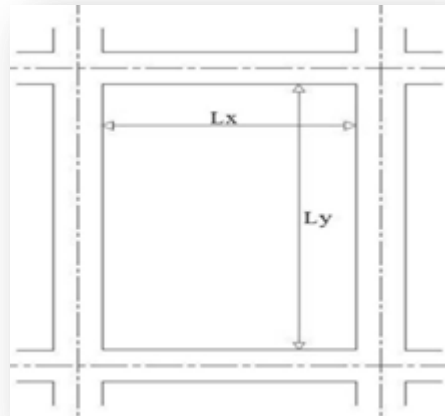


Figure : II.7. Schéma d'un panneau

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

- Si : $\alpha \leq 0.40$ La dalle portant dans deux directions
- Si : $0.4 \leq \alpha \leq 1$ La dalle portant dans une seule direction

➤ **Justification et vérification**

- **Epaisseur « h_d » des dalles**

Les dispositions indiquées ci-après concernent les dalles rectangulaires telles que :

- Cas d'une dalle portant dans une seule direction : $h_d = \left(\frac{L_x}{35} \div \frac{L_x}{30} \right)$
- Cas d'une dalle portant dans deux directions : $h_d = \left(\frac{L_x}{35} \div \frac{L_x}{30} \right)$

Avec en générale :

L_x : la petite dimension du panneau de dalle ;

L_y : la grande dimension du panneau de dalle.

La valeur « h_d » doit également permettre de satisfaire aux conditions relatives à :

- 1) La résistances à l'incendie
- 2) L'isolation phonique
- 3) La sollicitation d'effort tranchant

Pour notre projet, nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 3.4 \text{ m} \\ L_y = 4.45 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha = \frac{3.4}{4.45} = 0.76$$

Donc la dalle porte suivant deux directions

$$h_d = \left(\frac{L_x}{35} \div \frac{L_y}{30} \right) = (9.71, 11.33) \Rightarrow h_d = 15 \text{ cm}$$

➤ **Condition de résistance au feu**

- ✓ Pour une heure de coupe $h_d = 7 \text{ cm}$
- ✓ Pour deux heures de coupe $h_d = 11 \text{ cm}$
- Condition de résistance au feu
 - Contre les bruits ariens : $2500 \times h_d \geq 350 \text{ da N/m}^2$ $\Rightarrow 14 \text{ cm}$
 - Contre les bruits d'impact : $2500 \times h_d \geq 400 \text{ da N/m}^2$ $\Rightarrow 15 \text{ cm}$

Donc

L'épaisseur de la dalle pleine sera égale : **$h_d = 15 \text{ cm}$**

II.2.2.2. Pré dimensionnement des voiles

II.2.2.2.1. Voiles porteurs

D'après le RPA99/2003, c'est un élément porteur rigide en béton –armé destiné à transmettre les charges latérales aux fondations.

Dans notre cas, le voile est l'unique élément de transmissions des charges vers les fondations.

Selon l'article 7.7.1 du RPA 99/2003 l'épaisseur minimale d'un voile doit être de 15cm, d'un autre coté elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de conditions de rigidité aux extrémités.

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4e \\ e \geq \frac{L}{4} \end{array} \right.$$

Avec

L : largeur du voile correspondant à la portée minimale

e: épaisseur du voile

h_e = hauteur libre d'étage

$$e \geq \frac{290}{20} = 14.5 \text{ cm}$$

Donc :

on prend **e= 15 cm**

II.2.2.2.2. Voiles périphérique

C'est un élément d'infrastructure, relie deux niveaux, celui des fondations et celui de la structure.

On adopte : **e= 15 cm**

II.2.3. Les éléments communs entre les deux variantes

II.2.3.1. Les balcon

$$\begin{cases} L_x = 1.23\text{m} \\ L_y = 3.4\text{m} \end{cases}$$

$\rho = 1.23/3.4 = 0.36 < 0.4$: dans ce type de balcon travail suivant un seul sens.

$$e \geq L_x/25 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{e=14cm}$$

II.2.3.2. Les escaliers

II.2.3.2.1. Définition

Les escaliers font partie des équipements les plus sollicités dans une maison. A ce titre, ils doivent non seulement être parfaitement dimensionnés mais aussi offrir une bonne résistance dans le temps. Formes, matériaux, etc.

II.2.3.2.2. Dimensionnement

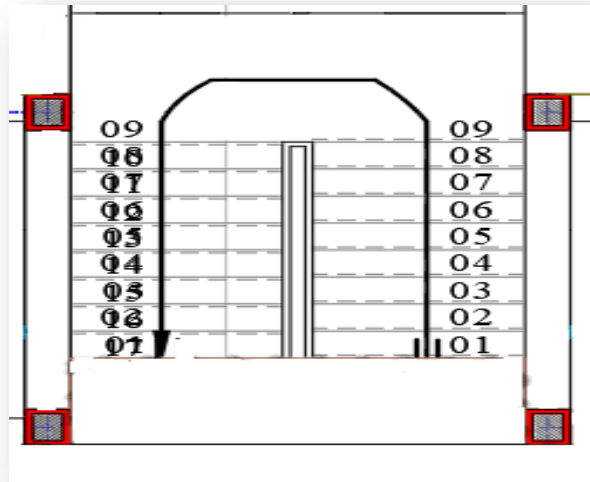


Figure II.8 : Schéma de l'escalier.

Pour les escaliers on considère les paramètres suivants:

- h : hauteur de la contre marche, variant de **0.15 à 0.17m**
- g : largeur de la marche, variant de **0.26 à 0.36m**
- α : Inclinaison de la volée = **arc tg (h/g)**.

Pour le pré dimensionnement en utilisant la formule de Blondel, la hauteur de la marche est limitée par:

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

$$\frac{59-g}{2} < h < \frac{66-g}{2} \implies 14.5 < g < 18 \implies g = 17 \text{ cm}$$

➤ **Nombre des marches**

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 20 \text{ marches}$$

La pente de volée :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{10 \times 17}{9 \times 30} = 0.629 \implies \alpha = 32.196^\circ$$

➤ **La longueur de volée**

$$L_1 = \frac{10 \times 17}{\sin \alpha} = 319.06 \text{ cm}$$

➤ **L'épaisseur de la volée**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \Rightarrow \quad 10.83 < e < 15.95 \quad \Rightarrow \quad e = 15 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur du palier de repos le même que la paillasse : $e = 15 \text{ cm}$.

II.2.3.3.L'acrotère

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

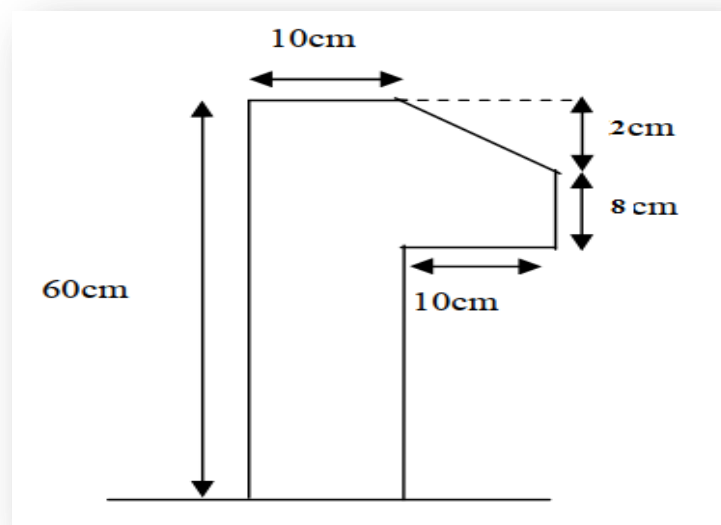


Figure II.9 : Schéma d'acrotère.

II.3.Descente de charge

II.3.1.Évaluation de charge : D'après DTR B. C.2.2

II.3.1.1.Système portique (Variante 01)

II.3.1.1.1.Plancher terrasse (non accessible) [18]

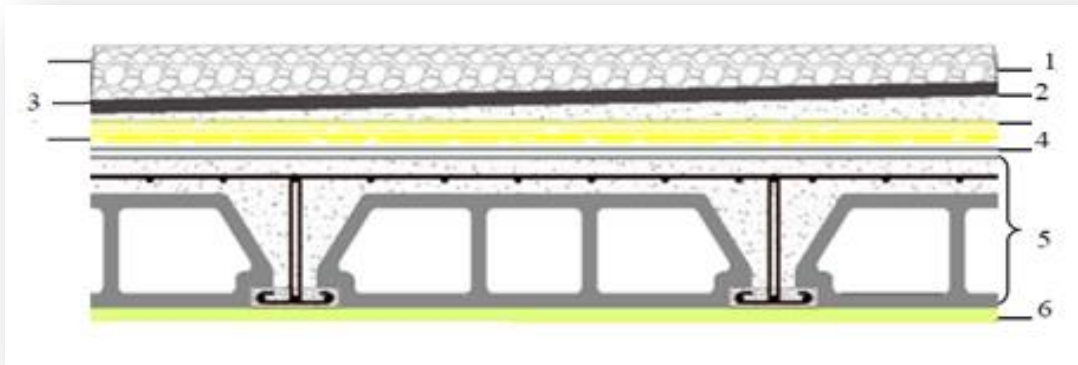


Figure. II.10 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

Tableau II .1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse=20cm..

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1. protection en gravillon	0.05	20	1.00
2. Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3. Forme de pente (1%)	0.10	20	2.00
4. Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5. Plaque corps creux	0.2	-	2.80
6. Enduit de plâtre	0.02	-	0.10
	TOTAL		G=6.18KN/m²
			Q=1KN/m²

II.3.1.1.2. Plancher étage courant [18]

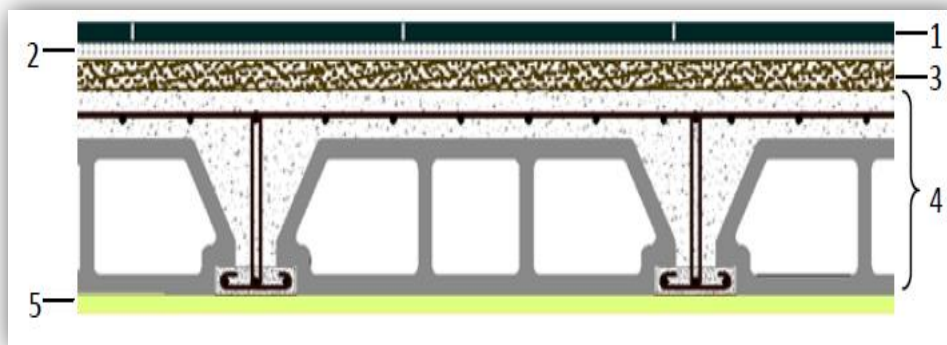


Figure II. 11 : Composants d'un plancher étage courant en corps creux variante 1

Tableau II.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant variante 2.

Les compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1. Carrelage	0.02	22	0.44
2. mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Lit de sable	0.02	18	0.36
4. Dalle en corps creux	0.20	-	2.8
5. enduit de plâtre	0.02	-	0.10
6. Cloisons	-	-	1.00
TOTAL			G=5.1KN/m²
			Q=1.5KN/m²

II.3.1.2.Système voile (Variante 02)

II.3.1.2.1.Plancher terrasse (non accessible)

Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse variante 2.

Compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1. Gravillon	0.04	20	0.80
2. Etanchéité	/	/	0.12

3- forme de pente en béton	0,12	22	2.64
4. Isolation thermique en polystyrène	0.04	0.24	0.01
5. Dalle pleine en B.A	0.15	25	3.75
6. Enduit au plâtre	0.015	10	0.15
	TOTAL		G=7.47KN/m²
			Q=1KN/m²

II.3.1.2.2.Plancher étage

Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes du plancher étage variante 2.

Compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1. revêtement en carrelage	0.04	20	0.80
2. mortier de pose	/	/	0.12
3- lit de sable	0,12	22	2.64
4. Dalle pleine en B.A	0.04	0.24	0.01
5. enduit en plâtre	0.15	25	3.75
6. cloisons légères	0.015	10	0.15
	TOTAL		G=7.47KN/m²
			Q=1KN/m²

II.3.1.3.Eléments communs entre les deux variantes

II.3.1.3.1.Balcon

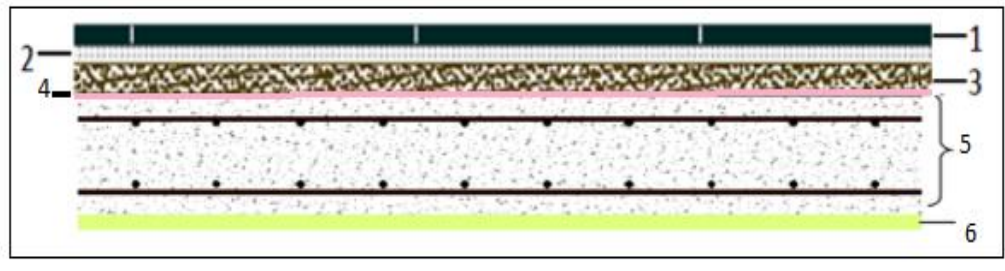


Figure II.12 : Composants d'un balcon.

Tableau. II.5 : Evaluation des charges permanentes de balcon.

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaique (KN/m ²)
1-CARRELAGE	0,02	22	0.44
2- Mortier de pose	0,02	20	0.40
3- Lit sable	0,02	18	0.36
4.Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
5- Dalle pleine	0,14	25	3.50
6-Enduit de plâtre	0,02	-	0.10
TOTAL			G=4.92KN/m2
			Q=3.5KN/m2

II.3.1.3.2.Les murs [23]

Toute la maçonnerie du bâtiment sera exécutée en brique creuse.

- Murs extérieurs : chaque un mur contient trois composantes : [cloisons en brique creuse de 15 cm d'épaisseur ; une l'âme d'air 5cm d'épaisseur ; cloisons en brique creuse de 10 cm d'épaisseur].
- Murs intérieurs : de séparation de 10 cm d'épaisseur.

- **Tableau. II.6** : Evaluation des charges permanente mur extérieure.

Les Compositions	Epaisseur	Poids volumique	Poids surfaiques
------------------	-----------	-----------------	------------------

	(m)	(KN /m ³)	(KN /m ²)
1. Brique creuses	0.15	-	1.30
2. Brique creuses	0.10	-	0.90
3. Enduite externe	0.02	-	0.18
4. Enduite interne	0.02	-	0.10
TOTAL			G=2.48KN/m²

II.3.1.3.3.L’escalier

- Palier

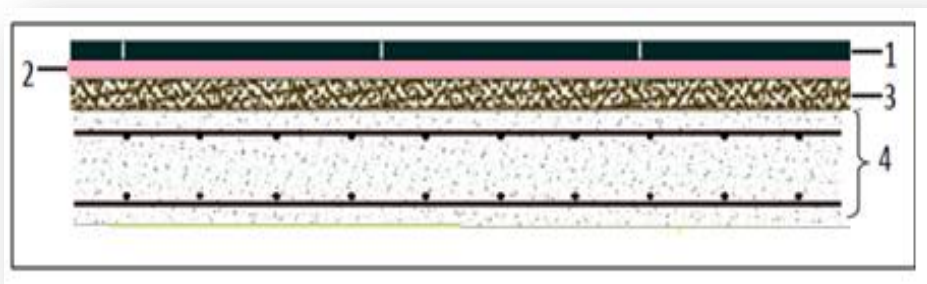


Figure II.13 : Composants d’un palier.

Tableau. II.7: Evaluation des charges permanente palier.

Compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
1. Carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit sable	0,02	18	0.36
4. Dalle en BA	0.14	25	3.5
TOTAL			G=4.7KN/m²
			Q=2.5KN/m²

- Paillasse

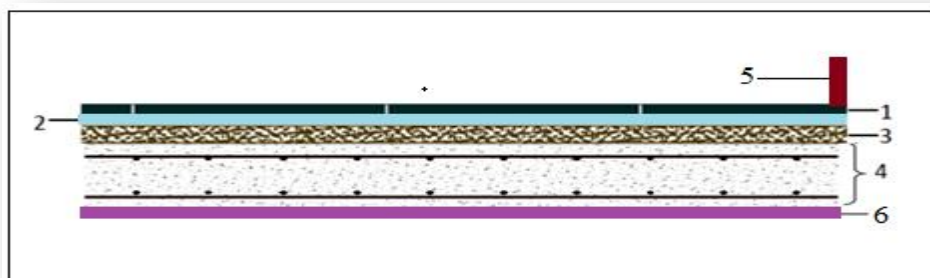


Figure II.14 : Composants d'un paillasse..

Tableau. II.8 : Evaluation des charges permanente paillasse.

Compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1. Carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit sable	0,02	18	0.36
4. Poids propre de paillasse	0.14/ Cos (32.20)	25	4.13
5. Garde-corps métal	-	-	0.10
6. poids de marches	0.17 /2	22	1.87
			G=7.30KN/m²
			Q=2.5KN/m²

II.3.1.3.4.L'acrotère

S : Section transversale de l'acrotère(voir fig II.9 page 22)

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + [(0.02 \times 0.1) / 2]$$

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

G₁ : Poids propre de l'acrotère

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

G₂ : Poids du Revêtement en enduit de ciment :

Pour revêtement de 2 cm on a :

$$X = \sqrt{0,1^2 + 0,02^2} = 0,102 \text{ m}$$

$$G_2 = 0,02 \times 2000(0,6 + 0,1 + 0,102 + 0,08 + 0,5 + 0,1) = 0,583 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{\text{TOT}} = G_1 + G_2 = 2,31 \text{ KN/ml}$$

II.3.2. Descente de charge

Descente de charge le principe de distribuer la charge sur les différents éléments qui composent la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

II 3.2.1. Loi de dégression des surcharges

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge : charge permanent G, charge d'exploitation Q.

- **Loi de dégression des charges [24]**

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

On adoptera pour le calcul

- Sous terrasse Q_0 ;
- Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$;
- Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$;
- Sous le troisième étage $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$;
- Sous le quatrième étage $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$;
- Sous le cinquième étage et les suivants : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$, $n > 5$.

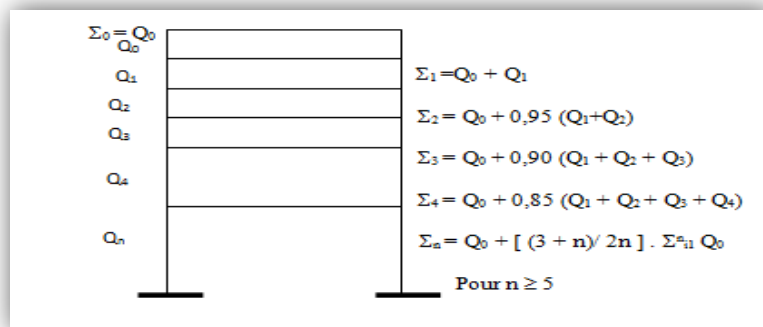


Figure II.15 : Schéma explicatif de loi de dégression.

II.3.2.2. Calcul de $N_{u \max}$

II.3.2.2.1. Détermination du chargement

- Poteau intermédiaire 01

Le poteau le plus sollicité est

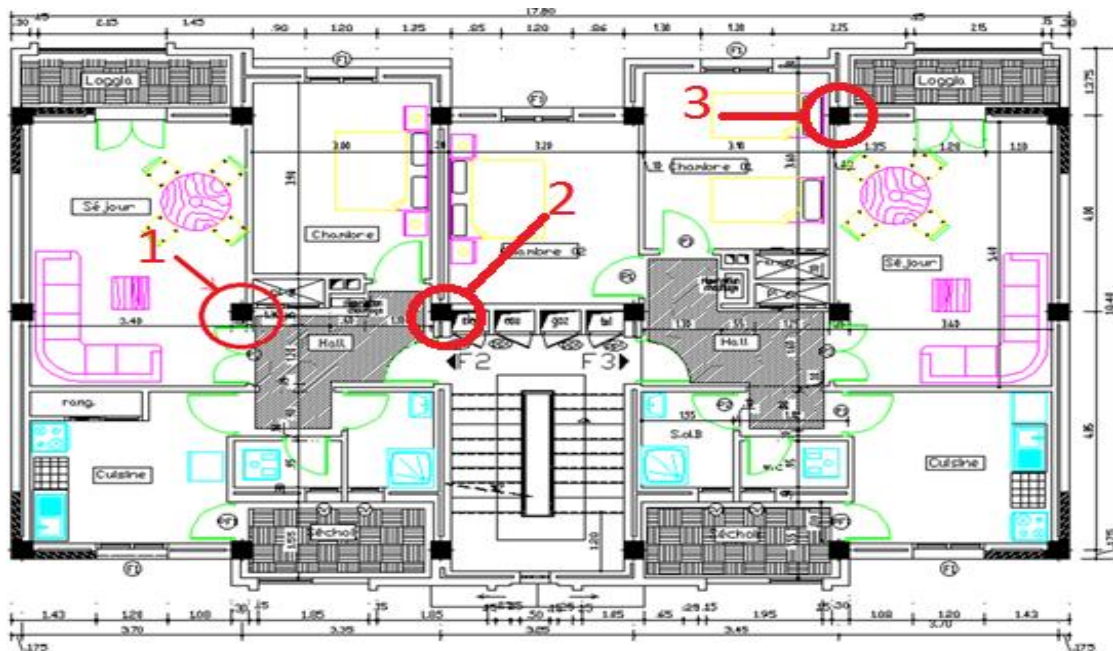


Figure II.16 : position des poteaux.

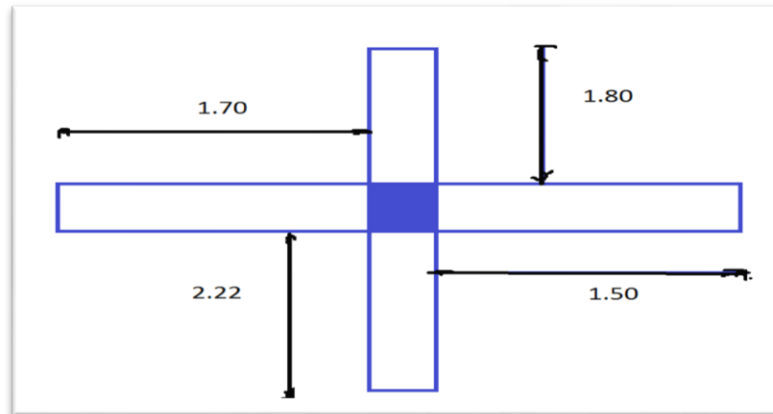


Figure II.17 : Surface du plancher sur le poteau(pot :1.D)

• Calcul de la section

Surface de la dalle : $(1.70 \times 1.80) \times 2 + (2.22 \times 1.50) \times 2 = 12.78 \text{ m}^2$

Poutre principale (pp) : $S=0.40 \times 0.30=0.12\text{m}^2$

Poutre secondaire (p s) : $S= 0.35 \times 0.30=0.105\text{m}^2$

Poteau = $0.35 \times 0.35=0.12\text{m}^2$

Tableau. II.9 : Evaluation des charges pour le poteau n1.

Etage	Niveau et élément	G(KN)
Niveau 7 (Etage 6)	Section 0-0 :	
	P. terrasse :(12.78×6.18)	78.980
	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605
	P. Secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331
	TOTAL	87.916
	Section 1-1 :	
	Venant0-0 :	87.916
Poteau : (0.12×25× 3.06)	9.18	
TOTAL	97.096	

Niveau 6 (Etage 5)	Section 2-2 :	
	Venant1-1 :	97.096
	Plancher étage courant (12.78×5.1)	65.178
	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605
	p. secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331
	TOTAL	171.21
	Section 3-3 :	
	Venant 2-2 :	171.21
	Poteau : (0.12×25×3.06)	9.180
	TOTAL	180.39
Niveau 5 (Etage 4)	Section 4-4 :	
	Venant3-3 :	180.39
	Plancher étage courant (12.78×5.1)	65.178
	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605
	p. secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331
	TOTAL	254.504
	Section 5-5 :	
	Venant 4-4 :	254.504
	Poteau : (0.12×25× 3.06)	9.18
	TOTAL	263.684
Niveau 4 (Etage 3)	Section 6-6 :	
	Venant5-5 :	263.684
	Plancher étage courant (12.78×5.1)	65.178
	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605

	p. secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331
	TOTAL	337.798
	Section 7-7 :	
	Venant 6-6 :	337.798
	Poteau : (0.12×25×3.06)	9.18
	TOTAL	346.978
Niveau 3 (Etage 2)	Section 8-8 :	
	Venant 7-7 :	346.978
	Plancher étage courant (12.78×5.1)	65.178
	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605
	p. secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331
	TOTAL	421.092
	Section 9-9 :	
	Venant 8-8 :	421.092
	Poteau : (0.12×25× 3.06)	9.18
	TOTAL	430.272
Niveau 2 (Etage 1)	Section 10-10 :	
	Venant 9-9 :	430.272
	Plancher étage courant (12.78×5.1)	65.178
	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605
	p. secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331

	TOTAL	504.386
	Section 11-11 :	
	Venant 10-10 :	504.386
	Poteau : (0.12×25× 3.06)	9.18
	TOTAL	513.566
Niveau 1	Section 12-12 :	
(RDC)	Venant 11-11 :	513.566
	Plancher étage courant (12.78×5.1)	65.178
	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605
	p. secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331
	TOTAL	587.680
	Section 11-11 :	
	Venant 12-12 :	587.68
	Poteau : (0.12×25× 3.06)	9.18
	TOTAL	596.860
(fondation)	Section 13-13 :	
	Venant 12-12 :	596.860
	p. amorce poteau : (0.35×0.35×25×2)	12.5
	Poids longrine : (0.30×0.30×25×3.535)	7.954
		617.314

- Poteau intermédiaire 02

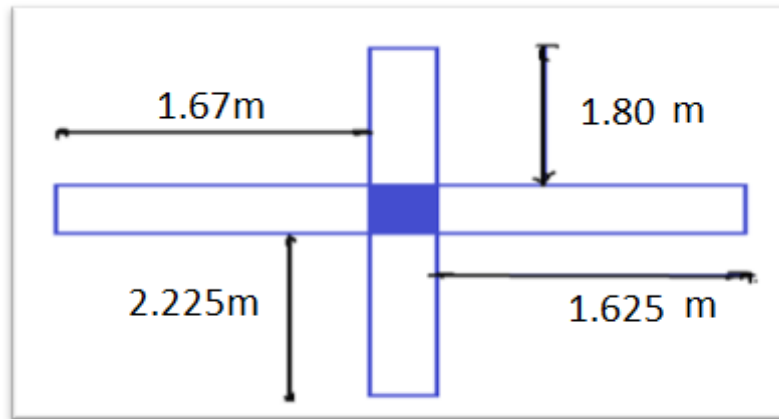


Figure II.18 : surface pour poteau n2.

Surface de la dalle : $(1.625 \times 2.225) + (1.8 \times 1.625) + (1.67 \times 2.225) = 16.75$

Poutre principale (pp) : $S = 0.40 \times 0.30 = 0.12 \text{m}^2$

Poutre secondaire (p s) : $S = 0.35 \times 0.30 = 0.105 \text{m}^2$

Poteau = $0.35 \times 0.35 = 0.12 \text{m}^2$

Tableau. II.10 : Evaluation des charges pour le poteau n2.

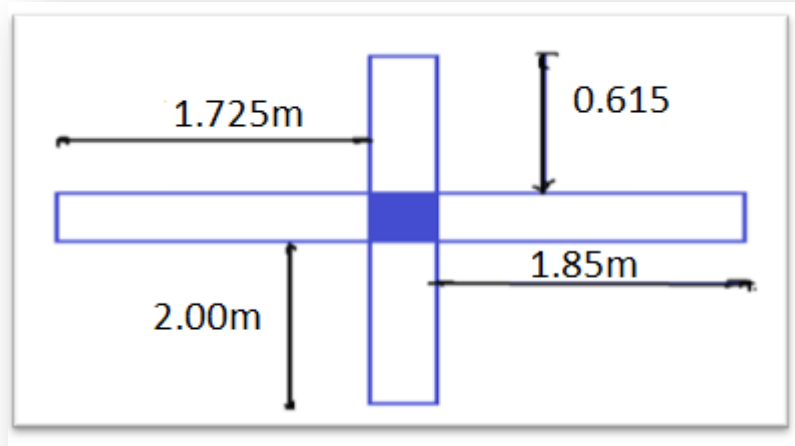
Etage	Niveau et élément	G(KN)
Niveau 7 (Etage 6)	Section 0-0 :	
	P. terrasse : (16.75×6.18)	103.515
	p. principale : $(0.12 \times 25 \times 1.535)$	4.605
	P. Secondaire : $(0.105 \times 25 \times 1.65)$	4.331
	TOTAL	112.451
	Section 1-1 :	
Venant 0-0 :		
Poteau : $(0.12 \times 25 \times 3.06)$	9.18	
TOTAL	121.631	

Niveau 6 (Etage 5)	Section 2-2 :	
	Venant1-1 :	121.631
	Plancher étage courant +Paillasse (16.75×5.1) + (1.148×7.32)	93.820
	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605
	p. secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331
	TOTAL	224.39
	Section 3-3 :	
	Venant 2-2 :	224.390
	Poteau : (0.12×25× 3.06)	9.180
	TOTAL	233.57
Niveau 5 (Etage 4)	Section 4-4 :	
	Venant3-3 :	233.570
	Plancher étage courant +Paillasse (16.75×5.1) + (1.148×7.32)	93.820
	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605
	p. secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331
	TOTAL	336.326
	Section 5-5 :	
	Venant 4-4 :	336.326
	Poteau : (0.12×25× 3.06)	9.180
	TOTAL	345.506
Niveau 4 (Etage 3)	Section 6-6 :	
	Venant5-5 :	345.506
	Plancher étage courant +Paillasse (16.75×5.1) + (1.148×7.32)	93.820
	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605

	p. secondaire : (0.105×25×1.65))	4.331
	TOTAL	448.262
	Section 7-7 :	
	Venant 6-6 :	448.262
	Poteau : (0.12×25×3.06)	9.18
	TOTAL	457.442
Niveau 3 (Etage 2)	Section 8-8 :	
	Venant 7-7 :	457.442
	Plancher étage courant +Paillasse (16.75×5.1) + (1.148×7.32)	93.820
	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605
	p. secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331
	TOTAL	560.198
	Section 9-9 :	
	Venant 8-8 :	560.198
	Poteau : (0.12×25× 3.06)	9.180
	TOTAL	569.378
Niveau 2 (Etage 1)	Section 10-10 :	
	Venant 9-9 :	569.378
	Plancher étage courant +Paillasse (16.75×5.1) + (1.148×7.32)	93.820
	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605
	p. secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331

	TOTAL	672.134
	Section 11-11 :	
	Venant 10-10 :	672.134
	Poteau : $(0.12 \times 25 \times 3.06)$	9.180
	TOTAL	681.314
Niveau 1	Section 12-12 :	
(RDC)	Venant 11-11 :	681.134
	Plancher étage courant +Paillasse $(12.78 \times 5.1) + (1.148 \times 7.32)$	93.820
	p. principale : $(0.12 \times 25 \times 1.535)$	4.605
	p. secondaire : $(0.105 \times 25 \times 1.65)$	4.331
	TOTAL	784.070
	Section 11-11 :	
	Venant 12-12 :	784.07
	Poteau : $(0.12 \times 25 \times 3.06)$	9.180
	TOTAL	793.25
(fondation)	Section 13-13 :	
	Venant 12-12 :	793.25
	p. amorce poteau : $(0.35 \times 0.35 \times 25 \times 2)$	12.5
	Poids longrine : $(0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.535)$	7.954
		813.704

• Poteau intermédiaire 03



- Figure II.19 : surface pour poteau n3.

Surface de la dalle corp.c : $(2.00 \times 1.725) + (1.85 \times 2.00) = 7.15 \text{ m}^2$

Surface de la dalle pleine: $(0.615 \times 1.725) + (1.85 \times 0.615) = 2.20 \text{ m}^2$

Poutre principale (pp) : $S=0.40 \times 0.30=0.12 \text{ m}^2$

Poutre secondaire (p s) : $S= 0.35 \times 0.30=0.105 \text{ m}^2$

Poteau = $0.35 \times 0.35=0.12 \text{ m}^2$

Tableau. II.11 : Evaluation des charges pour le poteau n3.

Etage	Niveau et élément	G(KN)
Niveau 7	Section 0-0 :	
(Etage 6)	P. terrasse +dalle pleine: $(7.15 \times 6.18) + (2.20 \times 4.92)$	55.110
	p. principale : $(0.12 \times 25 \times 1.535)$	4.605
	P. Secondaire : $(0.105 \times 25 \times 1.65)$	4.331
	TOTAL	63.947
	Section 1-1 :	
	Venant 0-0 :	63.947
	Poteau : $(0.12 \times 25 \times 3.06)$	9.18

	TOTAL	73.127	
Niveau 6 (Etage 5)	Section 2-2 :		
	Venant1-1 :	73.127	
	Plancher étage courant +dalle pleine (7.15×5.1) + (2.20×4.92)	47.245	
	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605	
	p. secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331	
	TOTAL	129.308	
Niveau 5 (Etage 4)	Section 3-3 :		
	Venant 2-2 :	129.308	
	Poteau : (0.12×25× 3.06)	9.180	
		TOTAL	138.488
	Niveau 5 (Etage 4)	Section 4-4 :	
Venant3-3 :		138.488	
Plancher étage courant +dalle pleine (7.15×5.1) + (2.20×4.92)		47.245	
p. principale : (0.12×25×1.535)		4.605	
p. secondaire : (0.105×25×1.65)		4.331	
	TOTAL	194.669	
Niveau 4 (Etage 3)	Section 5-5 :		
	Venant 4-4 :	194.669	
	Poteau : (0.12×25× 3.06)	9.180	
		TOTAL	203.849
	Niveau 4 (Etage 3)	Section 6-6 :	
Venant5-5 :		203.849	
Plancher étage courant +dalle pleine (7.15×5.1) + (2.20×4.92)		47.245	

	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605
	p. secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331
	TOTAL	260.03
	Section 7-7 :	
	Venant 6-6 :	260.03
	Poteau : (0.12×25×3.06)	9.18
	TOTAL	269.21
Niveau 3 (Etage 2)	Section 8-8 :	
	Venant 7-7 :	269.21
	Plancher étage courant +dalle pleine (7.15×5.1) + (2.20×4.92)	47.245
	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605
	p. secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331
	TOTAL	325.391
	Section 9-9 :	
	Venant 8-8 :	325.391
	Poteau : (0.12×25× 3.06)	9.180
	TOTAL	334.571
Niveau 2 (Etage 1)	Section 10-10 :	
	Venant 9-9 :	334.571
	Plancher étage courant +dalle pleine (7.15×5.1) + (2.20×4.92)	47.245
	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605
	p. secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331

	TOTAL	390.752
	Section 11-11 :	
	Venant 10-10 :	390.752
	Poteau : (0.12×25× 3.06)	9.180
	TOTAL	399.932
Niveau 1	Section 12-12 :	
(RDC)	Venant 11-11 :	399.932
	Plancher étage courant +dalle pleine (7.15×5.1) + (2.20×4.92)	47.245
	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605
	p. secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331
	TOTAL	456.113
	Section 11-11 :	
	Venant 12-12 :	456.113
	Poteau : (0.12×25× 3.06)	9.180
	TOTAL	465.293
(fondation)	Section 13-13 :	
	Venant 12-12 :	465.293
	p. amorce poteau : (0.35×0.35×25×2)	12.5
	Poids longrine : (0.30×0.30×25×3.535)	7.954
		485.747

Calcul de la Charge d’exploitation

Tableau II.12: Loi de dégression.

Etage	Q (KN)	Dégression	Q exploitable(KN)
-------	--------	------------	-------------------

Etage6	14.4	Q_0	14.40
Etage5	21.6	$Q_0+ Q_1$	36 .00
Etage 4	21.6	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$	55.44
Etage 3	21.6	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+ Q_3)$	72.72
Etage 2	21.6	$Q_0+0.85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+Q_4)$	87.84
Etage1	21.6	$Q_0+0.80 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5)$	100.80
RDC	21.6	$Q_0+0.75 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6)$	111.60
Fondation	21.6	$Q_0+0.70(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6 Q_7)$	127.2
			127.2

Donc le poteau le plus sollicité est le poteau intermédiaire 2

- La charge permanente totale : **G = 813.704 KN**
- La charge d'exploitation totale : **Q= 127.20KN**

$$N_u=1.35G+1.5Q=\mathbf{1289.30KN}$$

II.3.2.3. Vérification de la section des poteaux

Après avoir déterminé la descente de charge du poteau le plus sollicité ; plusieurs vérifications doivent être effectuées.

- **Vérification selon BAEL91 [25]**

La section du béton est calculée en compression, soumise à un effort normal N_u agissant sur le poteau qui doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Considérons une section rectangulaire de dimension $b \times h$ avec $b < h$, et une section circulaire de dimension D :

$$\text{L'élancement } \lambda = \frac{L_f}{i} ; \quad \text{Avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie ;

B : section du béton ;

L_f : longueur du flambement.

- **Poteau (35X35)**

Dans notre cas $L_f = 0.7 L_0$: poteau encastré [2]

$$I = \frac{bh^3}{12} = 35 \times 35^3 / 12 = 1.2 \times 10^5 \text{cm}^4 ; \quad \lambda = \frac{L_f}{i} = 306 / 1.2 = 25.5 ; \quad B = b \times h = 1225 \text{cm}^2$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) = (35-2) \times (35-2) = 1089 \text{cm}^2$$

• **Calcul de la section réduite du béton**

A : la section d'acier minimale comprimée prise en compte dans le calcul ;

B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur tout son périphérique tel que : $B_r = (b-0.02)(h-0.02) \text{ m}^2$;[27]

$$\gamma_s = 1.15 ; \quad \gamma_b = 1.5 ;$$

N_u : est l'effort normal ultime $N_u = 1.35G + 1.5Q$;

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré ;

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau ;

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle [28].

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 ; \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 . \end{array} \right.$$

A_s : section d'acier minimale ;

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend $f_{c28} = 25$ MPa) ;

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend $f_e = 400$ MPa) ;

On a le pourcentage d'armature est de 1 % tel que $A / Br = 1/100$.

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{25,5}{35} \right)^2} = 0.76$$

$$K = \begin{cases} 1.1 & \text{Si plus de la moitié des charges est appliquée à } j < 90 \text{ jours ;} \\ 1.2 & \text{Si le majeur des charges est appliqué à 28 jours ; Dans les autres cas.} \end{cases}$$

On prend **K=1.1**.

si plus de la moitié des charges est appliquée à $j < 90$ jours, on devise α par 1.1

$$\alpha = \frac{0.81}{1.1} = 0.69$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul [27]

$$A = \max (A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 350 \times 350}{100} = 245 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(350+350)}{100} = 56 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.7 \% B \text{ (zone I)} = 0.007 \times (350 \times 350) = 857 \text{ mm}^2$$

Tableau. II .13 : récapitulatif pour la vérification du poteau.

N_u (KN)	A_{\min}^{BAEL} (mm ²)	A_{\min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (N)	Condition
1289.30	245	857	857	108900	3607.77	vérifiée

• **Vérification selon RPA [29]**

- $N_d / B_c \cdot f_{c28} \leq 0.3$
- N_d : l'effort normal G+Q
- B_c : section brute du poteau

- $N_d = 13.704 + 128.20 = 940.904 \text{KN}$

$940.90 \times 10^3 / 10^2 \times 35 \times 35 \times 25 = 0.03 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{CV.}$

II.4.Conclusion

Le but de ce chapitre est de déterminer les dimensions, les charges permanentes G, les charges d’exploitation Q de chaque élément de chaque élément ; et vérifiée la section du poteau.

On conclut cette chapitre par les tableaux ci-dessous :

Tableau. II .14: récapitulatif du dimensionnement des sections

	éléments	Les dimensions
Variante 1	Planchers corps creux	$b_1=27.5\text{cm}$ $b=65\text{cm}$ $b_0=10\text{cm}$ $h_t=20\text{cm}$
	Poteaux	$(35 \times 35) \text{ cm}^2$
	poutres	Principales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
		Secondaires $(30 \times 35) \text{ cm}^2$
	Les Voile	$e=15\text{cm}$
longrines	$(30 \times 30) \text{ cm}^2$	
Variante 2	Dalle pleine	$h_d = 15 \text{ cm}^2$
Eléments communs	Balcons	$h=14\text{cm}$
	Acrotère	$H=60\text{cm}$
	escalier	$h=17\text{cm}$ $\alpha = 32.19^0$

Tableau. II .15 : récapitulatif du chargement

	élément	Charge permanent (KN/m ²)	Charge d'exploitation n (KN/m ²)
Variante 1	Planche terrasse	6.18	1.00
	Planche étage courant	5.10	1.50
Variante 2	Planche terrasse	7.47	1.00
	Planche étage courant	5.60	1.50
Eléments communs	Acrotère	2.31	1.00
	Balcon	4.92	3.50
	Mure extérieur :	2.48	-
	Palier	4.70	2.50
	Paillasse	7.30	

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1.Introduction

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère ;
- Les escaliers ;
- Les balcons.

III.2.L'acrotère

Il sera calculé comme une console encastrée à niveau de la plancher terrasse, travail à la flexion composée. Cet élément soumis à effort horizontal G, effort normal Q et moment de reversement M dans la section d'encastrement.

III.2.1.Mode de réalisation

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

- L'effet normal dû à son poids propre G ;
- La surface horizontale due à la main courante.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$;
- Hauteur $H=60\text{cm}$;
- Epaisseur $e=10\text{cm}$.
-

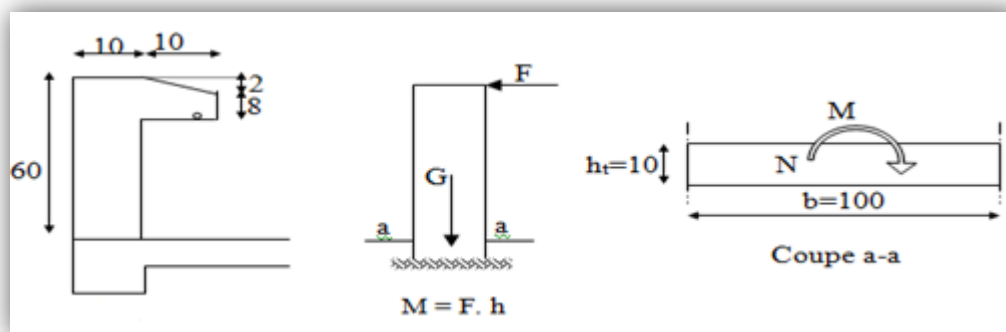


Figure III.1 : Principe et dimensions de l'acrotère.

III.2.2.Sollicitation

Les charges G et Q de l'acrotère sont : $G=2.31 \text{ KN/ml}$, $Q=1\text{KN/ml}$

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule: [30]

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

A : coefficient d'accélération de zone ;

C_p : facteur de force horizontale ;

Groupe d'usage 2, zone sismique (I), donc :

$$A = 0.10 \text{ [31]}$$

$$C_p=0.80 \text{ (élément en console) [32]}$$

$$F_p=4 \times 0.10 \times 0.80 \times 2.31 \Rightarrow F_p=0,738\text{KN/ml.}$$

$$F = \max (Q, F_p) \Rightarrow \mathbf{F = Q= 1\text{KN/ml}}$$

- **Combinaison de charge :**

- **à L'ELU :**

Effort normal de compression : $N_u= 1.35G= 1.35 \times 2.31 = 3.12 \text{ KN}$

Moment d'encastrement : $M_u=1.5Q h=1.5 \times 1.2 \times 0.8= 0.90 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_u=1.5 Q =1.5 \times 1= 1.5 \text{ KN}$

- **à L'ELS :**

Effort normal de compression : $NS=G= 2.31 \text{ KN}$

Moment d'encastrement : $MS=Q \times h= 0.60 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T=Q = 1\text{KN}$

	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)
ELU	3.12	0.90	1.5
ELS	2.31	0.60	1

Tableau III .1 : récapitulatif des combinaisons de charge.

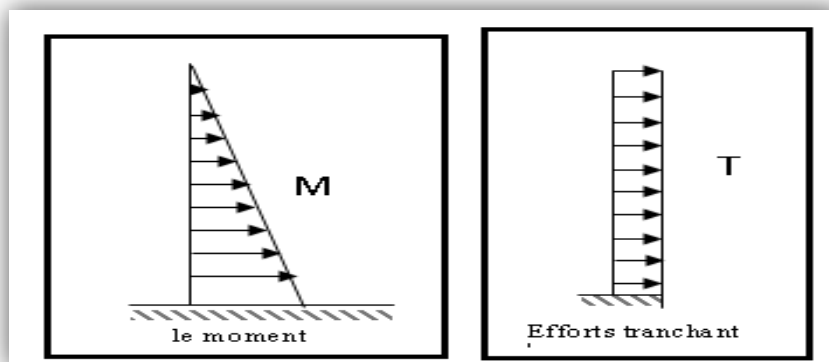


Figure III .2: Schéma statique de M & T

III.2.3.Calcul de ferrailage

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100\text{ cm}$ et de hauteur $h = 10\text{cm}$ (épaisseur). On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries.

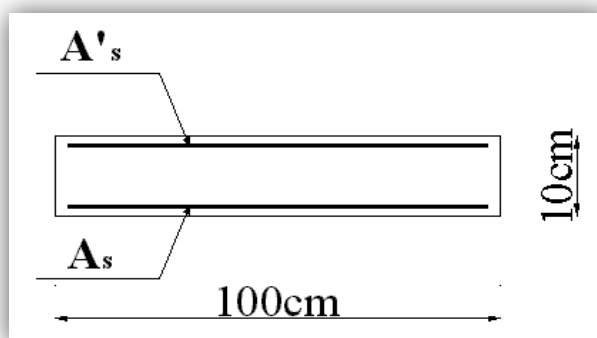


Figure III. 3 : Section de calcul de l'acrotère.

- **Déterminer les armatures longitudinales**

- **Ferrailage à l'ELU**

- **Calcul excentricité**

$$e_u = M_u / N_u \Rightarrow e_u = 0.90 / 3.1155 \Rightarrow e_u = 0.288\text{ m}$$

$$e_0 = h/6 = 0.10/6 = 0.017$$

$e_u > h/6 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

– Détermination de la section des armatures à la flexion simple

$$M_{ua} = N_U \times e_a$$

$$e_a = e_u \left(d + \frac{h}{2}\right) = 0.288 \left(0.9 \times 0.1 + \frac{0.1}{2}\right) \Rightarrow e_a = 0.328 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 3.1155 \times 0.328 \Rightarrow M_{ua} = 1.021 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1021}{14.2 \times 100 \times (9)^2} = 0.0088 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.996$$

$$A_1^u = \frac{1021}{348 \times 0.996 \times 9} = 0.327 \text{ cm}^2$$

– Détermination de la section des armatures à la flexion composée

$$N \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s}$$

$$\Rightarrow A = 0.327 - \frac{3105}{100 \times 348} = 0.237 \text{ cm}^2$$

– Condition de non fragilité [33]

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A ; A_{\min}) \Rightarrow A = A_u = 1.09 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend : $A_{st} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

– Armature de répartition [34]

$$A_r = A_{st} / 4 = 2.01 / 4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

– **Les Espacement [35]**

Armatures longitudinales

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$S_t = 100/4 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

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

• **Vérification à l'ELS**

– **Vérification au cisaillement [36]**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \right.$$

$$\tau_u = 0.017 \text{ MPa}$$

$$0.017 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

– **Vérification des contraintes [39]**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

– **Position de l'axe neutre [37]**

$$b y_1^2 / 2 + 15 A_{st} y_1 - 15 d A = 0$$

$$y_1 = 2.045 \text{ cm}$$

– **Moment d'inertie [38]**

$$I = b / 3 y_1^3 + n (A_{st} (d - y_1)^2)$$

$$I = 1743.49 \text{ cm}^4$$

– **Contraintes maximale de compression de béton**

$$\sigma_b = (M_{ser} / I) y_1 = 0.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{cv})$$

– **Contraintes maximale de traction des aciers**

$$\sigma_s = n \cdot M_{ser} (d-y) / I = 74.53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e E, \max\left[110 \sqrt{nf_{ij}}; \frac{F_e}{2}\right]\right] = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 74.53 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.66 \text{ Mpa} \dots \dots (\text{cv})$$

III.2.4. Récapitulatif de calcul

Tableau III .2 : Récapitulatif de ferrailage d’acrotère.

	A_{cal}(cm²)	A_{min}(cm²)	Choix	A_{adopté}(cm²)	S_t(cm)
Longitudinal	0.237	1.09	4HA8	2.01	25
transversal	0.50	1.09	4HA8	2.01	20

Tableau III .3 : Récapitulatif de vérification à ELS d’acrotère.

τ_u	τ_u	σ_{bc}	σ_{bc}	σ_s	σ_s	Observation
0.017	2.5	0.70	15	74.53	201.66	C.V

III.2.5. Schéma de ferrailage

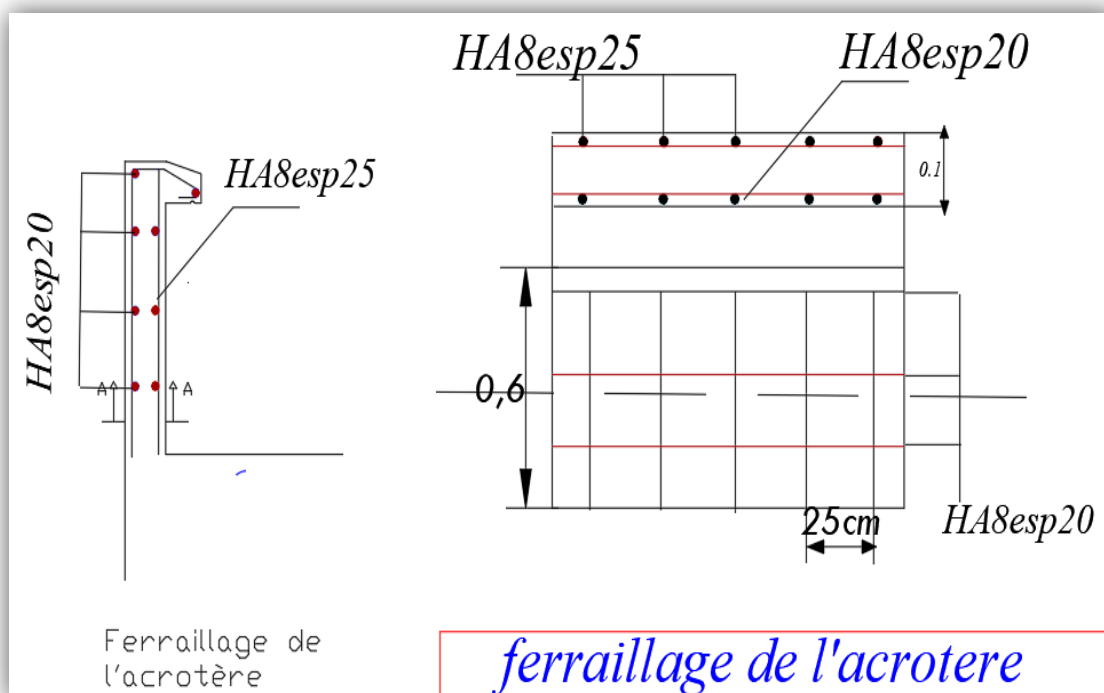


Figure. III.4 : Ferrailage d'acrotère

III.3.Balcon

III.3.1.Définition

Le balcon est une dalle pleine considéré encastrée dans les poutres, il est calculé comme un consol et ferrillée en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée a l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q.

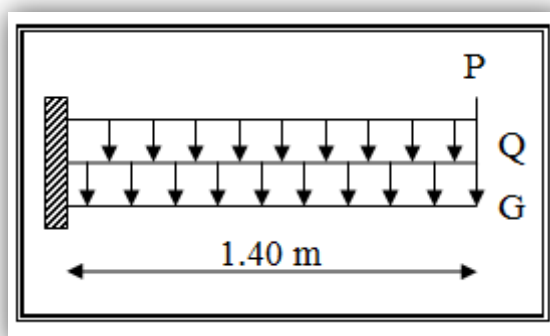


Figure III.5 : schéma statique.

III.3.2.Evaluation de charge

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

$$G = 4.92 \text{ KN/m}^2$$

$$P = G_{\text{m ex}} \times h_L = 2.48 \times (3.06 - 0.4) = 6.59 \text{ KN}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

III.3.3. Combinaison de charge

- **ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(4.92) + 1.5(3.5) = 11.89 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1.35p = 1.35 \times 6.59 = 8.89 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 4.92 + 3.5 = 8.42 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 6.59 \text{ KN/ml}$$

III.3.4. Détermination des sollicitations

$$M_u = q_u l^2 / 2 + p_u l$$

$$M_u = [11.89 \times (1.4)^2 / 2] + [8.89 \times 1.4] = 24.106 \text{ KN.ml}$$

$$M_{\text{ser}} = [q_s l^2 / 2] + P_s l = 8.42 \times (1.4)^2 / 2 + 6.59 \times 1.4 = 17.477 \text{ KN.ml}$$

Tableau III.4: Chargement et sollicitations sur le balcon.

$T_u = q_u l + p_u$ $p_u = 11.89 \times 1.4 + 6.59 = 23.23 \text{ KN}$ (KN/ml)	qs (KN/ml)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)	M_u(KN.ml)	M_{ser}(KN.ml)	T_u (KN)
11.89	8.42	8.89	6.59	24.106	17.477	23.23

III-3.5.Calcul de ferrailage

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

On prend : $C = 3 \text{ cm}$; $d = h - C = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$.

- **ELU**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{24106}{100.(12)^2.14.20} = \mathbf{0.118}$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.089 \rightarrow \alpha = 0.1574 \rightarrow \beta = 0.937$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{24106}{0.937 \times 12 \times 348} = 6.16 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal [41]**

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité [33]**

$$A_{\min} \geq 0.23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min}) = 6.16 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA14=6.16 cm²/ml**

- **Armature de répartition [34]**

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

On prend : **A_r=4HA8=2.01m²/ml**

- **L'espaceur [35]**

- **Armatures longitudinales**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t=100/4=25\text{cm}$$

- **Armatures transversales**

$$S_t=25\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t=100/4=25\text{cm}$$

- **ELS**
- **Vérification au cisaillement [36]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{MPa}, 4 \text{MP} \right\}$$

$$\tau_u = 23.23 \times 10^3 / (1000 \times 120) = 0.193 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.193 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{MPa}$$

- **Vérification des contraintes**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A' + A)y - 15(A'c + Ad) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15dA = 0$$

$$y = 3.87 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 7892.54 \text{cm}^4.$$

- **Contraintes maximale de compression de béton:** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = \frac{3.79 \cdot 17477}{7892.54} = 8.39 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 8.39 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

- **Contraintes maximales de traction des aciers:** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times F_e E, \max \left[110 \sqrt{nf_{ij}}; \frac{F_e}{2} \right] \right] = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s}{I} y_1 = 200.74 \text{ MPa}$$

128.54 MPa < 201.66 MPa..... cv

• Vérification à la flèche [42]

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \rightarrow \frac{15}{140} = 0.11 \geq 0.1 \quad (M_t = M_o) \quad (c.v)$$

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{140} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.06 \quad (c.v)$$

$$* \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.42}{Fe} \rightarrow 0.005 < \frac{4.42}{400} = 0.011 \quad (c.v)$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

III.3.6. Récapitulatif de calcul

Tableau III .5 : de récapitulatif de ferrailage du balcon

	A _u (cm ²)	A _{RPA}	A _{min} (cm ²)	Choix	A _r /ml	ST _{long} (cm)	ST _{répa} (cm)
Balcon	6.16	1.5	1.45	4HA14	4HA8	25	25

III.3.7. Schéma de Ferrailage

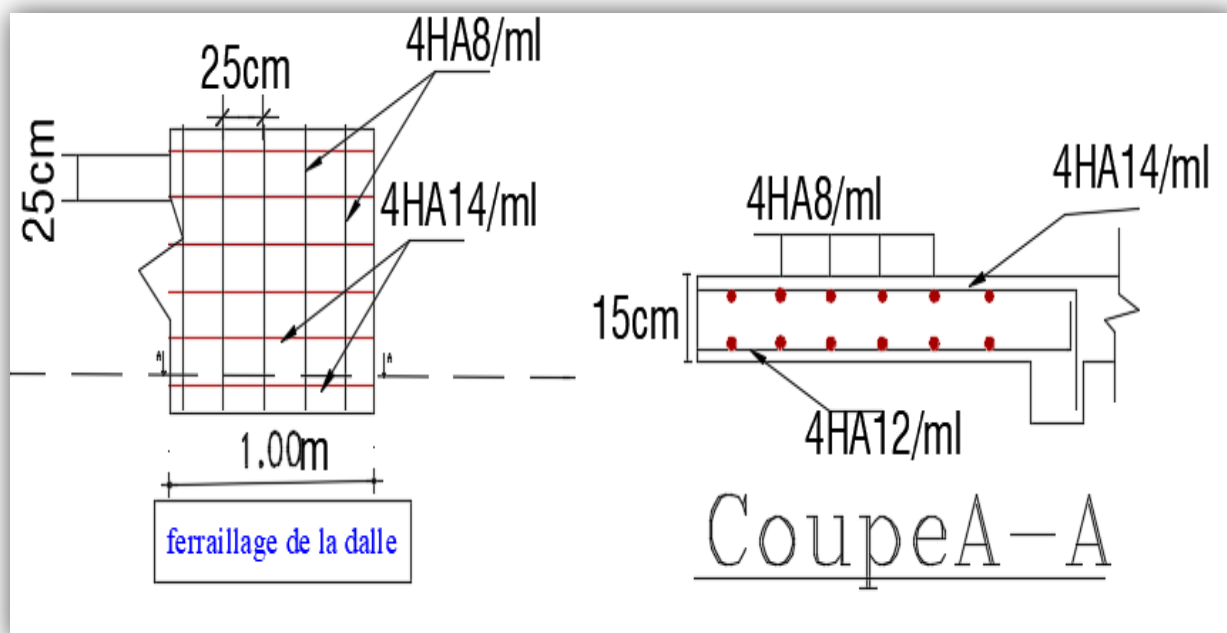


Figure.III.6 : Ferrailage du balcon.

III.4.L'escaliers

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant dépasser d'un niveau à un autre d'une construction, on appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et contre marche la partie verticale de ces gradins.

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (paillasse).

- **Les dimensions de la section**

- $h = 15 \text{ cm}$;
- $b = 100 \text{ cm}$;
- $c = 2 \text{ cm}$;
- $d = 13 \text{ cm}$.

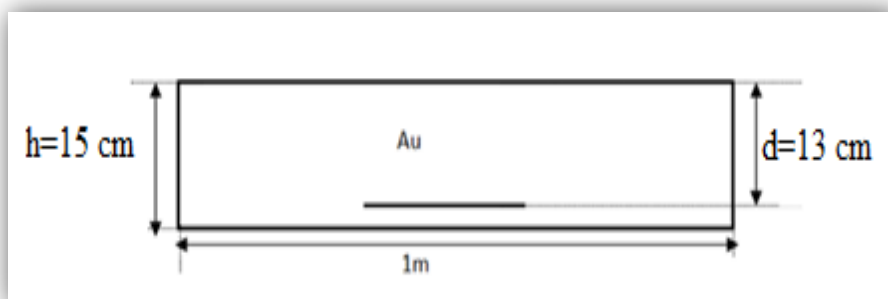


Figure III.7. Position des armatures structurales du palier.

III.4.1. Calcul des sollicitations

Tableau III.6. Chargements sur l'escalier.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	$q_u = 1,35G + 1,5Q$	$q_s = G + Q$
Paillasse	7,30	2,50	13.60	9.8
Palier	4,70	2,50	10.095	7.2

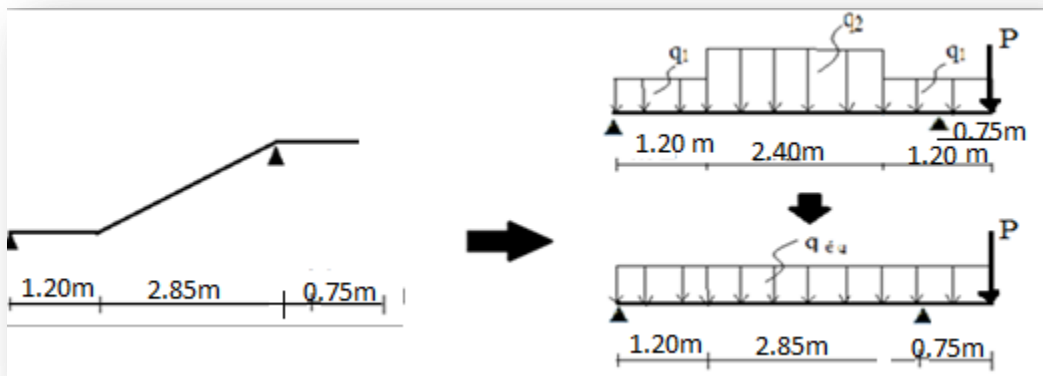


Figure III.8. Schéma statique et chargement des escaliers.

$$q_{u \text{ éq}} = (10.095 \times 1.20 + 13.605 \times 2.85 + 10.095 \times 0.75) / 4.80$$

$$q_{u \text{ éq}} = 12.17 \text{ KN/m}$$

$$q_{s \text{ éq}} = (7.20 \times 1.20 + 9.80 \times 2.85 + 7.20 \times 0.75) / 4.80$$

$$q_{s \text{ éq}} = 8.79 \text{ KN/m}$$

III.4.2. Calcul des moment

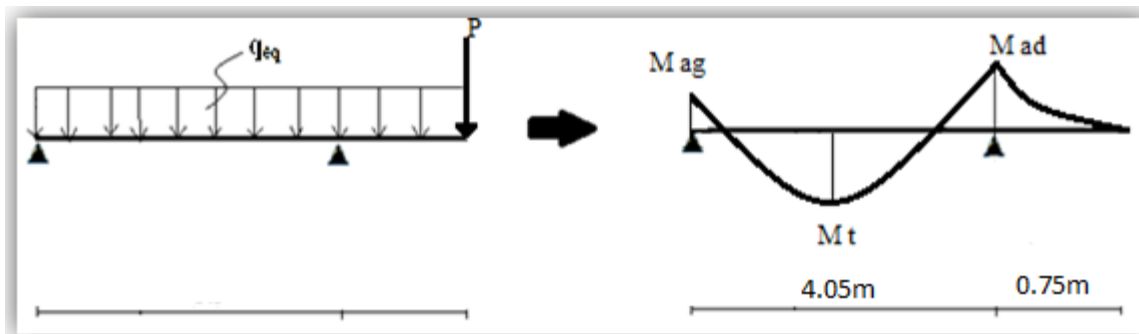


Figure III.9 : Schéma des moments d'escalier

$$M_0 = q_{\text{éq}} \times L^2 / 8$$

$$M_t = 0.85 M_0$$

$$M_{\text{ag}} = 0.5 M_0$$

$$M_{\text{ad}} = 0.2 M_0 + q_{\text{éq}} \cdot L_C^2 / 2 + P \cdot L_C$$

Avec $L_C = 1.40 \text{ m}$, $P = 6.59 \text{ KN}$

Tableau III.7. Moments des escaliers aux états limites.

	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_{ad} (KN.m)	M_{ag} (KN.m)
E.L.U	36.11	30.69	28.24	18.06

E.L.S	25.90	22.02	22.86	12.86
--------------	-------	-------	-------	-------

III.4.3.Ferraillage à E.L.U

Les armatures sont déterminées à L' E.L.U, Pour une bonde de **1 m** de largeur sollicitée en flexion simple.

La section d'armature obtenue par **A=max (Au, A_{min})**

❖ **En travée**

M_{t,u}=17.68KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{30690}{100.(13)^2 .14.20} = \mathbf{0.128}$$

0.128 < 0.395 ⇒ A' = 0

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0.1719$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.931$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta . d . \sigma_s} = \frac{30690}{0.931 \times 13 \times 348} = \mathbf{7.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \mathbf{1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

A_{min}=1.57cm²/ml

$$A_s \geq A_{s \min} \dots \dots \dots \text{cv}$$

On adopte : **A=4 HA16 /ml = 8.04cm² / ml**

Soit : **S_t= 25 cm**

- **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

On adopte : **A=4HA8 /ml=2.01 cm²/ml**

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

- ❖ **sur appuis droite**

$$M_{a,d} = 28.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28240}{100.(13)^2 .14.20} = 0.118$$

$$0.118 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.1574$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.937$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta . d . \sigma_s} = \frac{28240}{0.937 \times 13 \times 348} = 6.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} \dots \text{CNV}$$

On prend $A_{ap} = A_s = 6.06 \text{ cm}^2$

On adopte: $A_s = 4\text{HA}14/\text{ml} = 6.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_r = 4 \text{ HA } 8/\text{ml}$ ($A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- ❖ **sur appuis gauche**

$$M_{a,d} = 12.95 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12950}{100.(13)^2 . 14.20} = 0.054$$

$$0.054 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0,0694$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.972$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta . d . \sigma_s} = \frac{12950}{0.972 \times 13 \times 348} = 2.94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

On prend $A_{ap} = A_s = 2.94 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_s = 4 \text{ HA } 10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Armature de répartition**

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

On adopte : $A_r = 4 \text{ HA } 8/\text{ml}$ ($A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Vérification de l'espace**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

III.4.4. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 36.10 / 26.711 ; \gamma = 1.35$$

$$\alpha = 0.201 \leq \bar{\alpha} = 0.43 \text{ (vérifié).}$$

- **vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{12,029 \times 4.9}{2} = 29.47 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{29471}{1000 \times 130} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{cv}$$

III.4.5. Récapitulatif de calcul

Tableau III.8. Tableau récapitulatif des ferrillages.

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Le choix	$A_r \text{ /ml}$
Travée	7.328	1.57	4HA16	4HA10
Appuis Droite	6.06	1.57	4HA14	4HA10
Appuis gauche	2.94	1.57	4HA10	4HA10

III.4.6.Schéma de ferrailage

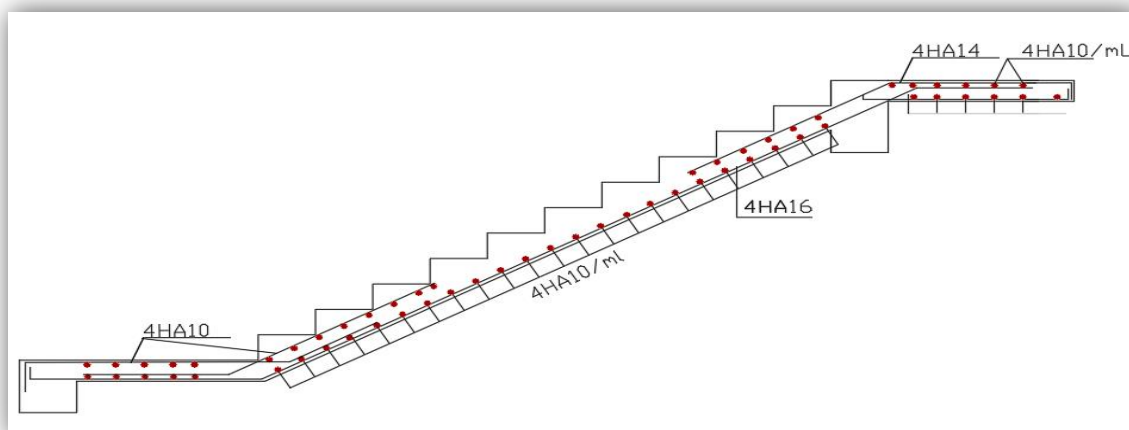


Figure III.10. Schéma de ferrailage des escaliers.

III.5.Etude de la poutre palière

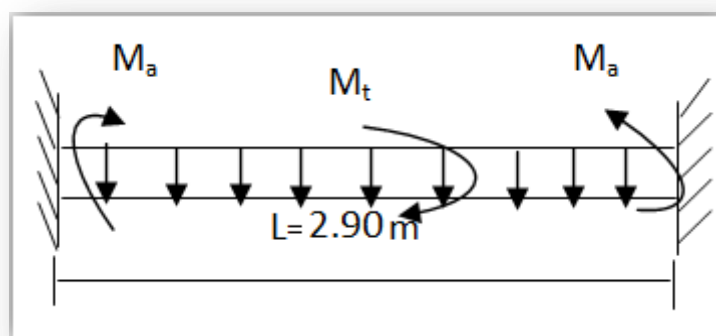


Figure III.11. La poutre palière

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \end{array} \right.$$

$19.33 \leq h \leq 29 \text{ cm}$, on prend : **$h = 35 \text{ cm}$**

– La largeur b de la poutre palière doit être

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,5h \\ 10.5 \leq b \leq 17.5 \text{ cm, on prend : } \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

❖ Selon l'RPA99/ V2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier, } h = 35 \dots\dots\dots \text{CV} \\ b \geq 20 : \text{vérifier, } b = 30 \dots\dots\dots \text{CV} \\ h/b = 35/30 = 1.17 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc on choisie une section de la poutre palière ($b \times h = 30 \times 35$) cm^2

III.5.2.Calcul des sollicitations

➤ à l'ELU

✓ Sollicitation

Poids propre de la poutre : $0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$

Poids du mur : $2.48 \times (3.06 - 1.53 - 0.40) = 2.80 \text{ KN/ml}$

Réaction des paliers et paillasse : $R = 17.90 \text{ KN/ml}$

✓ Combinaisons de charges

$q_u = 1.35G + R_2 = 1.35 \times (2.625 + 2.80) + 17.90 \Rightarrow q_u = 25.22 \text{ KN/ml}$

✓ les moments

Le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 26.28 \text{ KN.m}$

Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 22.38 \text{ KN.m}$

Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 7.88 \text{ KN.m}$

➤ à l'ELS

✓ Sollicitation

Poids propre de la poutre : $0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$

Poids du mur : = **2.80 KN/ml**

Réaction des paliers et paillasse : $R = 17.90 \text{ KN/ml}$

✓ **Combinaison de charge**

$q_s = G + R \Rightarrow q_s = 23.33 \text{ KN/ml}$

✓ **les moments**

Le moment isostatique : $M_0 = q_s \cdot L^2 / 8 = 24.52 \text{ KN.m}$

Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 19.61 \text{ KN.m}$

Le moment sur appui : $M_a = 0.30 M_0 = 7.35 \text{ KN.m}$

III.5.3. Calcul des armatures longitudinales (flexion simple)

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

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

$$A_s = M_u / d \times \beta \times \sigma_s$$

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$$

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

Tableau III.9 : résultats du calcul du ferrailage de la poutre palière.

Section	b(cm))	d(cm)	M _u (KN.m)	A	β	A _s min	A _s (cm ²)	A _{adopte}
Travée	30	32	22.38	0.080	0.937	1.16	2.79	3HA12=3.39
Appui	30	32	7.88	0.1719	0.931	1.16	0.99	3HA12=3.39

III.5.4. Vérification à l'E.L.U

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{s\min} = 0.23 \cdot d \cdot b \cdot (f_{t28} / f_e) \Rightarrow A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\min} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28,5\text{mpa}}) = 3,33\text{MPa}$$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = \frac{25,22 \times 2,9}{2} = 36,52\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,380\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,380\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

III.5.5. Vérification à l'E.L.S

✓ **Contrainte maximale du béton**

❖ **En travée : $\alpha=0,089$**

$$\gamma = M_u / M_{\text{ser}} = 1,14$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0,25$$

$$\alpha = 0,089 \leq 0,25 \dots\dots\dots\text{CV}$$

• **Sur appui : $\alpha=0,030$**

$$\gamma = M_u / M_{\text{ser}} = 1,08$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0,29$$

$$\alpha = 0,030 \leq 0,29 \dots\dots\dots\text{CV}$$

✓ **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{290} = 0,120 \geq 0,062 \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,120 \geq 0,091 \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{30 \times 32} = 0,0035 \leq 0,01 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

✓ **Les armatures transversales**

➤ **Choix du diamètre**

On a :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) = 12mm$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm$

➤ **L'espacement entre les cadres**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = 28.8cm ; S_t = 25 cm$$

➤ **Calcul de la section des armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot F_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right) = 0.4MPa$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \cdot b \cdot S_t}{F_e} = 0.75cm^2$$

Soit :

$$A_t = 4HA8 = 2.01cm^2 \geq 0.75cm^2$$

➤ **L'espacement d'après le BAEL91**

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40cm) = 28.8cm$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot F_e}{0.4b} = 57.4cm$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 28.8cm$$

➤ **L'espacement exigé par l'RPA**

❖ **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_t\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2\right) = 8.75cm$$

On adopte $S_t = 8cm$

❖ **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S_t \leq 17.5cm$$

On adopte $S_t = 15cm$

➤ **La section minimale des armatures selon l’RPA**

$$A_{t\min} = 0.003S_t, b = 0.003 \times 150 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{t\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < 2.01$$

III.5.6. Calcul à la torsion

À l’état limite ultime (ELU) le noyau d’une section pleine ne joue aucun rôle vis-à-vis de la torsion.

La torsion, on prend seulement la partie creuse (Ω) qui égale à :

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

Ω : L’air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive.

e : Epaisseur de la paroi en point ou on l’on calcule.

D’où :

$$e = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

Le couple de torsion est : $M_t = C \frac{l}{2} = V_u \times 0.1 \times \frac{l}{2} \Rightarrow M_t = 3.652 \frac{2.90}{2} = 5.29 \text{ KN.m}$

La contrainte tangente due au couple de torsion :

$$\tau_t = \frac{M_{t\max}}{2\Omega b_0} \quad (\text{BAEL91})$$

Donc : $\tau_t = \frac{22.38 \times 10^6}{2 \times 750 \times 10^2 \times 300} \Rightarrow \tau_t = 0.49 \text{ MPa}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

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

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0,433^2 + 0,49^2 = 0.427 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 3,33^2 = 11,09 \text{ MPa} \dots \dots \dots .cv$$

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_t = \frac{U \times M_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \text{ Avec : } U : \text{ périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{110 \times 22.38 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 348} = 4.40 \text{ cm}^2$$

- Donc on prend 4HA12 avec $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{22.38 \times 10^6}{2 \times 11419 \times 348} = 0.0281 \text{ cm}$$

➤ **Armature transversale due à l'effort tranchant**

On a : $\tau_u = 0.433 \text{ MPA}$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{b(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28} \cdot K)}{0.9 \cdot f_e}$$

$K = 0.8$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{0.30(0.433 - 0.3 \cdot 2.1 \cdot 0.8)}{0.9 \cdot 4.00} = 0.0060 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_v + \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_t \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = 0.0060 + 0.0228 = 0.03 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.03 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(28.8 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 25cm donc : $A_t = 0.75 \text{ cm}^2$

Donc on prend 4HA8 avec $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

III.5.7. Schéma de ferrailage

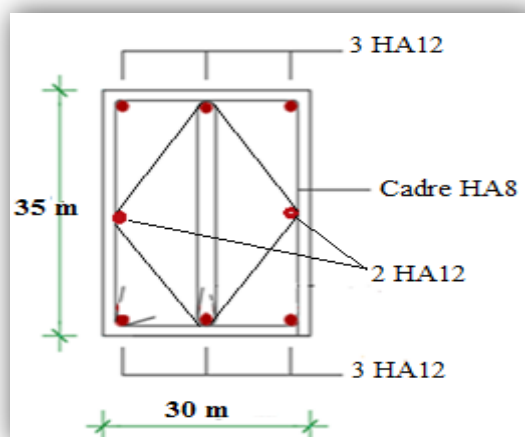


Figure III.12: ferrailage de la poutre palière

III.6. Etude du plancher

III.6.1. Introduction

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des plancher à **corps creux** et **dalle pleine**

III.6.2. Système portique (Variante 01)

III.6.2.1. Le plancher à corps creux

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.

III.6.2.2. Les méthodes de calcul

Plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des plancher, nous citerons comme exemple les suivantes méthodes Caquot et méthode forfaitaire.

III.6.3.1.Méthode Caquot

a. Domaine d'application de la méthode Caquot : DTU BAEL 91. artc B.6.2, 220

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharge élevées $Q > (2G; 5KN/m^2)$. Mais la méthode de Caquot minoré s'applique aux poutres continues et aux planchers à surcharge modérées si l'une des conditions 2,3 ou 4 de la n'est pas vérifiée. Dans ce cas les moments sur appuis sont calculés de la même manière que la méthode de Caquot, en remplaçant la charge permanente G par G' tel que : $G' = 2G/3$.

b. Principe de la méthode Caquot

➤ Calcul des moments

❖ En appuis : DTU BAEL 91. Artc E.2.2, 1

On détache, de chaque côté. Des appuis, des travées fictives de longueurs L_w à gauche et L_e à droite égales à la portée libre l de la travée si elle est simplement posée sur l'autre appui et à $0,8l$ si elle est continue au-delà de l'autre appui.

$$M_a = p_w L_w^3 + P_e L_e^3 / 8.5 (L_w + L_e)$$

Avec :

P_w ; P_e : Charge à gauche et à droite de la travée respectivement.

❖ En travées

Le moment est maximal pour $x = x_0 = 1/2 + (M_w - M_e) / qL$

$$M_t = M_0 - (M_w + M_e) / 2 + (M_w - M_e) \cdot 2 / 2qL^2$$

➤ Les efforts tranchants

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = V_w + q.L$$

V_w = l'effort tranchant à droite de la travée

V_e = l'effort tranchant à gauche de la travée

III.6.3.2. Méthode forfaitaire

a. Domaine d'application de la méthode forfaitaire : DTU BAEL 91 artc B.6.2, 210

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées:

- Plancher a surcharges modérées ($Q \leq \min(2G, 5 \text{kn/m}^2)$) ;
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées ;
- Le rapport entre deux travées successives est compris entre : $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$;
- Fissuration peut nuisible.

b. Principe de la méthode: CBA (Art B 6.2.2.1.1)

➤ Calcul des moments

❖ En travées: DTU BAEL 91 artc .E.1.2

On vérifie alors les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T \geq [\max(1.05; (1 + 0.3\alpha)) \times M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée de rive (III.1)} \\ M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}; M_0 = q_u l^2 / 8$$

- M_w : Moment sur l'appui de droite ;
- M_e : Moment sur l'appui de gauche ;
- M_t : Moment en travée ;
- α : Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée ;
- M_0 : Moment isostatique.

❖ En appui : DTU BAEL 91 artc .E.1.2

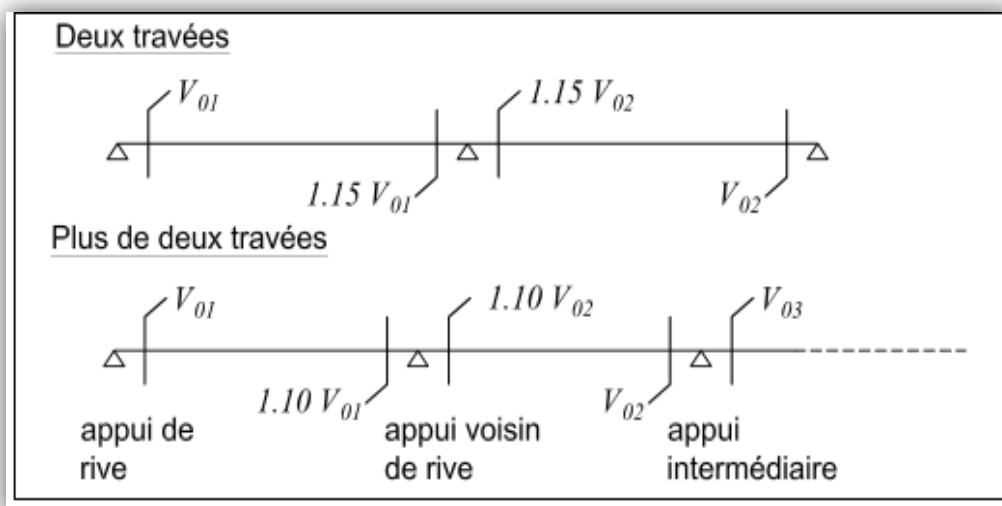
- 0, pour appui de rive ;
- 0.6M0, pour poutre de deux travées ;
- 05M0, pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées ;
- 0.4M0, pour les appuis intermédiaires (plus trois travées).

➤ Les efforts tranchants :(PRATIQUE DU BAEL 91. artc .4.2.chapitre12)

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire).

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V0 avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées ;
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.



Figuer.III.13 : Valeur forfaitaire de l'effort tranchant dans des poutres Continues à deux travées et plus de deux travées.

La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche (T_w) et pour l'appui de droite (T_E) est :(PRATIQUE DU BAEL 91.artc .4.1.chapitre12)

Donnée par les expressions suivantes : $T_w = T_0 - (M_e - M_w) / L$

$$T_e = -T_0 + (M_e - M_w) / L$$

Tableau III.10 : Chargement sur les planchers

	G (KN/ M ²)	Q (KN/ M ²)	QU=0.65 (1.35G+ 1.5Q)	QS=0.65 (G+Q)
Plancher Terrasse	6,18	1,00	6,398	4,667
Etage courant	5,10	1,50	5,938	4,29

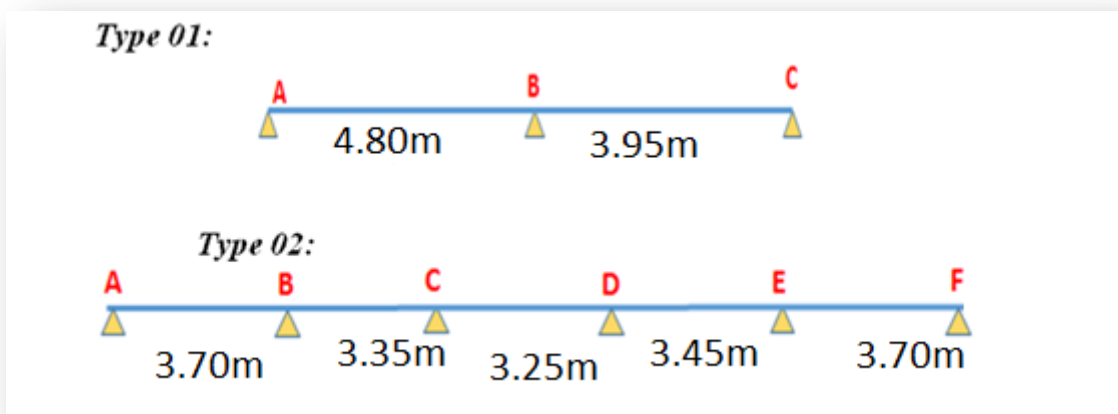


Figure III .14 : Les différents types des nervures.

– Calcul des sollicitations

• Plancher terrasse

Les diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant du plancher terrasse

- type

N° :0

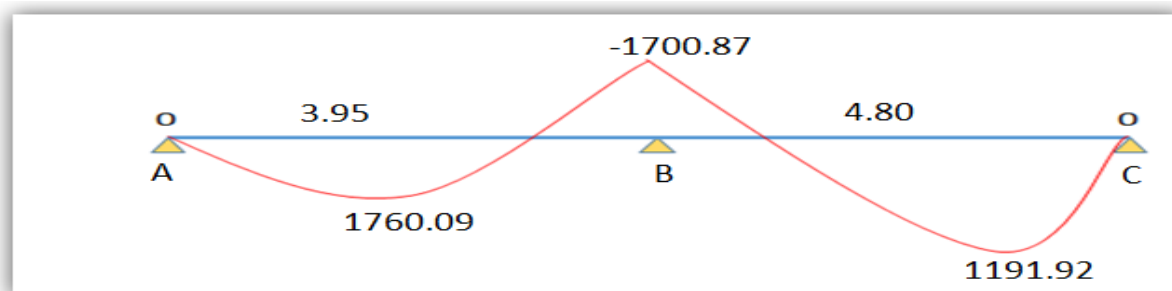


Figure III.15 : Diagramme des moments fléchissant en kg

- Tableau III.11 : Chargement sur les planchers

Calculs par la Méthode Forfaitaires			
Portée (m)	4,8	3,95	
g : permanentes(kg/m)	618	618	
q : exploitation(kg/m)	100	100	
Pu : charge ELU en (kg/m)	984,3	984,3	
Ps : charge ELS en (kg/m)	718,00	718,00	
$0.8 < l_i / l_i - 1 < 1.25$		0,82	

Tableau III.12 : calcul des moments a L'ELU

Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)			
M(iso) travée ELU (Pu)	2834,78	1919,69	
Ma (appui)	0,00	-1700,87	0,00
Mt (travée) en kg.m	1760,09	1191,92	
α (travée)	0,139	0,139	
$Mt + (Mw + Me) / 2$	2610,53	2042,36	
Maxi $[(1 + 0.3\alpha)Mo; 1.05Mo]$	2976,52	2015,68	

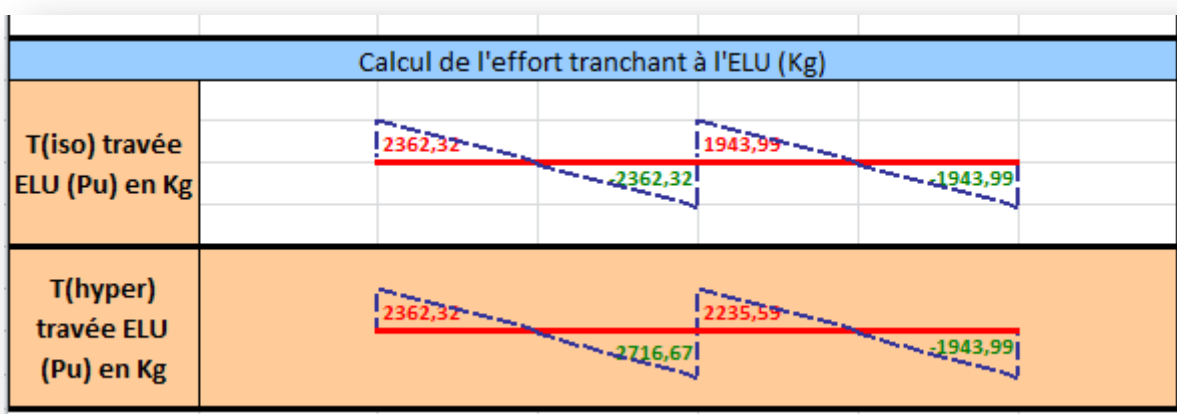


Figure III.16 : Diagramme des efforts tranchants

Tableau III.13: Sollicitations du plancher terrasse à l'ELS

Calcul des moments à l'ELS (Kg.m)			
M(iso) travée ELS (Ps)	2067,84	1400,324375	
k(travée)	1,371	1,371	
Ma(appui)	0,00	-1240,70	0,00
Mt(travée) en kg.m	1283,90	869,45	
Mt+(Mw+Me)/2	1904,26	1489,80	
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	2171,23	2015,68	

– Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant du plancher terrasse à l'ELS:

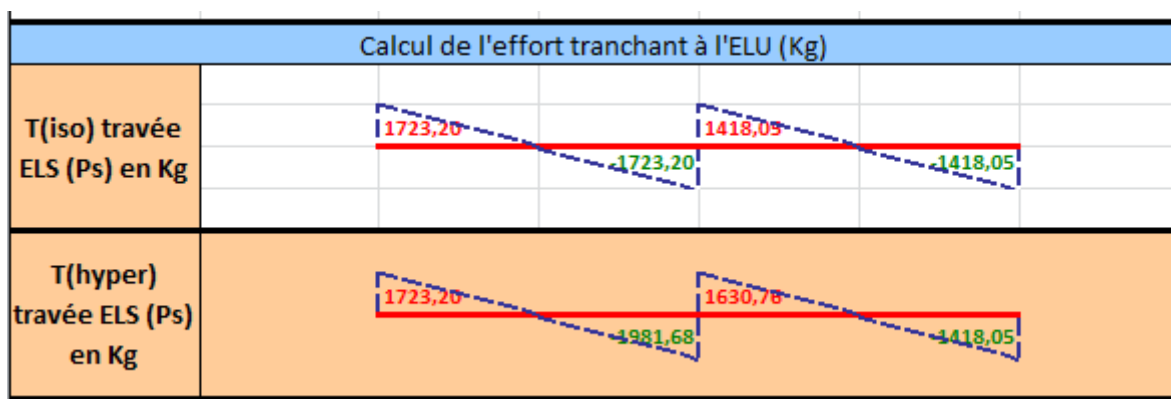


Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS

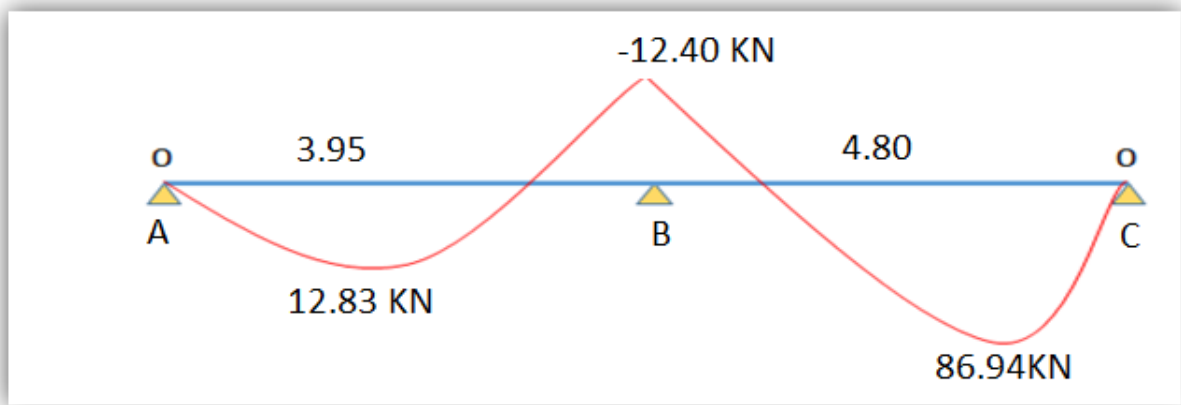


Figure III.18 : Diagramme des moments fléchissant.

- type N° :02 :

- Tableau III.14 : calcul des moments a L'ELU

Calculs par la Méthode Forfaitaires					
Portée (m)	3,7	3,35	3,25	3,45	3,7
g : permanentes(kg/m)	618	618	618	618	618
q : exploitation(kg/m)	100	100	100	100	100
Pu=(1.35g+1.5q) charge ELU en (kg/m)	984,3	984,3	984,3	984,3	984,3
Ps=(g+q) charge ELS en (kg/m)	718,00	718,00	718,00	718,00	718,00
0.8<li/li-1<1.25		0,91	0,97	1,06	1,07

Tableau III.15 : Calcul des moments a ELU

Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)						
M(iso) travée ELU (Pu)	1684,38	1380,79	1299,58	1464,45	1684,38	
Ma (appui)	0,00	-842,19	-552,32	-585,78	-673,75	-842,19
Mt (travée) en kg.m	1045,82	719,24	676,94	762,82	877,38	
α(travée)	0,139	0,139	0,139	0,139	0,139	
Mt+(Mw+Me)/2	1466,91	1416,49	1245,99	1392,59	1635,35	
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05M]	1768,60	1449,83	1364,56	1537,68	1768,60	

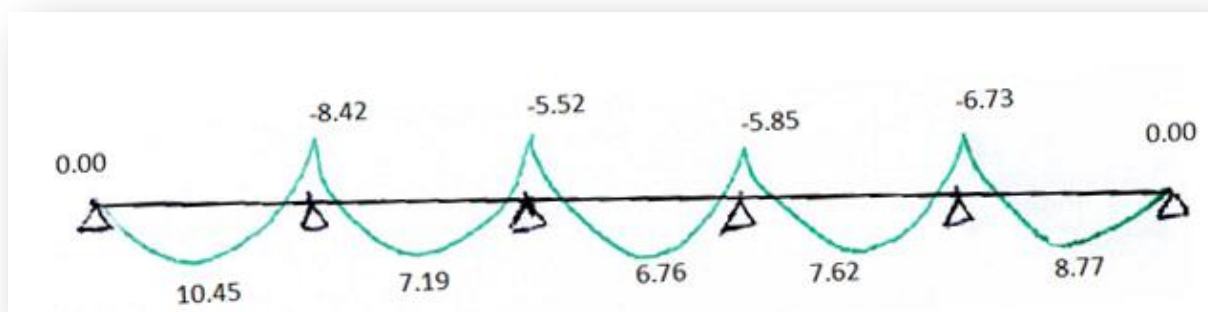


Figure III.19 :Diagramme des moments en kn

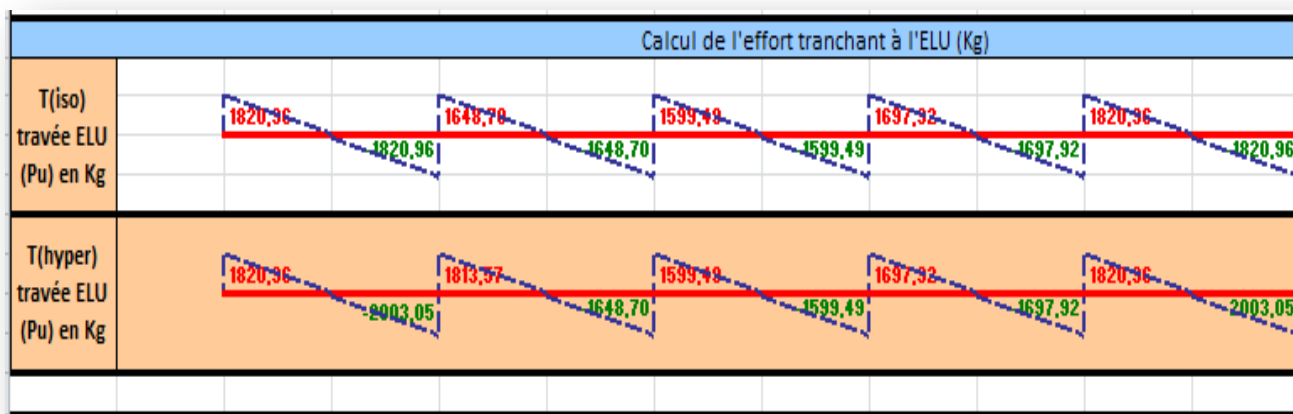


Figure III.20 :Diagramme de l'effort tranchant

- Calcul ELS

Tableau III.15 : Calcul des moments a ELU

Calcul des moments à l'ELS (Kg.m)					
M(iso) travée ELS (Ps)	1228,6775	1007,219375	947,984375	1068,249375	1228,6775
k(travée)	1,371	1,371	1,371	1,371	1,371
Ma(appui)	0,00	-614,34	-402,89	-427,30	-491,47
Mt(travée) en kg.m	762,88	524,65	493,80	556,44	640,01
Mt+(Mw+Me)/2	1070,04	1033,27	908,89	1015,83	812,34
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05M]	1290,11	1449,83	1364,56	1537,68	1768,60

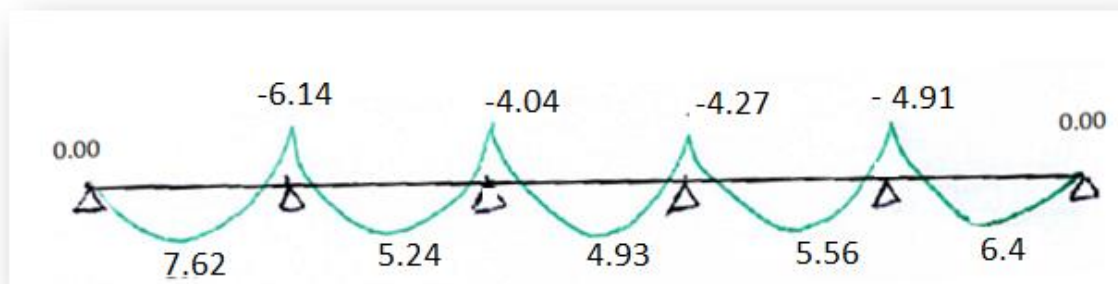


Figure III.21: Diagramme de l'effort tranchant Diagramme des moments

• Plancher étage

Type N°01

Tableau III.17 : Sollicitations du plancher étage à l'ELU.

Calculs par la Méthode Forfaitaires			
Portée (m)	4,8	3,95	
g : permanentes(kg/m)	510	510	
q : exploitation(kg/m)	150	150	
Pu : charge ELU en (kg/m)	913,5	913,5	
Ps : charge ELS en (kg/m)	660,00	660,00	
0.8<li/li-1<1.25		0,82	

– Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant du plancher étage à l'ELU:

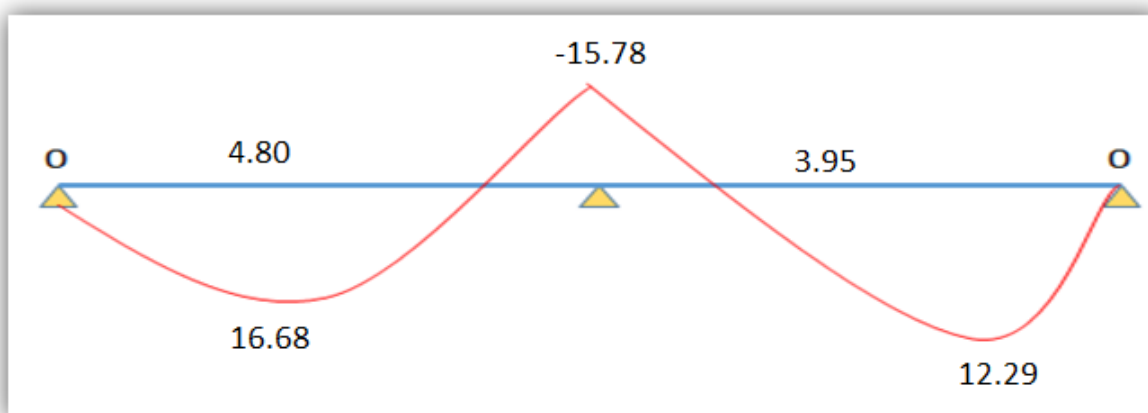


Figure III.22 : Diagramme des moments fléchissant en kn

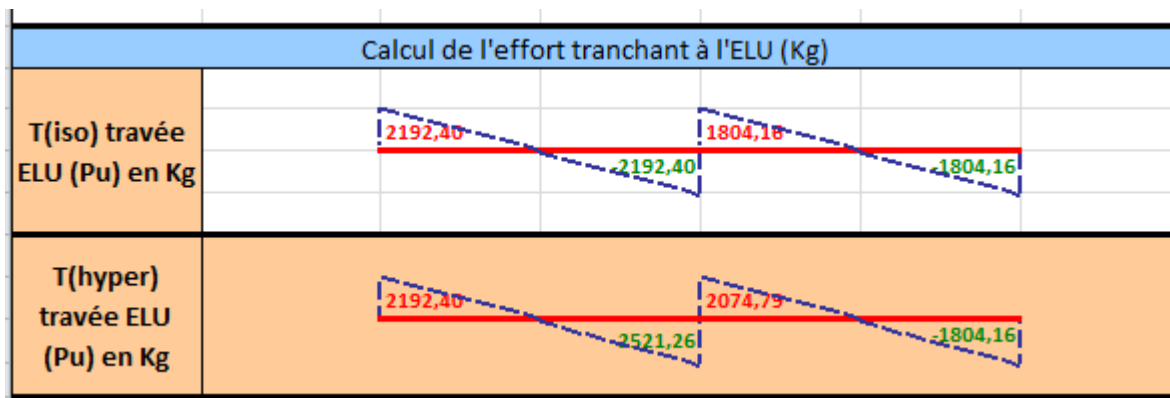


Figure III.23:Diagramme des efforts tranchants

Tableau III.18 : calcul des moments plancher étage à l'ELU.

Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)			
M(iso) travée ELU (Pu)	2630,88	1781,61	
Ma (appui)	0,00	-1578,53	0,00
Mt (travée) en kg.m	1668,22	1129,70	
α (travée)	0,227	0,227	
Mt+(Mw+Me)/2	2457,48	1918,97	
Maxi[(1+0.3 α)Mo;1.05Mo]	2810,26	1903,08	

- Calcul ELS

Tableau III.19 Calcul des moment du plancher terrasse à l'ELS:

Calcul des moments à l'ELS (Kg.m)			
M(iso) travée ELS (Ps)	1900,8	1287,20625	
k(travée)	1,384	1,384	
Ma(appui)	0,00	-1140,48	0,00
Mt(travée) en kg.m	1205,28	816,21	
Mt+(Mw+Me)/2	1775,52	1386,45	
Maxi[(1+0.3 α)Mo;1.05Mo]	2030,40	1903,08	

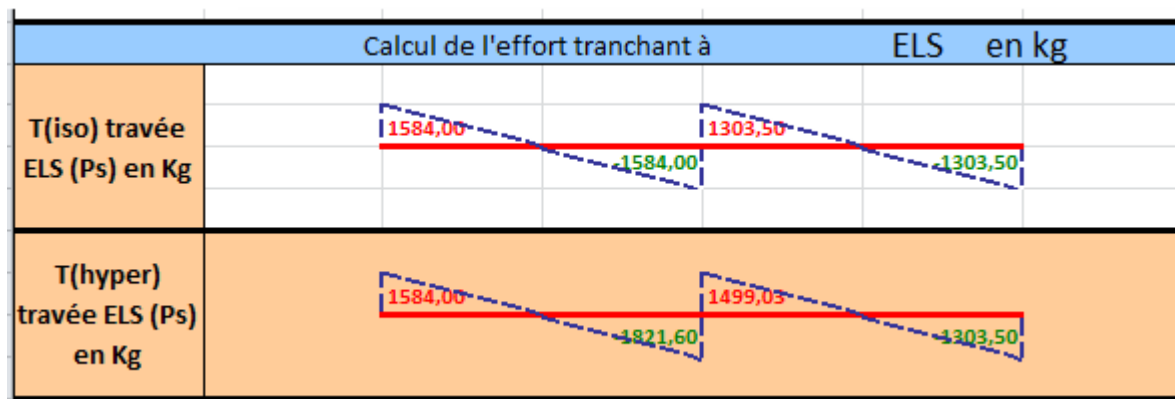


Figure III.24 : Diagramme des efforts tranchants

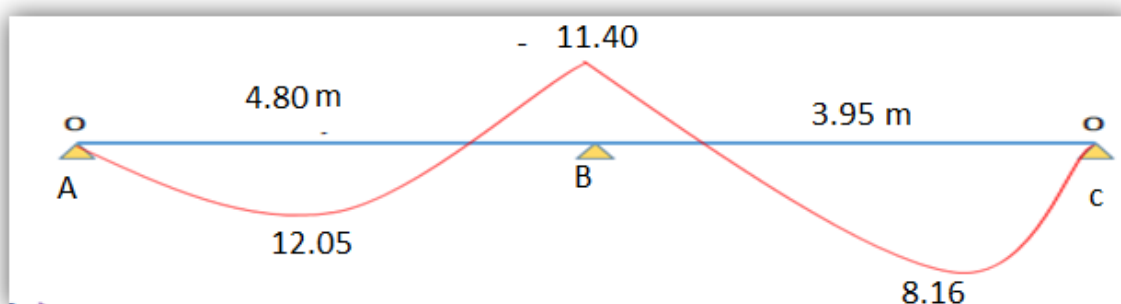


Figure III.25: Diagramme des moments fléchissant

Type N°02 :

Calcul ELU

Tableau III.20 Calcul par la méthode forfaitaire

Calculs par la Méthode Forfaitaires						
Portée (m)	3,7	3,35	3,25	3,45	3,7	
g : permanentes(kg/m)	510	510	510	510	510	
q : exploitation(kg/m)	150	150	150	150	150	
$P_u=(1.35g+1.5q)$ charge ELU en (kg/m)	913,5	913,5	913,5	913,5	913,5	
$P_s=(g+q)$ charge ELS en (kg/m)	660,00	660,00	660,00	660,00	660,00	
$0.8 < l_i / l_i - 1 < 1.25$	X	0,91	0,97	1,06	1,07	0,00

Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)						
M(iso) travée ELU (Pu)	1563,23	1281,47	1206,11	1359,12	1563,23	
Ma (appui)	0,00	-781,61	-512,59	-543,65	-625,29	-781,61
Mt (travée) en kg.m	991,23	684,42	644,17	725,89	834,91	
α (travée)	0,227	0,227	0,227	0,227	0,227	
Mt+(Mw+Me)/2	1382,03	1331,52	1172,29	1310,36	1538,36	
Maxi[(1+0.3 α)Mo;1.05M	1669,81	1368,84	1288,34	1451,78	1669,81	

Tableau III.21 Calcul des moments a l'ELU

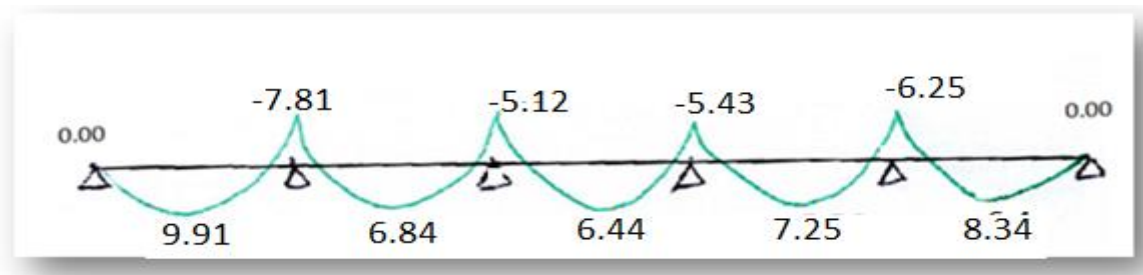


Figure III.26 Diagramme des moments a l'ELU

Calcul de l'effort tranchant à l'ELU (Kg)					
T(iso) travée ELU (Pu) en Kg	1689,98	1530,11	1484,44	1575,79	1689,98
T(hyper) travée ELU (Pu) en Kg	1689,98	1683,12	1484,44	1575,79	1689,98

Figure III.27 Calcul l'effort tranchant a l'ELU

- Calcul a l' ELS

Tableau III.22 Calcul les moment a l'ELS

Calcul des moments à l'ELS (Kg.m)					
M(iso) travée ELS (Ps)	1129,425	925,85625	871,40625	981,95625	1129,425
k(travée)	1,384	1,384	1,384	1,384	1,384
Ma(appui)	0,00	-564,71	-370,34	-392,78	-451,77
Mt(travée) en kg.m	716,16	494,49	465,41	524,45	603,22
Mt+(Mw+Me)/2	998,51	962,02	846,97	946,73	#DIV/0!
Maxi[(1+0.3 α)Mo;1.05Mo	1206,43	1368,84	1288,34	1451,78	1669,81

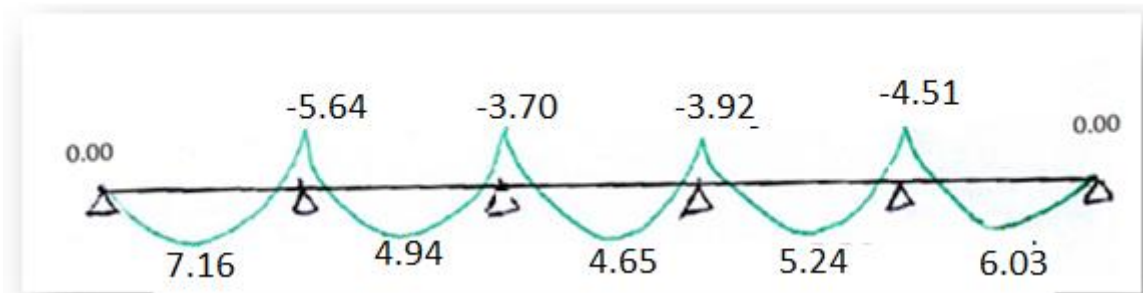


Figure III.28 Diagramme des moments a l'ELS

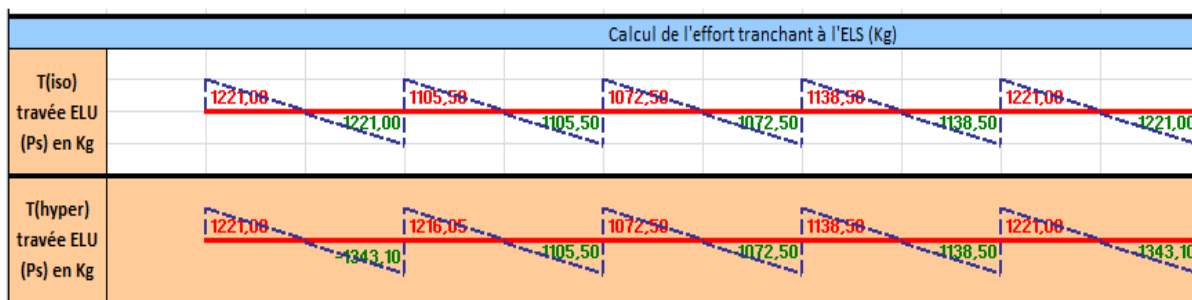


Figure III.29 Diagramme de leffort tranchant a l'ELS

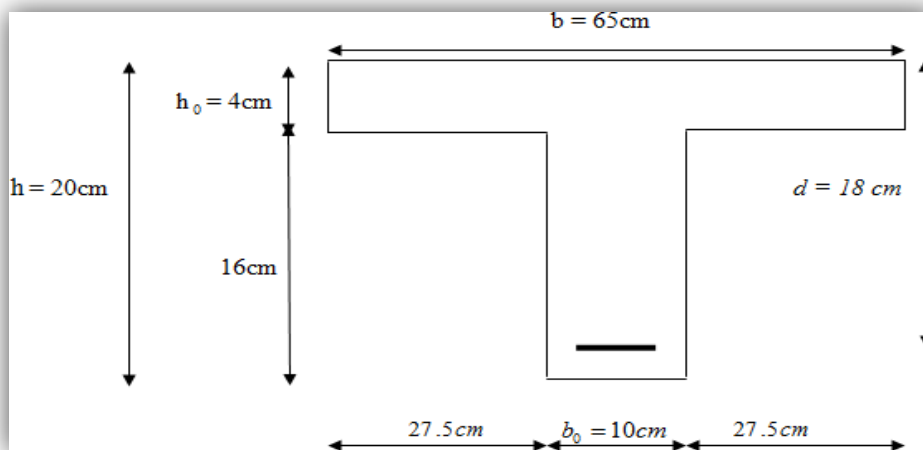


Figure III.30 : Géométrie de la nervure

- Ferrailages des nervures
- Calcul de ferrailage
 - E.L.U
 - Terrasse

$M_{\max(\text{appui})} = 8.42\text{KN.m}$; $M_{\max(\text{travée})} = 10.45\text{KN.m}$; $T_{\max} = 14.395\text{KN}$

$$b = 65\text{cm} \quad ; \quad b_0 = 10\text{cm}$$

$$h = 20\text{cm} \quad ; \quad h_0 = 4\text{cm}$$

– **L'enrobage**

$$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2}$$

$$C_0 = 1\text{cm} \text{ (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)}$$

$$\Phi = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{cm} \text{ (BAEL91.A.7.2.1)}$$

$$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2\text{cm}$$

Donc on adopte $C = 2\text{cm}$.

$$d = h - c = 20 - 2 = 18\text{cm}$$

– **Les armatures longitudinales**

❖ **En Travée**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \overline{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59,072 \text{KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 10.45 \text{KN.m} \leq M_0 = 59,072 \text{KN.m}$$

L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression, donc on applique l'organigramme de calcul de section rectangulaire de largeur $b=70\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\overline{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{10450}{14.2 \times 65 \times 21^2} = 0.029 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.029 \Rightarrow \alpha = 0.0368 \Rightarrow \beta = 0.9855$$

$$A_u = \frac{M_t}{\overline{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{10450}{348 \times 0.981 \times 21} = 1,45 \text{cm}^2$$

❖ **Sur Appuis**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8420}{14.2 \times 10 \times 18^2} = 0.183 < \mu_l = 0.392$$

Alors : Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.183 \Rightarrow \alpha = 0.183 \Rightarrow \beta = 0.880$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8420}{348 \times 0.880 \times 18} = 1,52 \text{ cm}^2$$

– **Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2, 1)**

$$A_{t \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- En Travée : $A_{min1} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1/400 = 1.41 \text{ cm}^2$;
- Sur Appuis : $A_{min1} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1/400 = 0.22 \text{ cm}^2$.

– **Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_{\min2} \geq 0.001 \times b \times h$$

- En Travée: $A_{min2} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2$;
- Sur Appuis : $A_{\min2} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2$.

$$A_{\max} = \max (A_{cal}; A_{min1}; A_{min2})$$

Tableau III 23 : Récapitulatif de ferrailage.

	A _{cal} (cm ²)	A _{min1} (cm ²)	A _{min2} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée	1,45	1,41	1.30	1,45	3HA10=2.36
Appuis	1,52	0.22	0.20	1,52	1HA14=2.26

▪ **E. L. S**

❖ **En Travée**

– **Position de l'axe neutre (A' = 0)**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15[(A' \times c) + (A \times d)] = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15Ad = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 15(3.39) y_{ser} - 15(3.39 \times 18) = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 46.2 y_{ser} - 831.6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 332,027$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 4.39 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 10718 \text{ cm}^4$$

- Contraintes maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{834 \times 10^3}{10718} \times 4.39 = \text{MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{15 \times 834}{10718} \times 4.39 = 51.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 51.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 201.66$$

❖ -Sur appui

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

- Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15 A y_{ser} - 15 A d = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 15(2.26) y_{ser} - 15(2.26 \times 18) = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 33.9 y_{ser} - 610,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 283,68$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 3.84 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d)^2] \Rightarrow I = 7436,98 \text{ cm}^4$$

- Contraintes maximale de compression de béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{834}{7436,98} \times 4.30 = 3,65 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 3,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{15 \times 834}{7436,98} \times 3,84 = 64,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 64,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,66 \text{ MPa}$$

- Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

La contrainte tangente : $\tau_u = T_U / (b_0 \times d)$ BAEL91 (A.5.1, 1)

T_U : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U ;

b_0 : Désigne la largeur de l'âme ;

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = 20300 / (100 \times 180) = 1,12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (artc. A.5.1, 2)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0,20 \times (25/1,5); 5 \text{ MPa}] = \min (3,333; 5 \text{ MPa}) = 3,333 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ MPa} \quad (\text{c v})$$

- Le diamètre des armatures d'âme : BAEL91 (artc. A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10} \right)$$

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 12; 100/10\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5,71; 12; 10)$$

Soit : $\phi_l = 5\text{mm}$

$$A_t = 2\text{HA6} = 0.57\text{cm}^2$$

- Espacement des cadres St :BAEL 91 (artc .A.5.1, 2 ,2)

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(16.2; 40) = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t \times f_c / 0.4 \times b_0 = 0.57 \times 400 / 0.4 \times 10 = 57\text{cm}$$

$$\text{Suit: } S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}) = 16.2$$

Alors en prend : $S_t = 15\text{cm}$

- Vérification de la flèche : BAEL91 (artc .B.6.8, 424)

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{12.4}{450} = 0.044 \leq 0.044 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$2/ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow \frac{12.4}{450} = 0.044 < 0.049 \dots\dots\dots (C.N.V)$$

$$3/ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,60}{F_e} \Rightarrow \frac{3.39}{65 \times 18} = 0.0028 \leq \frac{3,6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots (C.V)$$

III.6.3.3.Schéma de ferrailage

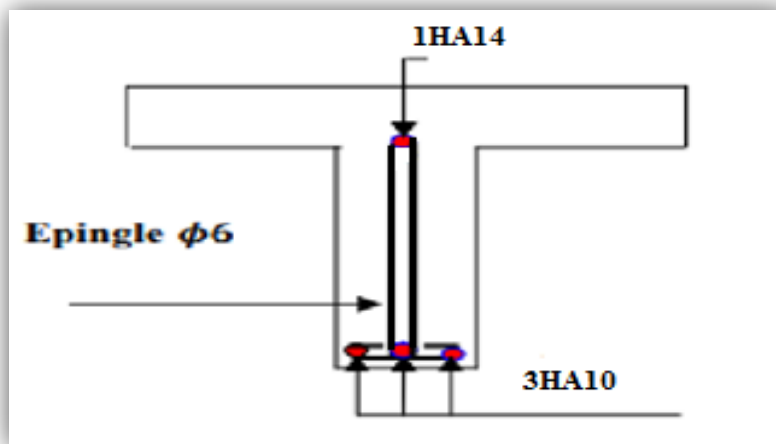


Figure. III. 31 : ferrailage de nervure

- Etage courant

– Les armatures longitudinales

❖ En Travée

$$M_{\max(\text{appui})} = 8.42 \text{KN.m} ; M_{\max(\text{travée})} = 10.45 \text{KN.m} ; T_{\max} = 27.16 \text{KN}$$

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times (18 - 4/2) = 59,072 \text{KN.m}$$

$$M_{t\max} = 10.45 \text{KN.m} \leq M_0 = 59,072 \text{KN.m}$$

L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression, donc on applique l'organigramme de calcul de section rectangulaire de largeur $b=70\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10450}{14.2 \times 65 \times 21^2} = 0.027 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.029 \Rightarrow \alpha = 0.03425 \Rightarrow \beta = 0.9865$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10450}{348 \times 0.9865 \times 21} = 1,56 \text{cm}^2$$

❖ Sur Appuis

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10450}{14.2 \times 10 \times 18^2} = 0.196 < \mu_l = 0.227$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.211 \Rightarrow \alpha = 0.2785 \Rightarrow \beta = 0.890$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10450}{348 \times 0.890 \times 18} = 1,87 \text{cm}^2$$

– Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2, 1)

$$A_{t\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- En Travée : $A_{min1} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$;
- Sur Appuis : $A_{min1} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.22 \text{ cm}^2$.
- **Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)**

$A_{min2} \geq 0.001 \times b \times h$

- En Travée: $A_{min2} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2$;
- Sur Appuis : $A_{min2} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2$.

$A_{max} = \max (A_{cal}; A_{min1}; A_{min2})$

Tableau III.24 : Récapitulatif de ferrailage.

	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min1} (\text{cm}^2)$	$A_{min2} (\text{cm}^2)$	$A_{max} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
Travée	1,56	1,41	1.30	1,56	3HA10=2,36
Appuis	1,87	0.22	0.20	1,87	1HA14=2.26

▪ **E. L. S**

❖ **En Travée**

- **Position de l'axe neutre ($A' = 0$)**

$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15[(A' \times c) + (A \times d)] = 0$ et on a: $A' = 0$

$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15 Ad = 0$

$32,5 y_{ser}^2 + 15(2.36) y_{ser} - 15(2.36 \times 18) = 0$

$32,5 y_{ser}^2 + 35,4 y_{ser} - 637,2 = 0$

$\sqrt{\Delta} = 289,981$

$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$

$Y_{ser} = 3.91 \text{ cm}$

- **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :**

$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 7679,13 \text{ cm}^4$

- **Contraintes maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{834 \times 10^3}{7679,13} \times 3,91 = 4,24 MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,24 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

– **Contraintes maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{15 \times 834}{7679,13} \times 3,91 = 63,69 MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 63,69 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 201,66$$

❖ Sur appui

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

– **Position de l'axe neutre ($A' = 0$)**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15 A y_{ser} - 15 A d = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 15(2,26) y_{ser} - 15(2,26 \times 18) = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 33,9 y_{ser} - 610,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 283,68$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\Rightarrow Y_{ser} = 3,84 \text{ cm}$$

– **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 7436,98 \text{ cm}^4$$

– **Contraintes maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{834}{7436,98} \times 3,84 = 4,30 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4,30 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

– **Contraintes maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{15 \times 834}{7436,98} \times 3,84 = 64,59 MPa$$

$$\sigma_s = 64.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 201.66 \text{ MPa}$$

– **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)**

La contrainte tangente : $\tau_u = T_U / (b_0 \times d)$ **BAEL91 (A.5.1, 1)**

T_U : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = 23623.2 / (100 \times 180) = 1.31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (artc. A.5.1, 2)).}$$

$$\bar{\tau}_{\mu} = \min [0.20 \times (25/1.5); 5 \text{ MPa}] = \min (3,333; 5 \text{ MPa}) = 3.333 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{\mu} = 3.333 \text{ MPa} \quad (\text{c v})$$

– **Le diamètre des armatures d'âme : BAEL91 (artc. A.7.2, 2)**

$$\phi_l \leq \min \left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \min \left(\frac{200}{35}; 12; 100/10 \right) \Rightarrow \phi_l \leq \min (5,71; 12; 10)$$

Soit : $\phi_l = 5 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \text{ HA6} = 0.57 \text{ cm}^2$$

– **Espacement des cadres S_t : BAEL91 (artc .A.5.1, 2 ,2)**

$$S_{t1} \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (16.2; 40) = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0.4 \times b_0 = 0.57 \times 400 / 0.4 \times 10 = 57 \text{ cm}$$

$$\text{Suit: } S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2}) = 16.2$$

Alors on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

– **Vérification de la flèche : BAEL91 (artc. B.6.8, 424)**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{8,34}{450} = 0,018 = 0,018 \dots \dots \dots (C.V)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15.M0} \Rightarrow \frac{8,34}{450} = 0,018 < 0,049 \dots \dots \dots (C.V)$$

$$\frac{A}{b0 \times d} \leq \frac{3,60}{Fe} \Rightarrow \frac{3,39}{65 \times 18} = 0,0028 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \dots (C.V)$$

III.6.3.4.Schéma de ferrailage

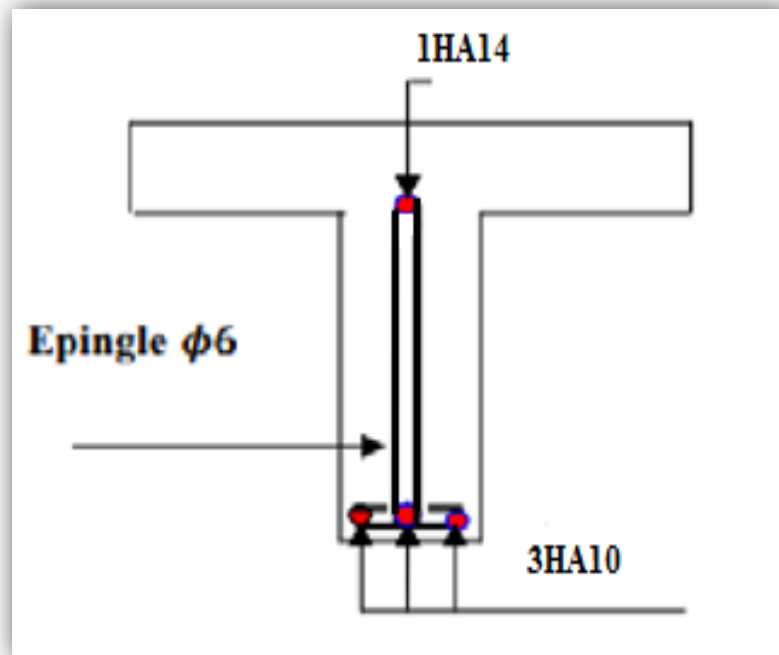


Figure. III. 32 : Ferrailage de nervure

III.6.4.La dalle mince (Table de compression) :BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm.

Il est armé d'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.
- Treillis soudé FeE 235 → $f_e = 235$ Mpa

L'écartement L entre axes des nervures égal à 70cm donc : $L_0 = 70$ cm

$50\text{cm} < L_0 < 80\text{cm}$

- **Pour les armatures perpendiculaires aux nervures**

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 70) / 235 = 1.19 \text{ cm}^2$$

On adapte $5\emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

– **Espacement**

n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

– **Pour les armatures parallèles aux nervures**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.70 / 2 = 0.85$$

On adopte $3\emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

– **Espacement**

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33.33 \text{ cm}$$

$S_t = 30 \text{ cm}$

On adopte un treillis à soudé de 6mm avec des mailles 20×20 [$Ts \emptyset 6: 20 \times 20$].

III.6.5. Schéma de ferrailage

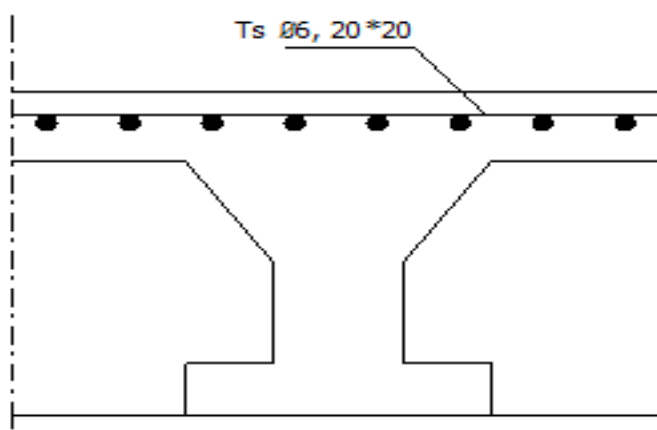


Figure III.33: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.7. Conclusion

Tableau III.25. Récapitulatif de ferrailage

	Eléments		$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	Choix	Choix
Eléments communs	Acrotère		0.237	1.09	1.09	4HA8	4HA8
	Balcon		6.16	1.45	6.16	4HA14	4HA8
	Escalier	Travée	7.328	1.57	7.328	4HA16	4HA10
		Appuis Droite	6.06	1.57	6.06	4HA14	4HA10
		Appuis Gauche	2.94	1.57	2.94	4HA10	4HA10
Variante 01	Terrasse	En travée	1.68	1.30	1,68	3HA10	/
		Sur appuis	1.76	0.20	1,76	1HA14	/
	Etage	En travée	1,56	1.30	1,56	3HA10	/
		Sur appuis	1,61	0.20	1,61	1HA14	/

CHAPITRE IV

Etude Sismique

IV.1.Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. Ce phénomène naturel peut causer des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sans l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismique algériennes.

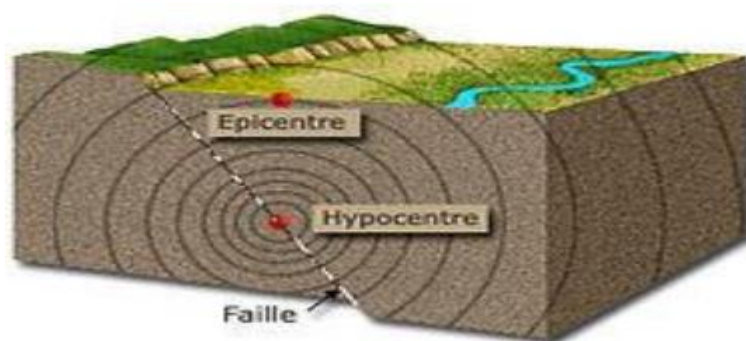


Figure IV.1: caractéristique de séisme.

IV.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.

IV.3.Modélisation de la structure étudiée

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud;
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds;
- ✓ Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.
- ✓

IV.3.1.Modélisation

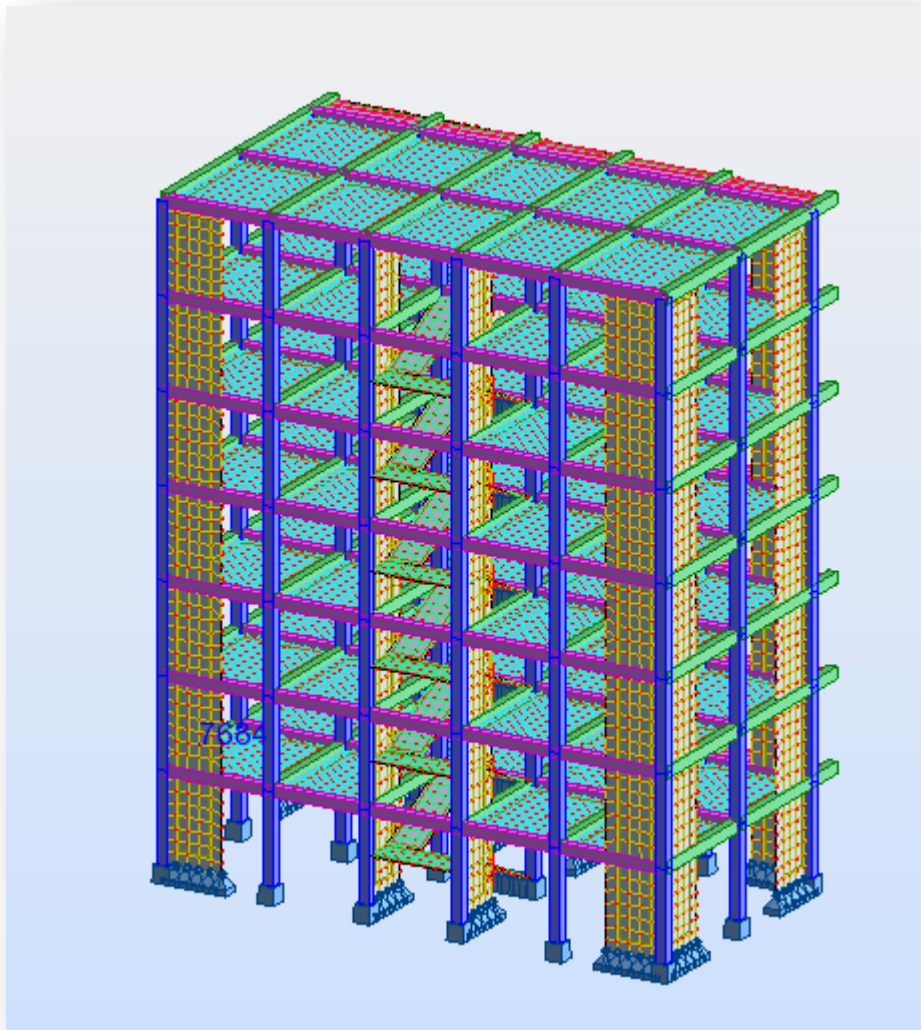


Figure IV.2: Modélisation en 3D de la structure système portique.

IV.4.Combinaison d'action

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

BAEL

-ELU : $1,35G + 1.5Q$;

-ELS : $G + Q$.

RPA99/version 2003 :[62]

$-GQEx : G + Q \mp Ex ;$

$-GQEy: G + Q \mp Ey;$

$-0.8GEx: 0,8G \mp Ex;$

$-0.8GEy: 0,8G \mp Ey.$

Avec :

G: Ensembles des charges permanentes;

Q: Ensembles des charges d'exploitation;

Ex : Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le Sens X-X;

Ey: Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le Sens-Y-Y.

IV.5.Méthodes de calculs [63]

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente ;
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.5.1.Méthode statique équivalente

IV.5.1.1.Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV.5.1.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec Une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les Conditions de hauteur énoncées en a), la condition complémentaire suivante : zone I :

Touts groupes

Notre bâtiment présente une régularité en élévation, avec une hauteur qui ne dépasse pas excessivement **65 m**, donc selon RPA 99, on peut appliquer la Méthode statique équivalente.

IV.5.1.3.Calcul de l'action sismique

IV.5.1.3.1.Calcul de l'action sismique système portique

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

❖ **Caractéristiques Dynamique de la structure**

-Zone I : sismicité faible;

-Groupe d'usage : 2 ;

-**A** : coefficient d'accélération de zone, **A = 0.15** .

-**Q** :Facteur de qualité .

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
- la régularité en plan et en élévation ;
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

- Valeurs des pénalités P_q

Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualités de la variante 1.

Critère « q »	Sans X-X	Sans Y-Y
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$

2. Redondance en plan	Observé Pq=0	Observé Pq=0
3. Régularité en plan	Non Observé Pq=0.05	Non Observé Pq=0.05
4. Régularité en élévation	Observé Pq=0	Observé Pq=0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non Observé Pq=0.05	Non Observé Pq=0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé Pq=0	Observé Pq=0

$$Q = 1 + P \Rightarrow Q = 1 + 0.1 \Rightarrow Q = 1.1$$

-D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

- η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}}$$

-Amortissement : $\xi = 7 \%$

Donc

$$\xi = 7 \% \rightarrow \eta = 0.88 > 0.7$$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure**

Avant tout, il faut calcul la période fondamentale du bâtiment en utilisant deux formules empirique suivant :

-Estimation empirique avec la formule 1

$$T_{emp} = C_t \times h_N^{3/4}$$

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Pour noter cas C_1 est le même dans deux direction.

$$C_{tx}=C_{ty}=0.05$$

h_N : hauteur totale de la structure.

$$h_N= 21.42m$$

$$\text{Donc : } T_{y1}=T_{x1}=0.45\text{sec}$$

-Estimation empirique avec la formule 2

$$T=0.09h_N/\sqrt{L}$$

L :la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$L_x=17.80m \quad L_y=10.40m$$

$$T_{x2} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 21.42}{\sqrt{17.80}} = 0.32\text{sec} \Rightarrow T_{x2} = 0.45\text{sec}$$

$$T_{y2} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 21.42}{\sqrt{10.40}} = 0.39\text{sec} \Rightarrow T_{y2} = 0.59\text{sec}$$

Condition sur la période fondamentale du bâtiment retenir dans chaque direction considère

La plus petite des 2 valeur données. Par la formule empirique.

$$T_X = \min(T_{x1}, T_{x2}) \quad T_X = \mathbf{0.45 \text{ sec}}$$

$$T_y = \min(T_{y1}, T_{y2}) \quad T_y = \mathbf{0.59 \text{ sec}}$$

Tableau.4.7 RPA99 p34 (valeurs de T_1 et T_2)

Site S 2 : $T_1 = 0.15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0.40 \text{ sec}$.

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site ;

T : période fondamentale de la structure.

$$\left. \begin{array}{l} 0 \leq T_X \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0.45 \leq 0.4 \\ 0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 2,5 \eta \\ 0 \leq T_y \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0.59 \leq 0.4 \end{array} \right\}$$

Alor :

$$D_X = D_y = \mathbf{2.5 \times 0.88 = 2.2}$$

-**R** :Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système Decontreventement.

- ✓ **Sens X-X : $R_x=5$; Sens-Y-Y : $R_y=5$.**

Tableau IV. 2: Caractéristique dynamique de la structure

Sens	A	D	R	Q	W(KN)	V _{staq}
Longitudinal	0.15	2.2	5	1.1	14935.33	1084.30
Transversal	0.15	2.2	5	1.1	14935.33	1084.30

IV.5.1.4.Modélisation des masses

✓ Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est Plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés ;

- ✓ La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à
- ✓ partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie ;
- ✓ Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de

la force sismique totale.

IV.5.1.5.La résultante de force sismique

La résultante de force sismique à la base V_t , obtenue par combinaison de valeurs modales ne doit pas être inférieur à «80% »de la résultante des forces sismique déterminer par la méthode statique équivalente V par une valeur du période fondamental donne par la formule empirique appropriée, Si ($V_d > 0,8V_s$).

IV.5.2. Méthodes dynamiques

- a) La méthode d’analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n’est pas permise ;
- b) La méthode d’analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d’interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV. 5.2.1.Méthode dynamique spectrale modale

• **Principe de la méthode**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel « **ROBOT** ».

• **Nombre de modes à considérer**

a- Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure,
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K = 3(N)^{1/2} \quad \text{et} \quad T_K < 0,20$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

• **Spectre de réponse**

$$S_a/g = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \end{cases}$$

$$2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R}\right) T > 3s$$

Pour cette étude on a utilisé le logiciel Autodesk ROBOT Structural Analysis 2014

- **Présentation du logiciel de calcul**

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, et le progiciel (groupe de logiciels) **ROBOT structural Analysis Professional 2014**.

C'est une application collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage EF automatique puissant, des algorithmes non- linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception international (BAEL, RPA,...).

Ce progiciel appartient à la catégorie CAO/DAO destiné à modéliser, analyse, et dimensionner les différents types de structures, la dernière étape générée par **Robot** est la création des documents pour la structure calculée et dimensionnée (les notes de calcul et les plans d'exécution).

Les principales caractéristiques du progiciel **Robot** sont les suivantes:

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet ;
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO.

La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes, etc.).

IV.5.2.2. Modélisation de la structure

IV.5.2.2.1. Analyse statique et dynamique

L'analyse statique et dynamique est utilisée pour déterminer la réponse de la structure soumise aux différents types de chargements.

a) Analyse statique

Elle implique la résolution de l'équation $[K] \times \{U\} = \{R\}$

Avec :

$[K]$: Matrice de rigidité,

$\{U\}$: Vecteur de déplacement,

$\{R\}$: Vecteur de chargement,

Pour chaque cas de chargement défini, le programme crée automatiquement le vecteur charge $\{R\}$ et calcul de déplacement $\{U\}$.

Chaque cas de chargement inclus :

- Le poids propre de l'élément poutre ou poteau ;
- Les chargements concentrés ou répartis sur les éléments de portique ;
- Les charges uniformes sur les éléments plaques.

b) Analyse par le spectre de réponse

L'équation d'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique est la suivante :

$$[K] \times \{U\} + [C] \times \{\dot{U}\} + [M] \times \{\ddot{U}\} = [M] \times \{\ddot{U}_s\}$$

Avec :

$[C]$: Matrice d'amortissement ;

$\{\ddot{U}_s\}$: Accélération du sol ;

$\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$: sont les déplacements, la vitesse et l'accélération la structure.

Les données précédemment calculés nous donnent un spectre d'accélération sismique, qui se présente comme le montre la figure suivante :

IV.5.2.2.2. Poids total de la structure "W"

-W: poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes ;

W_{Qi} : la charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération donné par le $\rightarrow \beta=0.2$.

a. Système portique :

Tableau IV. 3: Poids de chaque étage.

Niveau	$W_{\text{étage}}(\text{KN})$
RDC	1152,65
1 ^{er} étage	1152,65
2 ^{émé} étage	1152,65
3 ^{émé} étage	1152,65
4 ^{émé} étage	1152,65
5 ^{émé} étage	1152,65
6 ^{émé} étage	1334.06

IV.5.2.2.3. Les données géométriques

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

- Position des voiles

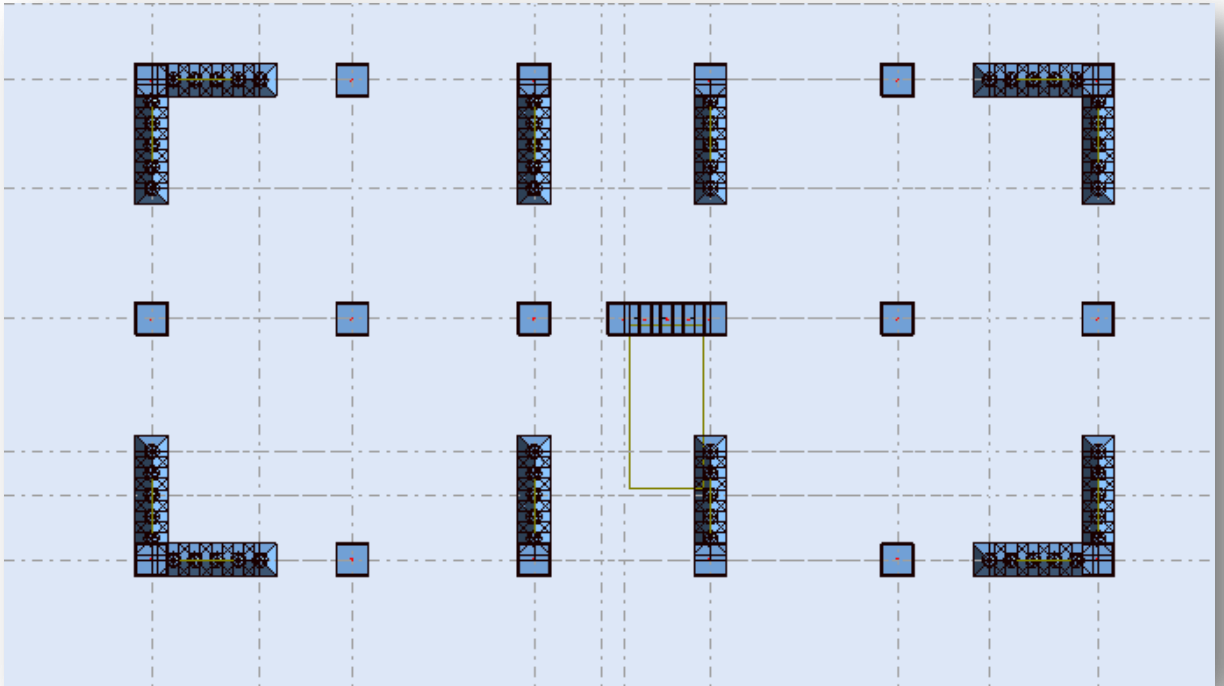


Figure IV.3: Position des voiles

IV.5.2.2.3.1. Centre de masse

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, Plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ;

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

IV.5.2.2.3.2. Centre de torsion

Les coordonnées du centre des rigidités peuvent être déterminé par les formules ci-après
Avec :

$$X_{cj} = \sum I_{jy} X_j / I_{jy} \quad Et \quad Y_{cj} = \sum I_{jx} Y_j / I_{jx}$$

Avec :

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y ;

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} ;

I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x ;

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

-L'excentricité théorique :

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}| / Et \quad e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité:

a. Système portique

Tableau IV.4 : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau variante 1.

Etage	Position de center de masse		Position du center de torsion		Excentricité	
	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	X_{CR}	Y_{CR}	e_{xt}	e_{yt}
RDC	8.90	5.125	8.90	5.125	0.00	0.04
1	8.90	5.125	8.90	5.125	0.01	0.06
2	8.90	5.125	8.90	5.125	0.00	0.04
3	8.90	5.125	8.90	5.125	0.00	0.04
4	8.90	5.125	8.90	5.125	0.00	0.04
5	8.90	5.125	8.90	5.125	0.00	0.00
6	8.90	5.125	8.90	5.125	0.00	0.00

IV.5.2.2.3.4.L'excentricité accidentelle

$$e_{xa} = \max(5\% L_{Xmax} ; e_{xt}) \quad et \quad e_{ya} = \max(5\% L_{max} ; e_{yt})$$

L_{imax} : variable pour tout le niveau.

Tableau IV.5 : Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau .

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	1A62 105		17,45	10,25	0,87	0,51
2	Etage 2	A328 419A421		17,45	10,25	0,87	0,51
3	Etage 3	A346 422A424		17,45	10,25	0,87	0,51
4	Etage 4	A364 425A427		17,45	10,25	0,87	0,51
5	Etage 5	A382 428A430		17,45	10,25	0,87	0,51
6	Etage 6	A400 431A433		17,45	10,25	0,87	0,51
7	Etage 7	A104 401A418		17,45	10,25	0,87	0,51

IV.6.Résultats de calcul (ROBOT)

IV.6.1.Périodes et facteurs de participation modale

IV.6.1.1.Périodes et facteurs de participation modale Système portique (

Tableau IV.6: Périodes et facteurs de participation modale système portique.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	23,30	0,20	28,48	33,00	45,55	24,47	28,33	24,67	511045,70	511045,69	511045,69
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	10	1	10	10	10	2	3	5	1	1	1
MIN	4,98	0,04	2,23	1,66	0,00	0,00	0,01	0,00	511045,70	511045,69	511045,69
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	1	10	1	1	1	10	10	1	1	1	1

IV.6.2.Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement

IV.6.2.1.Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement

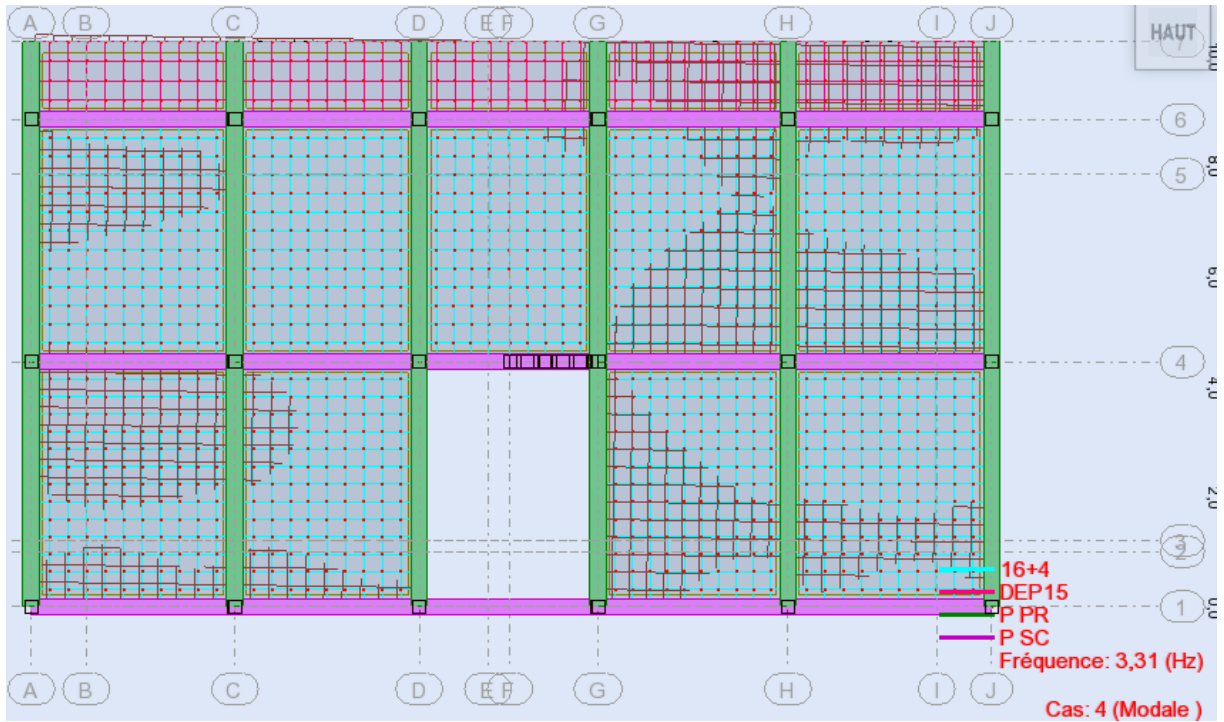


Figure IV.3 : MODE 1.

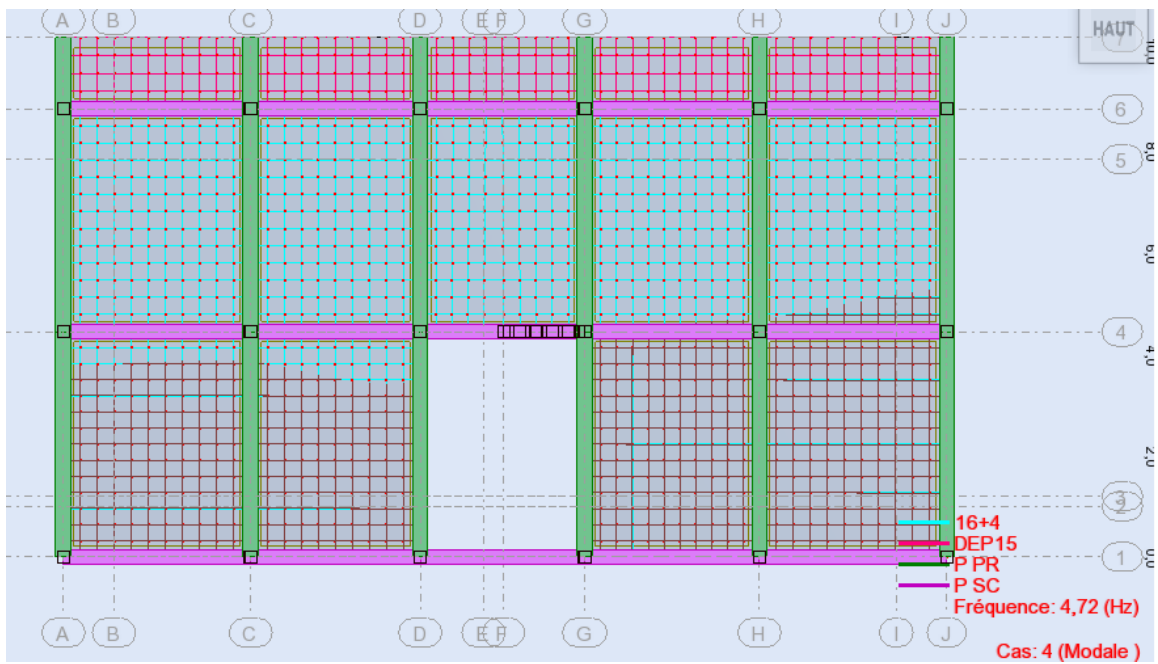


Figure IV.4 : MODE 2.

H_i : niveau de plancher ;

F_t : force concentrée au sommet de la structure ;

W_i : poids de l'étage.

IV.7.1. Distribution verticale de la force sismique système portique

Tableau IV.7 : Les valeurs des efforts

niveau	Hl(m)	wi(kn)	wi x Hl(knm)	fi x(kn)	fi y(kn)	VKX(kn)	VKY(kn)
etage1(rdc)	3,06	1152,65	3527,109	37,258997	37,0443575	1084,3	1084,3
etage2	6,12	1152,65	7054,218	74,517993	74,0887151	1047,041	1047,2556
etage3	9,18	1152,65	10581,327	111,77699	111,133073	972,52301	973,16693
etage4	12,24	1152,65	14108,436	149,03599	148,17743	860,74602	862,03385
etage5	15,3	1152,65	17635,545	186,29498	185,221788	711,710033	713,85642
etage6	18,36	1152,65	21162,654	223,55398	222,266145	525,415049	528,63464
etage7	21,42	1334,06	28575,5652	301,86107	306,368491	301,861068	306,36849
total	21,42	8249,96	102644,854	1084,3	1084,3	5503,59618	5515,616

IV.8. Vérification des méthodes

IV.8.1. Vérification de la période

Les valeurs de T, calculées à partir de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dynamique}} < 1.3 \times T_{\text{empirique}}$$

IV.8.1.1. Vérification de la période système portique

- La période donnée par **ROBOT** est : $T_{\text{ROBOT}} = 0.20s$;
- La période de la méthode statique équivalente est : $T_{\text{MSE}} = 0.42s$.
-

$$T_{\text{ROBOT}} = 0.20 < 1.3 \times T_{\text{MSE}} = 0.54s \dots\dots\dots cv$$

IV.8.2. Vérification de l'effort tranchant à la base

IV.8.2.1. Vérification de l'effort tranchant à la base

Tableau IV.8 : L'effort tranchant à la base

Sens	V_{dy}	V_{st}	$0.8V_{st}$	Observation
------	----------	----------	-------------	-------------

	(KN)	(KN)	(KN)	
x-x	1084.3	1084.3	867.44	Non Observé
y-y	1084.3	1084.3	867.44	Non observé

Selon RPA 99 V2003 l'article (4.3.6 page 50) des résultantes des forces sismique

L'effort tranchant à la base sens y-y ($V_{dy} < 0,8V_{st}$) : il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces , déplacements , moments,.....) dans le rapport $0.8V_{st}/ V_{dy}$

$$0.8V_{st} / V_{dy} = 1.01$$

IV.9.Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{Avec :}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i ;

R : Coefficient de comportement (R=5 variante 1) ;

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\Delta_k < 1\% h_K$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent Ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

IV.9.1.Calcul des déplacements système portique

Tableau IV.9: Vérification des déplacements dans le sens x-x.

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0,2	0,3	0,1	0,001	0,001	0,000
Noeud	10917	68	1640	5857	1113	2877
Cas	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	6	13 (C) (CQC)	7 (C)	15 (C) (CQC)
Mode			CQC			
MIN	-0,2	-0,2	-0,3	-0,001	-0,001	-0,000
Noeud	68	3497	1642	13746	2889	2889
Cas	14 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	7 (C)	16 (C) (CQC)	7 (C)	16 (C) (CQC)
Mode						

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements dans le sens y-y.

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0,1	0,2	0,1	0,000	0,000	0,000
Noeud	63	68	1640	1641	2971	2877
Cas	6	6	6	6	6	6
Mode	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC
MIN	-0,0	-0,1	-0,1	-0,000	-0,000	-0,000
Noeud	11144	68	13010	2972	2971	2877
Cas	6	6	6	6	6	6
Mode	1	1	3	3	3	3

IV.10. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de second 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» : $P_k = \sum W_G(i) + \beta.W_Q(i) \quad i=k, \dots, n$;

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) ;

h_k : Hauteur d'étage du niveau (k) ;

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Si :

-0.10 < Θ_k ≤ 0.20 : Les effets (P-Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative

En amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1°ordre par le facteur 1/ (1-Θ).

-Si 0.20 > Θ_k : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

IV.10.1. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P-Δ

Tableau IV.11 : Vérification des effets (P-Δ) sans x-x système portique.

Niveau	Sens x-x					Observation
	h _K (cm)	P _K (KN)	Δ _K (cm)	V _K (KN)	Θ _K	
6 ^{em} étage	306	1334.06	00	1084.30	0	Observé
5 ^{em} étage	306	1152,65	00	1084.30	0	Observé
4 ^{em} étage	306	1152,65	0.1	1084.30	0,0002989	Observé
3 ^{em} étage	306	1152,65	0.1	1084.30	0,0002989	Observé
2 ^{em} étage	306	1152,65	0.1	1084.30	0,0002989	Observé
1 ^{er} étage	306	1152,65	0.3	1084.30	0,00089669	Observé
RDC	306	1152,65	0.5	1092.96	0,00134504	Observé

IV.11. Vérification au renversement

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un

Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que : **Moment résistant/moment de renversement** ≥ 1.5

IV.11.1. Vérification au renversement système portique

- Sans X-X :

$$M_{\text{resi}} = W \times l/2$$

$$M_{\text{renv}} = \sum F_i \cdot Z_i$$

$$\frac{M_{\text{Résist}}}{M_{\text{Renver}}} = \frac{5679.752}{102644.854} = 0.052 > 1.5 \dots \dots \text{cv}$$

- Sans Y-Y :

$$M_{\text{resi}} = W \times l/2$$

$$M_{\text{renv}} = \sum F_i \cdot Z_i$$

$$\frac{M_{\text{Résist}}}{M_{\text{Renver}}} = \frac{9087.603}{102644.854} = 0.088 \geq 1.5 \dots\dots CV$$

IV.12. Conclusion

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences dans les deux systèmes, selon le RPA99/2003 à savoir :

- la vérification de la période ;
- la vérification de la résultante des forces sismiques ;
- justification vis-à-vis les déformations et effet(P- Δ) ;
- Vérification au renversement ;
- Calcul des déplacements.

CHAPITRE V

Etude Des Eléments Résistants

V .1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V .2.Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel " **Autodesk Robot Structural Analysis 2014** ",qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 et BAEL91 qui sont :

$$-GQEx : G+ Q \mp Ex ;$$

$$-GQEy: G + Q \mp Ey;$$

$$-0.8GEx: 0,8G \mp Ex;$$

$$-0.8GEy: 0,8G \mp Ey ;$$

$$-ELU : 1,35G + 1.5Q ;$$

$$-ELS : G + Q.$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (30×40) ;
- ✓ Poutres secondaires (30× 35).

V .2.1. Recommandation du RPA99/2003 :

- ✓ **Armatures longitudinales : [90]**

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la

Poutre est de 0.5% en toute section. $A_{t\min} = 0,005 \cdot S \cdot b$;

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

– 4% en zone courante ;

– 6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa .

- ✓ **Armatures transversales : [91]**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

– $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1^{\min})$ en zone nodale,

– $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

$\Phi 1$: valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une

Section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers

Comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues. [92]}$$

V .2.2. Sollicitations de calculs :

Tableau V.1 : Sollicitations des poutres.

Niveau	Combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale		Poutre secondaire	
			Appuis	Travée	Appuis	Travée
Etage	ELU	M_{\max} [kN.m]	86.14	42.88	46.38	20.76
	ELS	M_{\max} [kN.m]	60.00	29.54	60.00	14.49
	Accidentelle	M_{\max} [kN.m]	86.78	27.79	86.78	27.79
	Effort tranchantT [kN]		15.30		5.40	
terrasse	ELU	M_{\max} [kN.m]	53.24	33.85	38.45	23.16
	ELS	M_{\max} [kN.m]	25.02	38.26	27.51	16.96
	Accidentelle	M_{\max} [kN.m]	51.70	23.50	40.15	16.19
	Effort tranchantT [kN]		17.00		6.50	

V.2. 3. Exemple de calcul :

- **Armatures longitudinales :**

Suivant le RPA :

$$\text{-Poutres principales : } A'_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poutres secondaires : } A'_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Suivant le BAEL :

-Poutres principales :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 38.5 = 1.39 \text{ cm}^2$$

- Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 32.5 = 1.18 \text{ cm}^2$$

- ✓ **En travée:**

- **ELU**

$$M_{u,t} = 42.88 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{42.88 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 30 \cdot (38.5)^2} = 0.067$$

$$\mu = 0.067 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.087$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.962$$

$$A_{cal}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{42.88 \times 10^3}{348 \times 0.962 \times 38.5} = 3.32 \text{ cm}^2$$

- **ELA :**

$$M_{acc,t} = 86.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{86.98 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 30 \cdot (38.5)^2} = 0.137$$

$$\mu = 0.137 < \mu_L = 0.392$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.186$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.952$$

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{86.98 \times 10^3}{348 \times 0.952 \times 38.5} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min}) = 6.75 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_{st} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

✓ **Sur appuis :**

▪ **ELU**

Mu.a =60.00KN.m

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{60.00 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times (38.5)^2} = 0.095$$

$$\mu = 0.095 < \mu_l = 0.932 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.125$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.949$$

$$A_{cal}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{60 \times 10^3}{348 \times 0.950 \times 38.5} = 4.71 \text{ cm}^2$$

▪ **ELA**

Macc.a=27.79KN.m

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{27.79 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times (38.5)^2} = 0.044$$

$$\mu = 0.044 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.056$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.977$$

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{27.97 \times 10^3}{348 \times 0.977 \times 38.5} = 2.13 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 4.71 \text{ cm}^2$$

On a : A_t=6.156cm² On adopte: A_t=4HA14 =6.156cm²

▪ **ELS**

-La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- - la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau V .2: Récapitulatif de vérification.

	α	M_u	M_{ser}	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.087	86.14	60.00	1.37	0.435	CV
Appui	0.059	42.88	29.79	1.37	0.435	CV

-Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

✓ **On doit vérifier que :**

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_t = 6.156cm^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(15.30 + \frac{86.14}{34.65} \right) = 0.05cm^2 \dots\dots\dots cv$$

-Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{15.30}{30 \times 38.5} = 0.013MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\} = 3MPa$$

$\tau_u = 0.013MPa < \bar{\tau}_u = 3MPa \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

-Section et écartement des armatures transversales A_t :

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right) = 1.2cm$$

On prend : $\phi_t = 8mm$ de nuance d'acier FeE400

$$4\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01cm^2$$

– **L'espacement des armatures transversales :**

* **Zone nodale :** $\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right) = 10.00\text{cm} \Rightarrow \delta_t = 10.00\text{cm}$

* **Zone courante :**

$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow \delta_t = 20.00\text{cm} \Rightarrow \delta_t = 20.00\text{cm}$

Donc :

- $\delta_t = 20\text{cm}$ en zone courante
- $\delta_t = 10\text{cm}$ en zone nodale
- **Vérification des armatures transversales :**

* **Zone nodale :**

$A_{r\min} = 0.003 \cdot 30 \cdot 10 = 0.9\text{cm}^2$

* **Zone courante :**

$A_{r\min} = 0.003 \cdot 30 \cdot 20 = 1.8\text{cm}^2$

- **Les longueurs de recouvrement :**
 $L_r > 40\phi$ en Zone II
 $\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48\text{ cm}$ on adopte $L_r = 50\text{ cm}$

Remarque : étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage sont les mêmes que celle déjà montrée ci-dessus ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Tableau Récapitulatif :

➤ **ELU :**

Tableau V. 3: Les barres choisies pour les poutres.

Type des poutres		A_{\min} [cm ²]		A_{cal} [cm ²]		Barres choisies		A_{cor} [cm ²]		L_r cm
		BAEL	RPA	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	
Poutres	Travée	1.77	6.75	6.03	3.29	6HA12	6HA12	6.79	6.79	50

principales	Appui	1.77	6.75	4.20	6.65	6HA16	6HA12	6.79	6.79	50
Poutres secondaires	Travée	1.18	5.25	1.77	2.09	5HA12	5HA12	5.65	5.65	50
	Appui	1.18	5.25	3.13	5.52	5HA12	5HA12	5.65	5.65	50

Type des poutres		A		M _u		M _{ser}		$\bar{\alpha}$		Condition
		Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	
Poutres principales	Travée	0.144	0.126	33.85	42.88	38.45	29.54	0,63	1,20	CV
	Appui	0.246	0.234	86.14	86.14	99.88	60.00	0,61	1,18	CV
Poutres secondaires	Travée	0.056	0.068	20.76	20.76	18.54	14.49	0,86	1,18	CV
	Appui	0.101	0.105	46.38	46.38	33.27	60.00	1,14	0,52	CV

Tableau V .4: Récapitulatif de vérification à ELS.

V.2.4. Schéma de ferrailage structure (Terrasse & Etage):

* Poutres Principales :

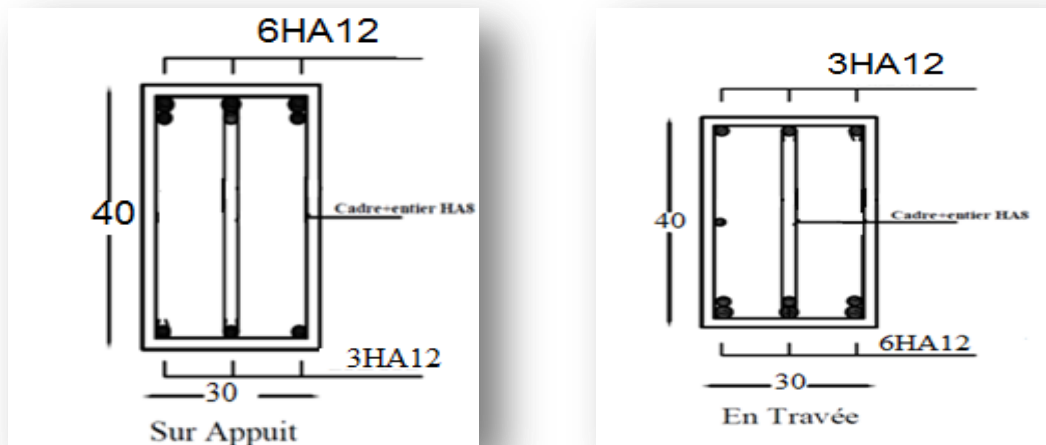


Figure V.1 : Ferrailage de poutre principale.

* Poutres secondaires :

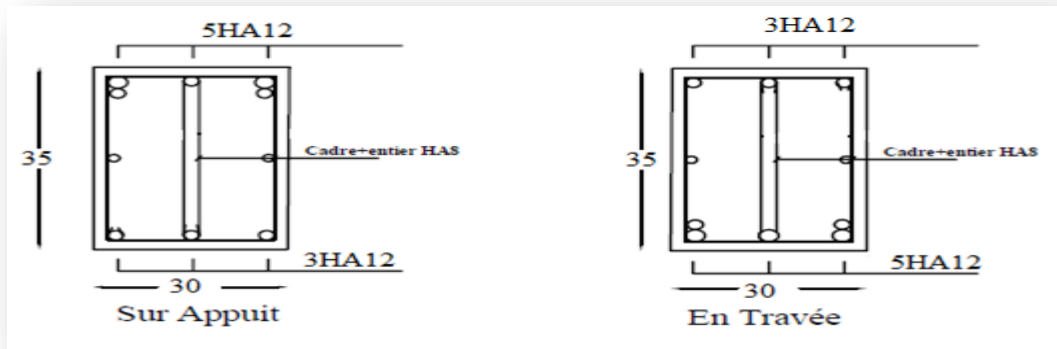


Figure V.2 : Ferrailage de poutre secondaire.

V.3. Etude des poteaux :

V.3. 1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges supportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables.

V. 3.2. Aspect réglementaire :

- **Les combinaisons accidentelles :**

Suivant le RPA :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

E.L.A :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

- **Les combinaisons fondamentales :**

Suivant le BAEL :

$$E.L.U : 1,35G + 1,5 Q$$

$$E.L.S : G + Q$$

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- 1^{ère} cas : $N_{\max} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$

- 2^{ème} cas : $M_{Z_{\max}} \rightarrow N_{corr}$;
- 3^{ème} cas : $M_{Y_{\max}} \rightarrow N_{corr}$;
- 4^{ème} cas : $N_{\min} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$.

○ **Armatures longitudinales : [93]**

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec un diamètre minimum de **12mm**.

* Armatures minimales : 0.8% en zone II ;

* Armatures maximales : $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

Avec :

B : Section du poteau

* Longueur de recouvrement est de 40ϕ en zone II ;

* Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale ;

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

○ **Armatures transversales : [94]**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec :

- V_u : effort tranchant de calcul;

- h_L : hauteur totale de la section brute;

- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale;

- P_a : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique des poteaux - dans la direction considérée $P_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$ et à 3,75 dans le cas contraire.

- δ_t : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\delta_t \leq \min(10 \cdot \phi_L; 15cm) \text{ En zone II}$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15 \cdot \phi_{L_{\min}}$$

$\phi_{L_{\min}}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

* la quantité d'armatures transversales minimales est:

$\frac{A_t}{\delta_t \cdot b}$ En % et est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%

- Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

Avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \cdot \phi_t$ minimum.

V.3.3. Les sollicitations :

V.5 : Sollicitations des poteaux.

CAS	Efforts	ELU	ELA	ELS
Cas 1	N_{max} [KN]	1274.97	922.23	915.01
	M_{Ycor} [KN.m]	14.97	5.53	5.78
	M_{Zcor} [KN.m]	8.03	10.92	10.78
Cas 2	M_{Zmax} [KN.m]	13.96	5.75	2.91
	M_{Ycor} [KN.m]	7.42	2.73	5.65
	N_{cor} [KN]	1207.30	881.58	875.18
Cas 3	M_{Ymax} [KN.m]	10.56	7.86	4.14
	M_{Zcor} [KN.m]	5.60	4.24	7.65
	N_{cor} [KN]	564.45	978.35	413.19

V.3.4. Exemple de calcul :**➤ Etat Limite De Stabilité De Forme :**

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$$

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right)$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

1^{er} cas: 1,35G+1,5Q

$$N_{\max} = 1274.97\text{Kn}; \quad M_u = 14.97\text{kn.M} ; \quad M_{ser} = 8.03\text{Kn.M}$$

* Calcul de L'excentricité :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{14.97}{1274.97} = 0.011\text{m}$$

$$e_a = \max\left(2\text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{ cm}, \frac{306}{250}\right) = \max(2, 1.224)$$

$$e_a = 2\text{cm} = 0.02\text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{14.97}{1.5 \times 8.03} \right)$$

$$\alpha = 0.24;$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3.06)^2}{10000 \times 0.3} (2 + 0.24 \times 2)$$

$$e_2 = 0.01$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = \mathbf{0.04m}$$

* Calcul de coefficient de remplissage ψ :

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b.h.\sigma_{bc}} = \frac{1274.97 \times 10^3}{350 \times 350 \times 14.2} = 0.53$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0.53$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

* Calcul l'excentricité critique relative ζ :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.53}}{17.54} = 0.20$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0.20 \times 0.35 = 0,07$$

$$e = 0.03m < e_{Nc} = 0.07 \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$e < e_{Nc}$ Section entièrement comprimée

$A'_{s,\min} = 4\text{cm}^2$ x périmètre de la section

$$A'_{s,\min} = 4 \times [(0.35 + 0.35) \times 2] = \mathbf{5.6\text{cm}^2}$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{b.h}{1000}, B \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{35 \times 35}{1000}; 35 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \{ 1.22\text{cm}^2; 6.43\text{cm}^2 \}$$

$$A_{s,\min} \geq 6.43\text{cm}^2$$

Suivant le RPA :

• **Armatures maximales :**

* en zone courante :

$$A_s \leq A_{\max} = 4\% b.h$$

$$A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = \mathbf{49\text{cm}^2}$$

* en zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{\max} = 6\% b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 73.5 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.

• **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0.8\% \times (b \cdot h) = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

* **Choix des armatures :**

$$A_s \geq A_{s\min} = 9.8 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_s = 4\text{HA}12 + 4\text{HA}14 = 10.68 \text{ cm}^2$

• **Vérification vis -à vis de l'état limite de service :**

– **Contrainte maximale de compression de béton:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{28}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 5.72 / 915.01 = 0.006 \text{ m}$$

$$S = bh + 15A_{totale} = 35 \times 35 + 15 \times 10.68 \Rightarrow S = 1385.2 \text{ Cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_s + A'_s)} \Rightarrow X_G = -1.66 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right] \Rightarrow I = 0,00125 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{sup} = 9.30 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre supérieure).

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{inf} = 9.71 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre inf.)

$$\text{Max} (\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) = 9.71 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

– **Contrainte maximale de traction des aciers**

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_2 = h - v_1$$

$$\sigma_s^1 = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{ser} \cdot (V_1 - C_1)}{I} \right] = 57.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B_0} - \frac{M_{ser} \cdot (V_2 - C_2)}{I} \right] = 56.1 \text{ MPa}$$

$$\text{Max} (\sigma_s^1, \sigma_s^2) = 57.2 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

– **Calcul des armatures transversales :**

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{214}{35} = 6,11 > 5$$

donc: $\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50$

- Suivant le BAEL :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; b+10\text{cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 12\text{mm}$$

$$t \leq \min(18; 40\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$t \leq 18\text{cm} \Rightarrow t = 15\text{cm}$$

- Suivant le RPA :

* **Zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15\text{cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 12\text{mm}$$

$$t \leq \min(12; 15\text{cm})$$

$$t \leq 12\text{cm} \Rightarrow t = 10\text{cm}$$

* **Zone courante:**

$$t' \leq 15\phi_L^{\min}$$

$$t' \leq 18\text{cm} \Rightarrow t' = 15\text{cm}$$

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,3 \text{ cm}$$

Donc on prendra **HA 08**

- **Détermination de la section des Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 7,52 \times 0,1}{35 \times 400} \times 10^{-2} = 0,013 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{306}{35} = 8,74 > 5$$

$$\text{On a : } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,\min} = 0,3\% t \cdot b_1$$

$$A_{t,\min} = 0,3\% t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8HA8 = 4,02 \text{ cm}^2 > A_{t,\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Les cadres doivent être fermées par des crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ_t

V.3.4.1. Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux :

Tableau V.6 : Calcul et choix des sections d'armatures.

CAS	A _{cal} (cm ²)	A _{min RPA} (cm ²)	Choix	A _{adopté}	Longueur de Rec (cm)
CAS1	7.21	12.8	4HA12+4HA16	14.2	HA16 : (65 cm) HA12: (50 cm)
CAS2	10.02	12.8	4HA12+4HA16	14.2	HA16 : (65 cm) HA12 : (50 cm)
CAS3	11.88	12.8	4HA12+4HA16	14.2	HA16 : (65 cm) HA12 : (50 cm)

– Vérification à l'ELS :

Tableau V.7 : Vérification des contraintes.

Cas	N ser	M ser	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	σ _s	σ̄ _s
1	915.02	10.78	15.68	15	137.25	201.66
2	875.18	5.65	8.22	15	71.92	201.66
3	413.19	7.65	11.12	15	45.43	201.66

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{7.52}{0.35 \times 0.325} = 0.66 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{Mpa} \right\} = 3 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{cv}$$

• Vérification de l'effort normal :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{1274.97}{1225 \times 25} = 0.04 \leq 0.30$$

V.3.5.Schéma de ferrailage :

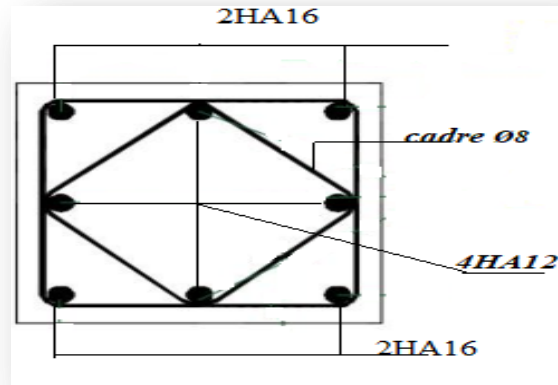


Figure V. 3 : Ferrailage de poutre principale.

CHAPITRE VI

Etude des fondations

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour rôle le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend du :

- ❖ Type d'ouvrage à construire ;
- ❖ La nature et l'homogénéité du sol ;
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation ;
- ❖ La charge totale transmise au sol ;
- ❖ La raison économique ;
- ❖ La facilité de réalisation.

En effet une méthode rapide et simplifiée permet de déterminer si une solution par semelle continue est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

- si $S_0 > S$: la fondation par semelles isolées est possible ;
- si $S > S_0$: la solution de fondation superficielle n'est pas possible ;
- si $S \approx S_0$: c'est une solution par radier général qu'il faut adopter.

Tel que :

S_0 : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment) ;

S : La surface totale minimale d'assise de fondation ;

$\bar{\sigma}_s$: La contrainte admissible pour le sol de fondation.

Cependant une vérification dans l'ordre suivant est requise : les semelles isolées, les semelles filantes et enfin le radier général et on opte pour le choix qui convient.

$$S_0 = 185.12 \text{ m}^2$$

$$N_{\max} = 1274.97 \text{ KN (Robot)}$$

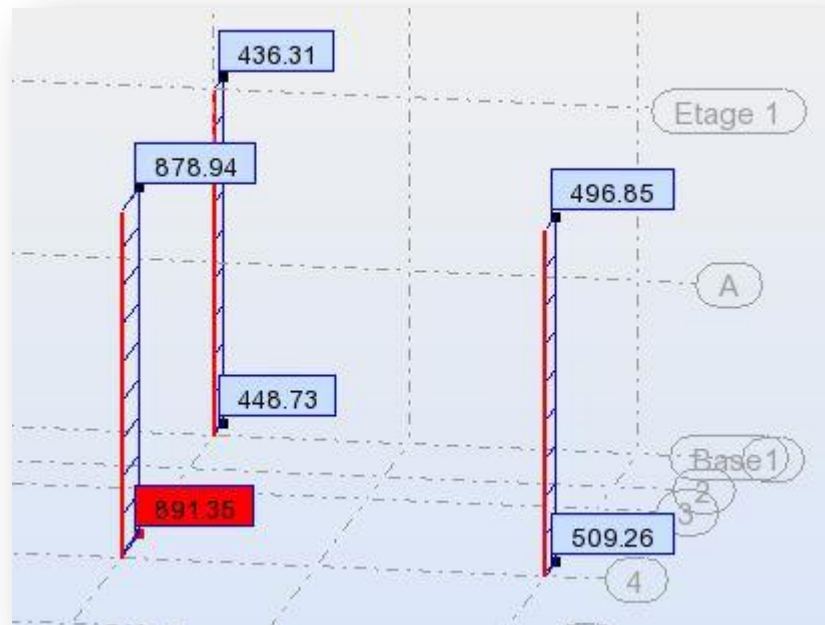


Figure VI.1 : Semelle isolé

$$S = \frac{N_{\max}}{\sigma_s} = \frac{891.35}{250} = 3.56 \text{ m}^2$$

➤ **Verification:**

- $S / S_0 = 3.56 / 185.12 = 1.92\%$
- $S / S_0 = 1.92 \% < 50 \%$

VI. 3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le RPA99 version 2003 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8 \times G \pm E$

VI.4. Calcul des semelles :

VI.4.1. Calcul de la semelle isolée :

VI.4.1.1. Semelle sous poteau intermédiaire :

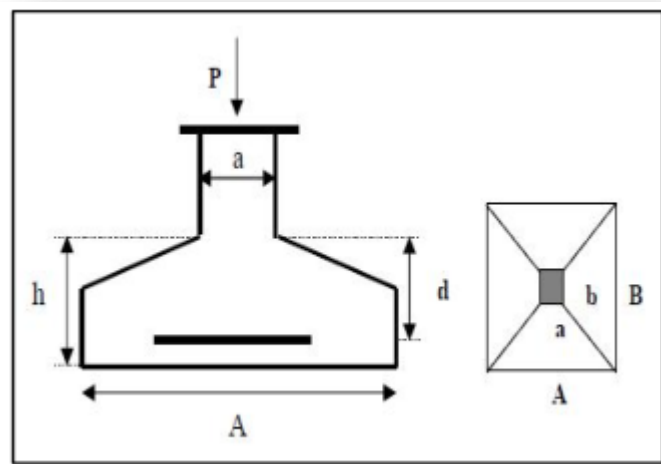


Figure VI.2 : Semelle isolé.

- Condition d'homogénéité :

$$a = 35 \text{ cm}, b = 35 \text{ cm}$$

$$A/B = a/b = 1$$

On a :

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELS

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{Ns}{A \times B} \quad \sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol} \quad A \times B = \frac{Ns}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{Ns}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{646.58}{250}}$$

$$B \geq 2.58 \text{ m}$$

$$B = A = 2.58 \text{ m}$$

Donc finalement on choisit une semelle de (2.50m×2.50m)

- Détermination de "d" et "ht" :

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 2.50 - 0.35 \geq d \geq \frac{2.50 - 0.35}{4}$$

$$2.15 \geq d \geq 0.53$$

On adopte : **d = 60cm**

D'où : $h = d+5 \text{ cm} \rightarrow h = 65 \text{ cm}$

- Vérification des conditions de stabilité :

$N_{ser}=646.58 \text{ KN}; M_{ser}=0.91 \text{ KN.m}$

$N_u=891.35 \text{ KN}; M_u=1.25 \text{ KN.m}$

Selon le BAEL on a :

$e_0 = \max [e_{0. u}; e_{0. s}]$

$$e_{0.s} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.91}{646.58} = 0.00140 \text{ m}$$

$$e_{0.u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.25}{891.35} = 0.0014 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.0014 \text{ m} \leq \frac{A}{6} = \frac{2.50}{6} = 0.41 \dots\dots \text{CV}$$

Selon on a :

$$e_0 = 0.0014 \text{ m} \leq \frac{A}{4} = \frac{2.50}{4} = 0.63 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Vérification des conditions de rigidité : [101]

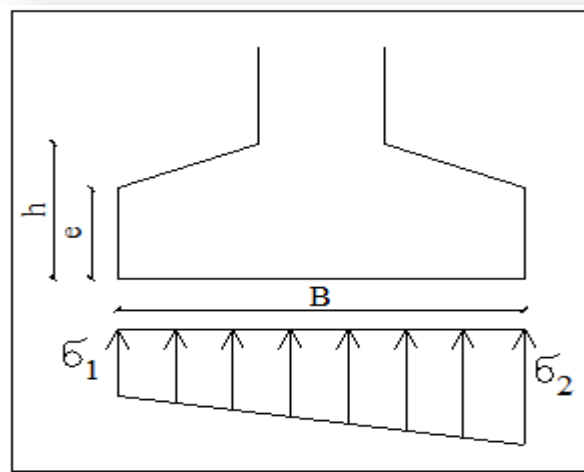


Figure VI.3. Schéma équivalent d'une semelle isolée.

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = 103.40 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A \cdot B} = 103.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 103.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 103.31 \text{ KN/m}^2 \leq 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Calcul du ferrailage :**
 - **Poids propre de la semelle :**

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 0.65 \times (2.5) (2.5) \times 25 = 101.56 \text{ KN}$$

- **Poids de remblai :**

$$P_r = 18 (2.5 \times 2.5 - 0.35 \times 0.35) (2.5 - 0.65)$$

$$P_r = 204.04 \text{ KN}$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + P_r$$

$$N_{ts} = 646.58 + 101.56 + 204.04 = 951.95 \text{ KN.}$$

$$N_{tu} = N_u + 1.35(P_s + P_r)$$

$$N_{tu} = 891.35 + 1.35(101.56 + 204.04) = 1303.91 \text{ KN.}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

➤ **Sens X-X :**

$$\eta = 1.6 \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$N_s' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_s = 906.24 \text{ KN} \quad ;$$

$$A_{xst} = \frac{N_s'(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{906.24(2.5 - 0.35)}{8 \times 0.60 \times 348} = \mathbf{11.90 \text{ cm}^2}$$

$$A_{xst} = A_{yst} = \mathbf{11.90 \text{ cm}^2}.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \mathbf{2.90 \text{ cm}^2}.$$

$$A = \max \{ A_{min} ; A_u \} = \mathbf{11.90 \text{ cm}^2}$$

$$\text{On adopte : } A_s = \mathbf{10HA14} = \mathbf{15.39 \text{ cm}^2}$$

Soit : **St=25cm.**

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- La longueur de scellement:

$$L_s = 40\Phi = 56\text{cm}$$

$B/8 \leq 60\text{ cm} \leq B/4$; $31.5\text{cm} \leq 60\text{cm} \leq 62.5\text{cm}$ → Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VII.4.1.2. Vérification du non poinçonnement de la semelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} a_1 = a + h = 2.5 + 0.65 = 3.15\text{m} \\ b_1 = b + h = 2.5 + 0.65 = 3.15\text{m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a_2 = a + 2h = 2.5 + (2 \times 0.65) = 3.8\text{m} \\ b_2 = b + 2h = 2.5 + (2 \times 0.65) = 3.8\text{m} \end{array} \right.$$

$$u_c = 2(a_1 + b_1) = 2(3.15 + 3.15) = 12.6\text{m}$$

$$P_u' = (P_s + 1.35 \times G_o) [1 - (a_2 \times b_2 / AB)] = 1809.47$$

$$P_u' = -1809.47\text{KN} \leq 0.045 \times u_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 6142500\text{ KN}$$

VI.4.1.3. Schéma de ferrailage:

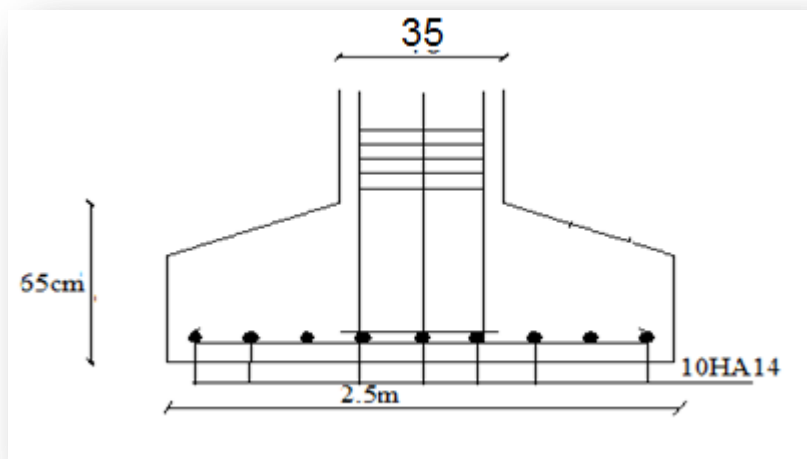


Figure VI.4. Ferrailage de la semelle intermédiaire.

VI.5. Les longrines :

VI.5.1. Introduction:

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles, leurs rôles d'aborder l'effort normal provenant des charges et surcharges et les transformer à un effort de traction.

VI.5.2. Pré dimensionnement:

Pour un sol de fondation de catégorie (S_3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm².

On adopte (b x h) = (30 x 30) cm².

VI.5.3. Sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à: [102]

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N: effort à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

(dans notre cas $\alpha = 12$)

VI.5.4. Ferrailage de longrines:**A) A l'état limite ultime:**

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

On à: $N_u = 891.35 \text{ KN}$

$$\text{Alors: } A_u \geq \frac{891.35 \times 10^3}{15 \times 348} = 1.70 \text{ cm}^2$$

B) Etat limite de service : (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ti}} \right] = 201.66 \text{ MPa}$$

$N_{ser} = 646.58 \text{ KN}$

$$\text{Alors: } A_{ser} \geq \frac{646.58}{15 \times 201.66} = 2.13 \text{ cm}^2$$

C) Section minimale donnée par le RPA 99 :

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ_1).

$$\text{Alors: } A_r \geq 0.6 \% \times (30 \times 30) \Rightarrow A_r = 5.4 \text{ cm}^2$$

D) Résultats:

$$A = \max[A_u; A_{ser}; A_r] = 5.4 \text{ cm}^2$$

On adopte $A = 6 \text{ HA } 12 = 6.79 \text{ cm}^2$

E) Espacement:

$$S_t = \min[20\text{cm}; 15\varphi] = \min[20\text{cm}; 18\text{cm}]$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

F) Armatures transversales:

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4\text{mm} \quad \text{On adopte } \varphi_t = 8\text{mm}$$

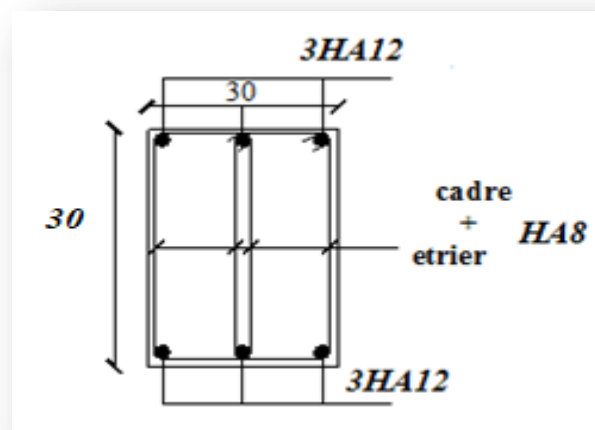
VI.5.5. Schéma de ferrailage :

Figure .VI. 5:schéma de ferrailage des longrines.

VI.6 Calcul de la semelle filante sous voile :**VI.6.1 Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm(X-X) :**

Cas01 : $L=2.00\text{m}$

➤ Calcul des sollicitations :

- $N_{ser} = 681.33 \text{ KN}$.
- $M_{ser} = 0.96 \text{ KN.m}$
- $N_u = 1241.72 \text{ KN}$
- $M_u = 1.30 \text{ KN.m}$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{1241.71}{2.00} = \mathbf{620.85 \text{ KN/ml}}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{1.30}{2.00} = \mathbf{0.65 \text{ KN.m/ml}}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{681.33}{2.00} = \mathbf{340.65 \text{ KN/ml}}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{0.96}{2.00} = \mathbf{0.48 \text{ KN.m/ml}}$$

➤ **Vérification :**

$$\frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = \mathbf{1.59 \text{ m}^2} > \frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = \mathbf{1.04 \text{ m}^2}$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELU :

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.65}{620.85} = \mathbf{0.0010 \text{ m}}$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = \mathbf{0.006 \text{ m}}$$

Il faut que :

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.0010}{0.006}\right) \frac{620.85}{250} = \mathbf{2.61 \text{ m}}$$

Donc on adopte : **B = 2.80 m**

$$B = \mathbf{2.80 \text{ m}} \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.0010}{0.006}\right) \frac{620.85}{1 \times 2.8} = \mathbf{189.48 \text{ KN/m}^2}$$

$$\mathbf{33.59 \text{ KN/m}^2} < \mathbf{200 \text{ KN/m}^2} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = 60 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 65 \text{ cm}$$

➤ **Le ferrailage:**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{Nu}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{ou}}{B} \right) (B - b) = \frac{620.85}{8 \times 60 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.0010}{0.006} \right) (2.8 - 0.20) = \mathbf{1.33 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = \mathbf{2.17 \text{ cm}^2}$$

$$A = \max \{ A_{\min} ; A_u \} = \mathbf{2.17 \text{ cm}^2}$$

On adopte : $A_s = \mathbf{6HA12/ml} = \mathbf{6.79 \text{ cm}^2 / ml}$ ($l = 3.25 \text{ 20baras}$)

• **L'espacement:**

Soit : $S_t = \mathbf{20cm}$

• **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

• **Les armatures de répartition :**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = \mathbf{1.69 \text{ cm}^2}$$

Soit : $A_{\text{rep}} = \mathbf{4HA12/ml} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2 / ml}$

Soit : $S_t = \mathbf{25cm}$.

• **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

• **Calcul de la hauteur libre h' :**

$$e \geq \text{Max} \{ 15 \text{ cm}; 6\phi + 6 \} \quad ; \quad \phi : \text{Diamètre des armatures.}$$

$$e \geq \text{Max} \{ 15 \text{ cm}; 6\phi + 6 \} = 15 \text{ cm}$$

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

➤ **La longueur de scellement:**

$$L_s = 40\Phi = 48 \text{ cm}$$

$$B/8 \leq 48 \text{ cm} \leq B/4; \quad 43.75 \text{ cm} \leq 48 \text{ cm} \leq 87.50 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

➤ **Vérification :**

$$\frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 1.6 \text{ m}^2 > \frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 106.27\text{m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELS :

Tableau VI.1 : Tableau des résultats de semelle filante sens X-X.

	e0 (m)	b (m)	B (m)	d (cm)	h (cm)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopte(cm ²)	Choix cm ² /ml	Ar (cm ²)
Résultats	0.00010	0.006	2.80	60	65	1.33	1.44	6.79	6HA12	2.01

VI.6.2. Schéma de ferrailage:

Le schéma pour toutes les fondations filantes sauf en change la longueur de semelle:

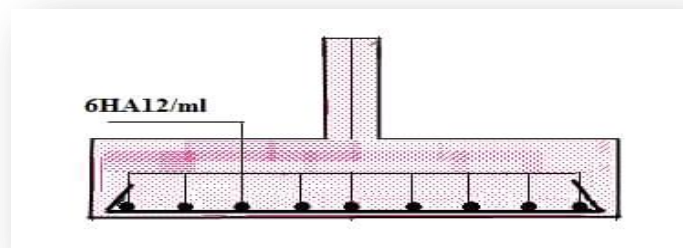


Figure VI.6: Ferrailage de semelle filante.

VI.7. Conclusion:

L'étude des fondations dépend de la capacité de charge du sol des charges appliquées et affecte la sélection du type de fondation utilisé par la dimension, Il est la première et l'importante étape dans la réalisation qui considérée comme une étape indisponible pour le calcul des structures.

RÉFÉRENCES

Règlements :

- Béton armé aux états limites **BAEL91modifié99**.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme **CBA93**.
- Règlement Charges permanentes et surcharges d'exploitation **DTR BC 2.2**.
- Règlement parasismique algérienne **RPA99V2003**.
- Règlement Neige et Vent **RNV2013**.

Documents :

Thèse master 2 (**Etude d'un bâtiment (R+7) À usage d'habitation**, BELKHIRI Selma
- KEZIZ Leila UNIVERSITE –Abbas Laghrour- Khenchela -2020-).

- Cour de Béton Armé.
- Livre : Propriétés physiques du béton et de ses constituants, Auteurs : OLLIVIER Jean-Pierre, TORRENTI Jean-Michel, CARCASSÈS Myriam

Logiciels :

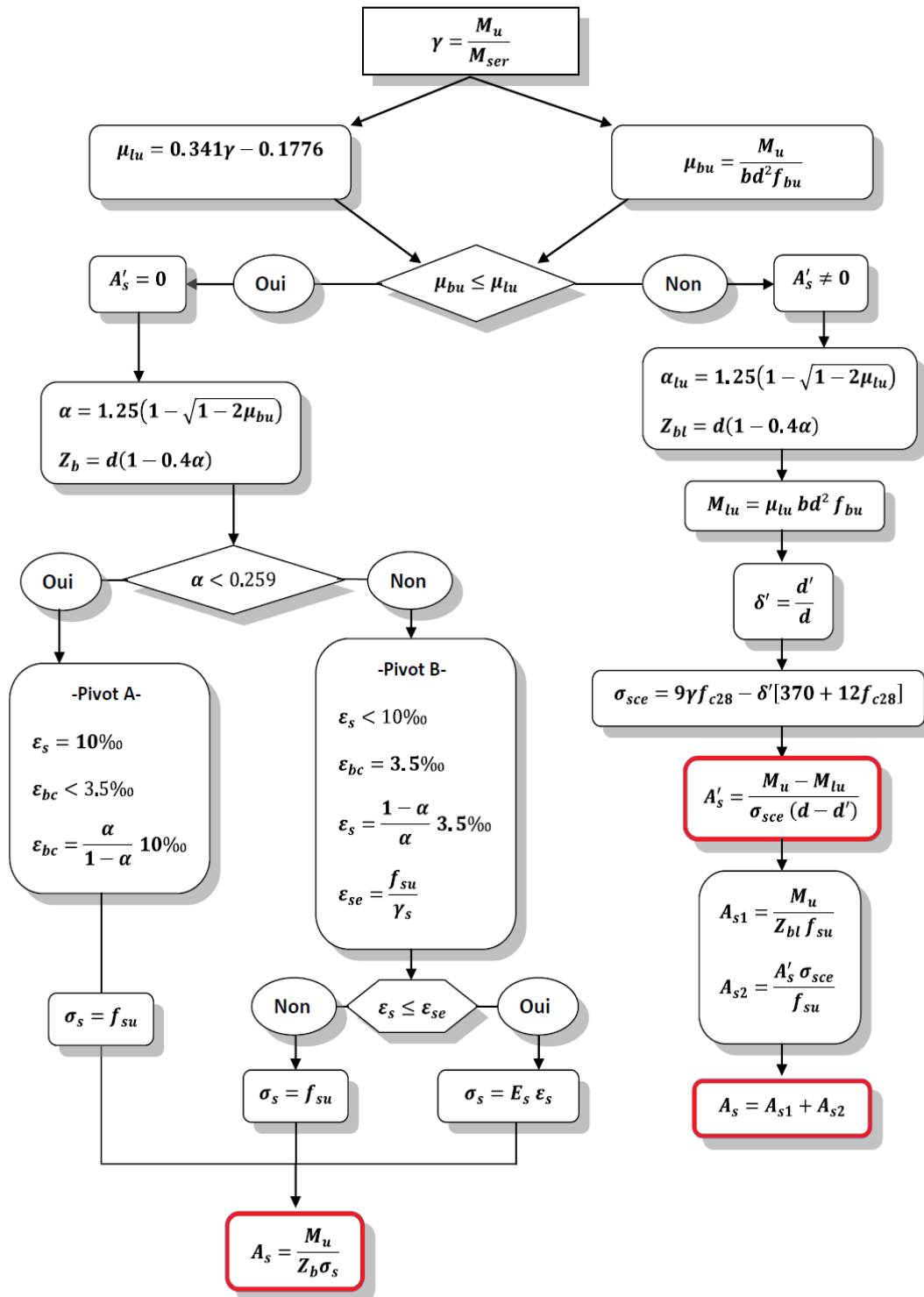
AUTODESK :

- Robot Structural Analysis Professional (Analyse des structures).
- AUTOCAD (Dessin).

Microsoft Office :

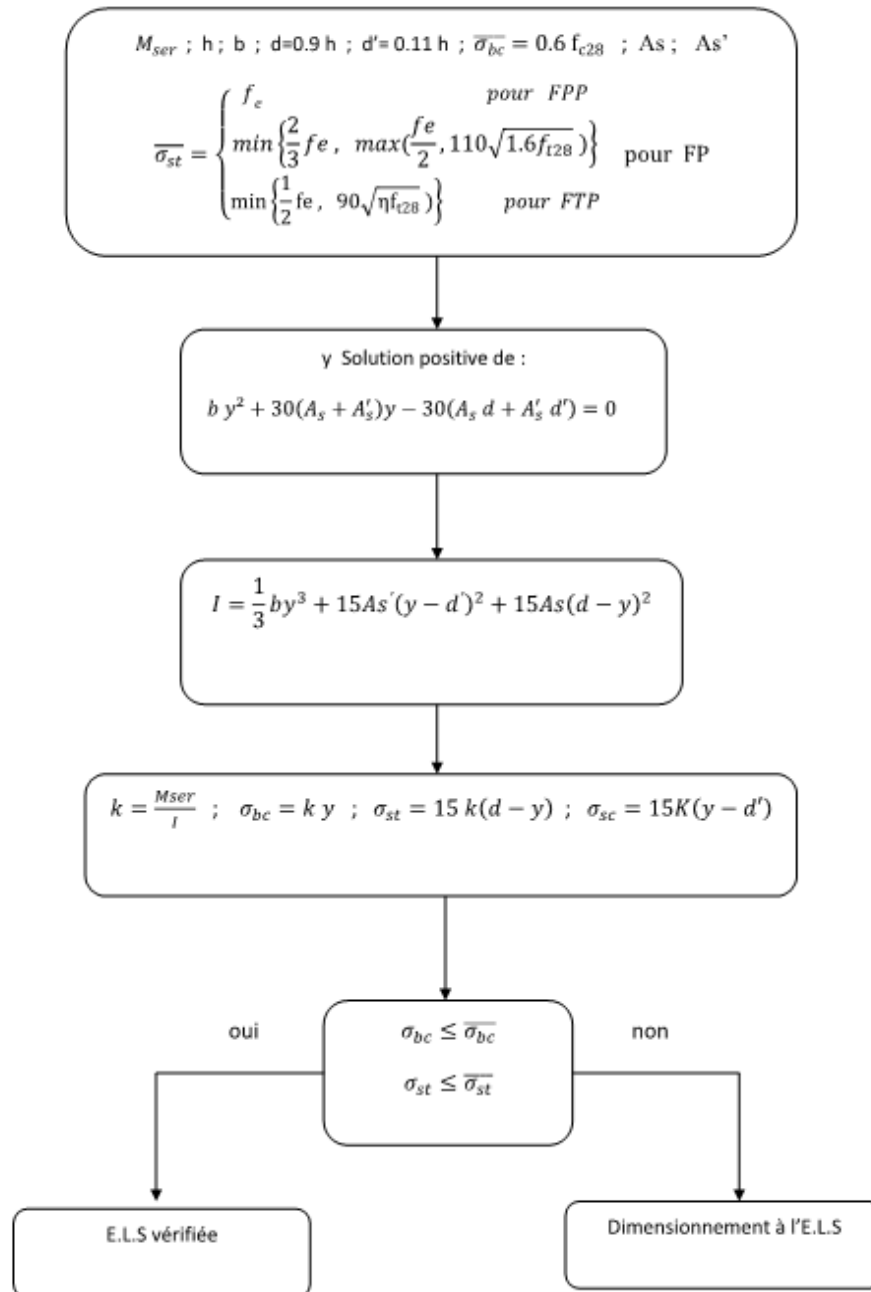
- EXCEL (Calcul).
- WORD (Traitement du texte).

ANNEXES



Annexe 1 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELU (Section Rectangulaire).

Vérification à E.L.S



Annexe 2 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section Rectangulaire).

II- Section en T

Flexion simple d'une section en T à l'E.L.U

$$\begin{aligned} & \text{Mu ; } b ; d = 0.9 h ; b_0 ; h_0 ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; f_{c28} ; f_e \\ \theta = & \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 h \\ 0.9 & \text{si } 1h \leq t \leq 24h \\ 0.85 & \text{si } t < 1 h \end{cases} \quad \theta \text{ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action} \end{aligned}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\text{Mu} \leq M_0$$

oui

non

Section en T

Appliquer l'organigramme d'une section rectangulaire : $b \times h$

$$A_s ; A'_s$$

$$\bar{\text{Mu}} = \text{Mu} - \frac{M_0(b - b_0)}{b}$$

Appliquer l'organigramme d'une section rectangulaire $b_0 \cdot d ; \bar{\text{Mu}}$

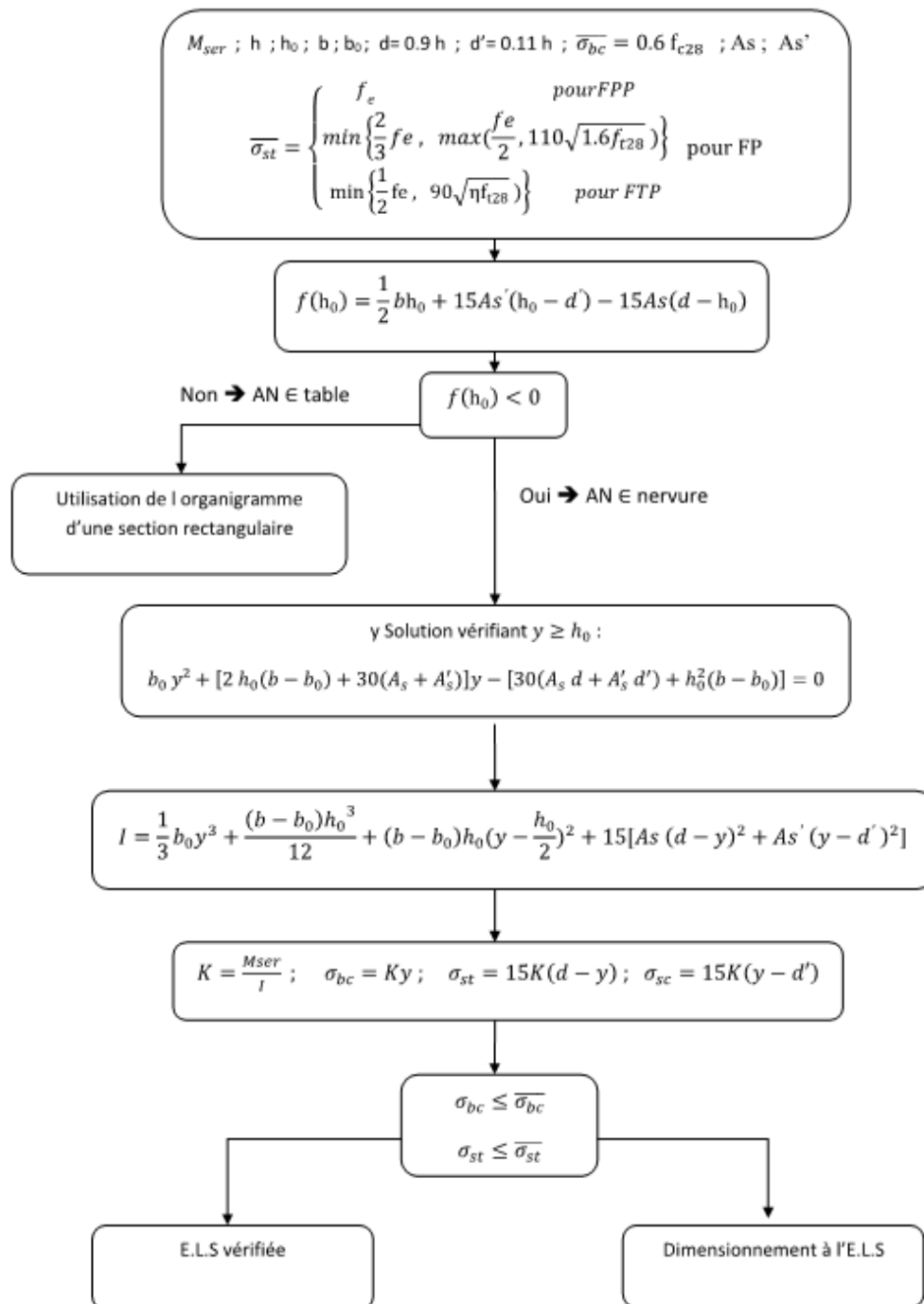
$$\Rightarrow \bar{A}_s \text{ et } \bar{A}'_s$$

$$A_s = \frac{[\bar{A}_s f_{su} + (b - b_0) h_0 f_{bu}]}{f_{su}}$$

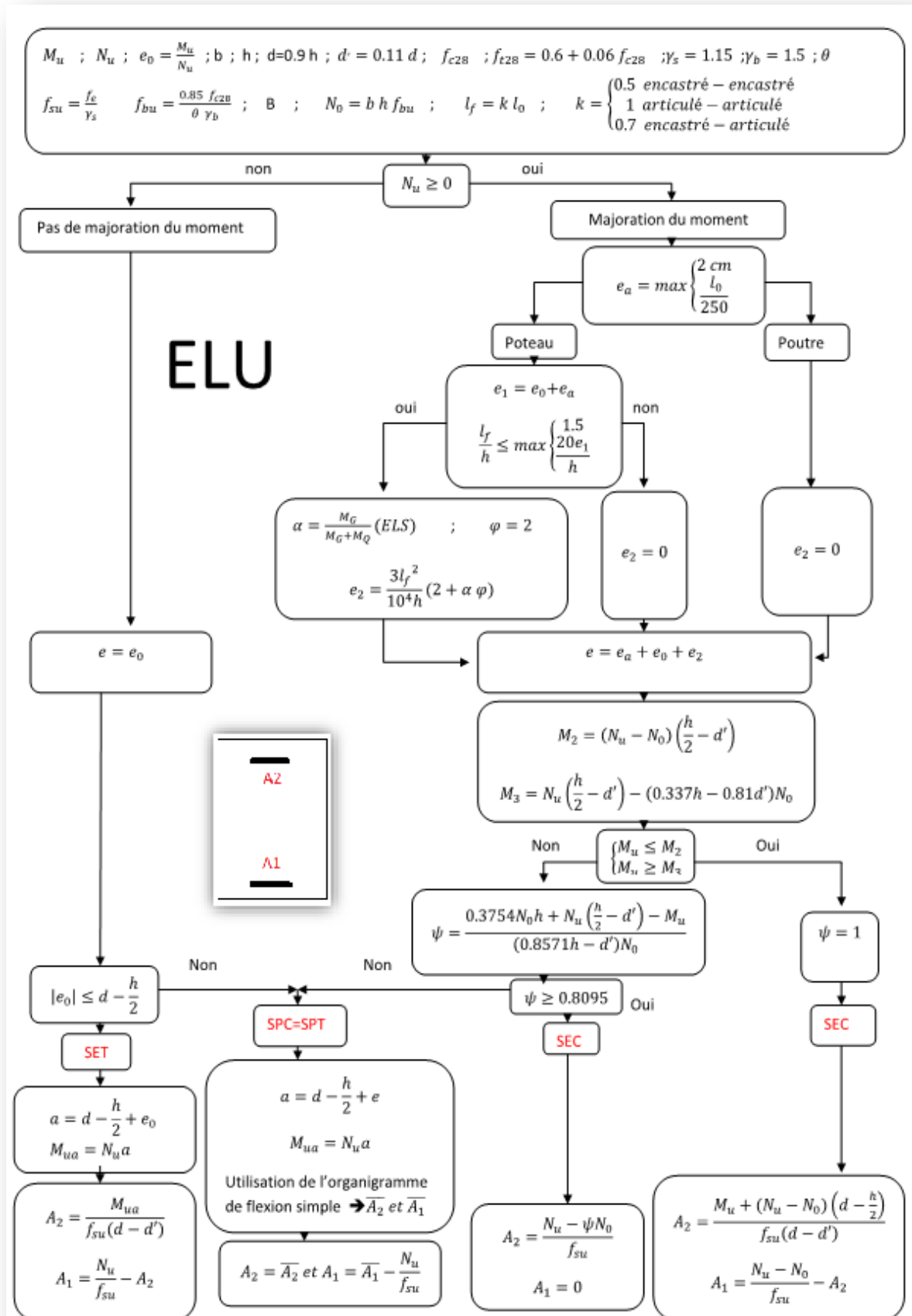
$$A'_s = \bar{A}'_s$$

Annexe 3 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELU (Section en T).

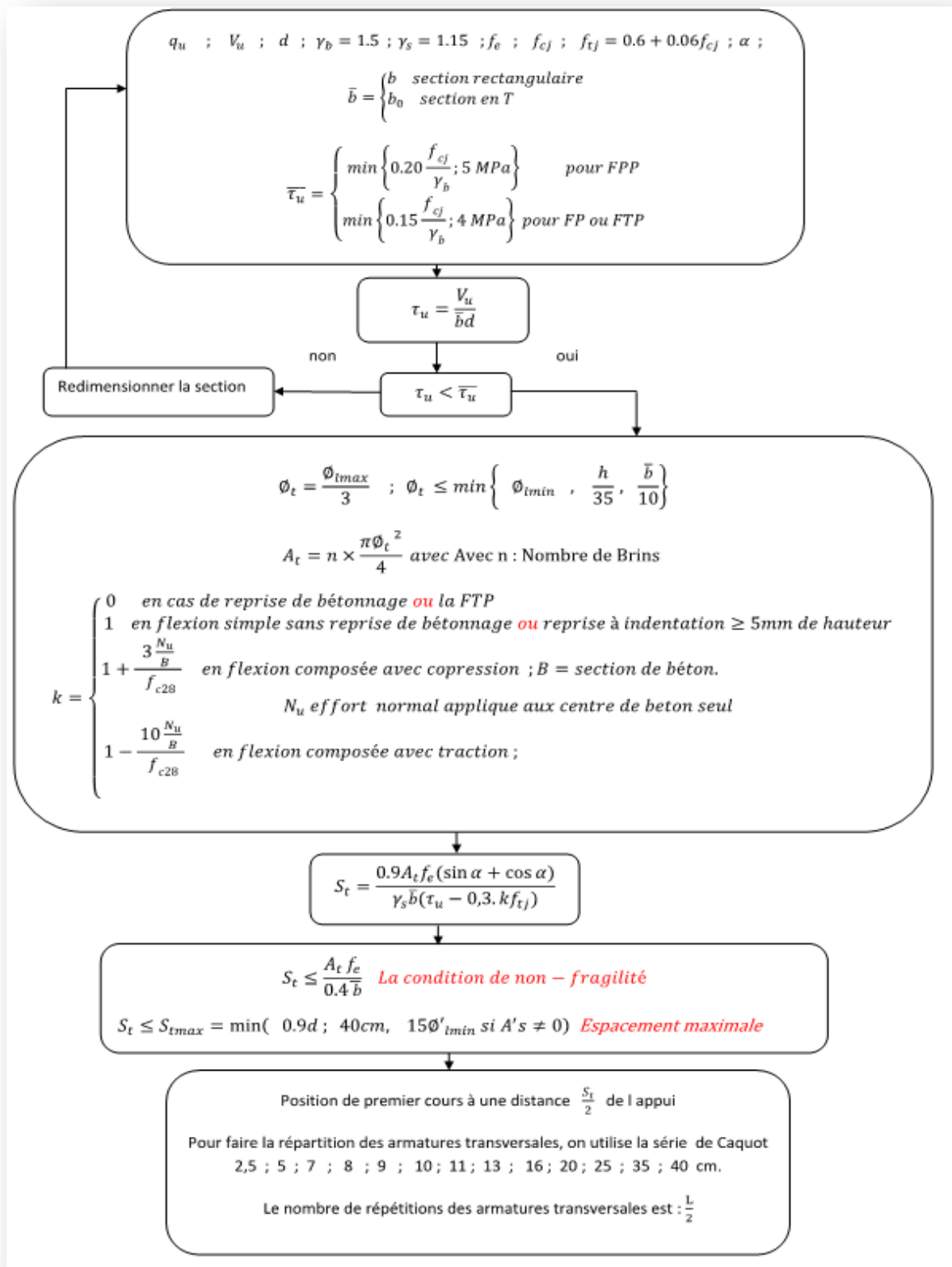
Vérification à E.L.S d'une section en T



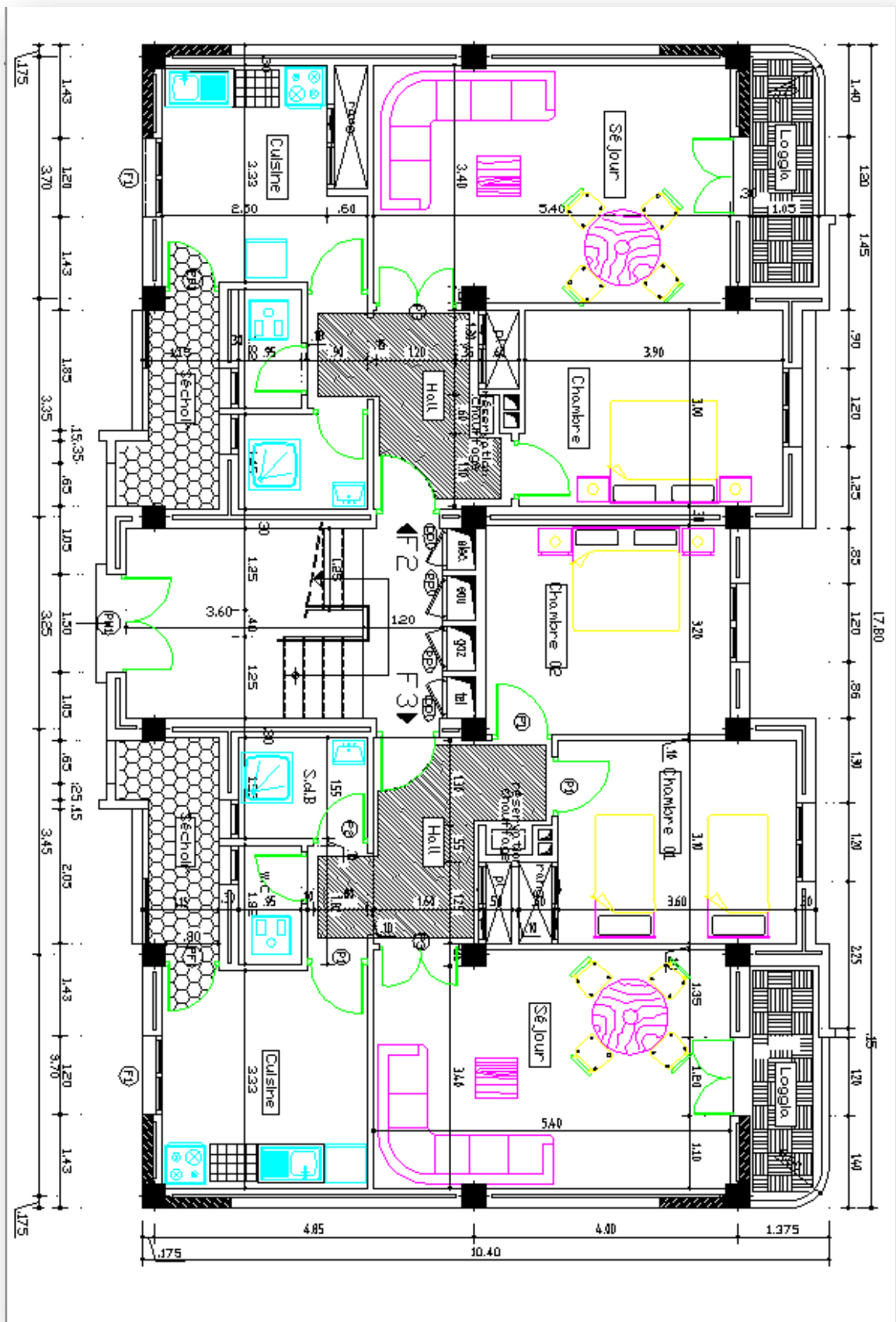
Annexe 4 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section en T).



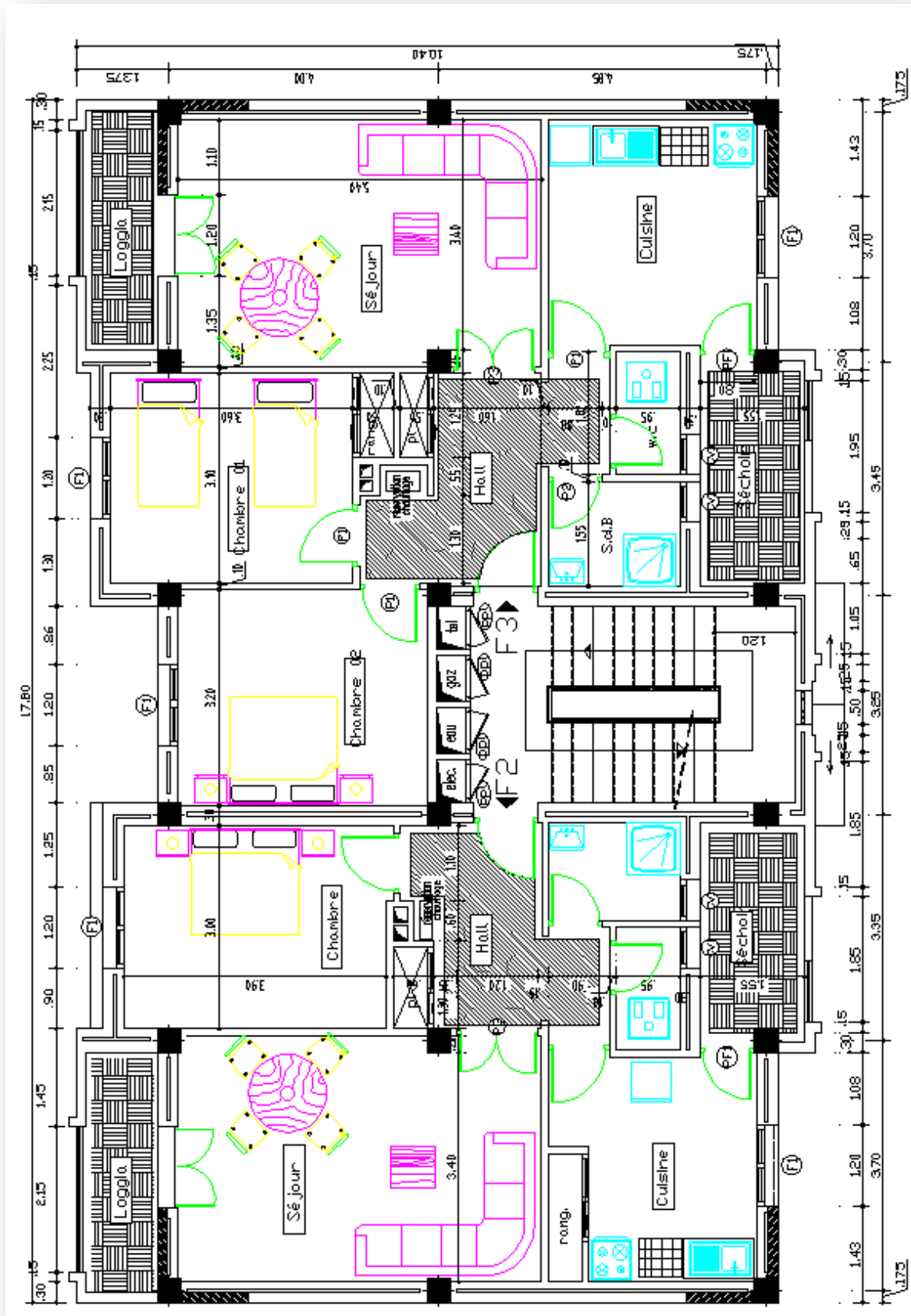
Annexe 5 : Organigramme de calcul : flexion composée à ELU.



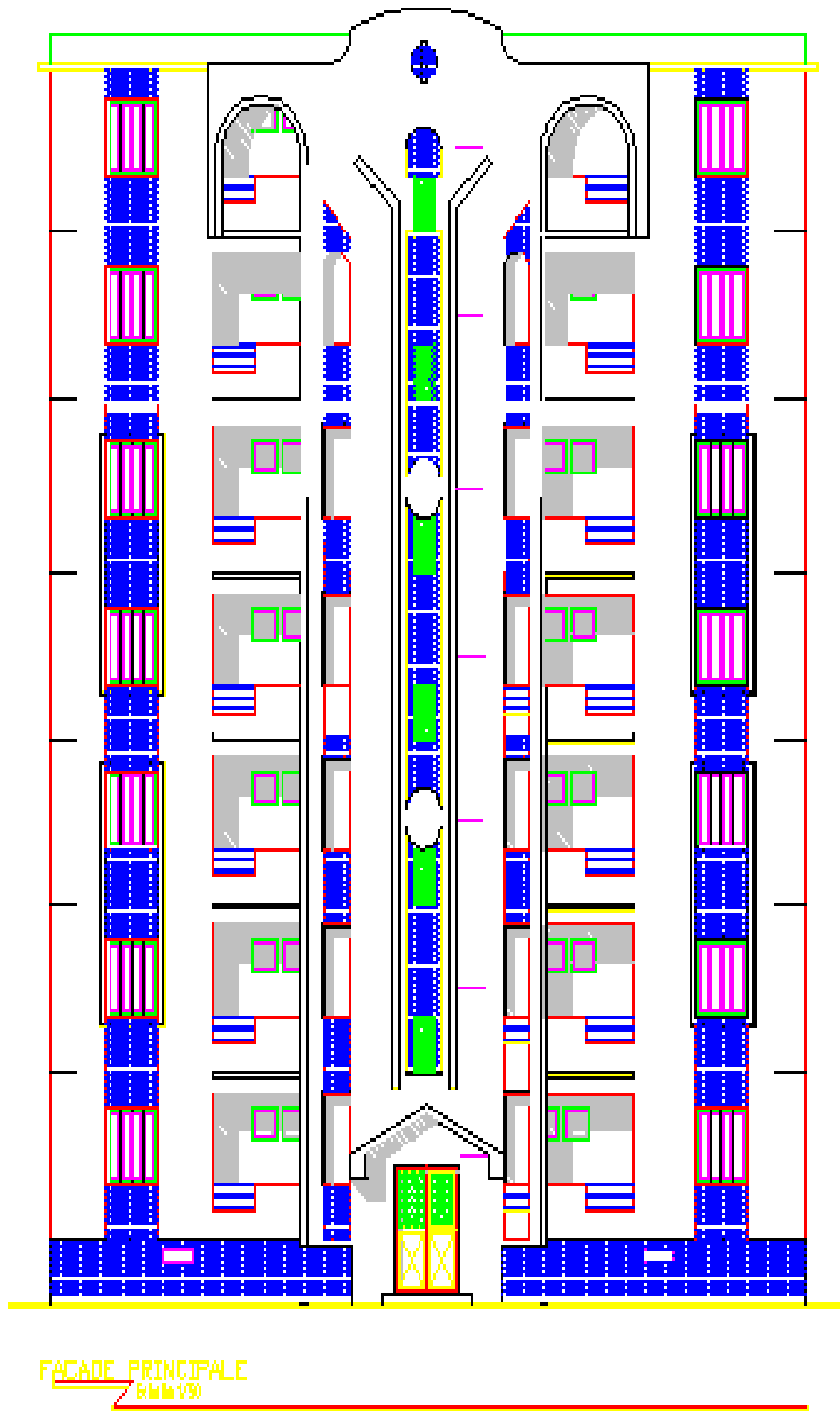
Annexe 6 : Organigramme de calcul : Effort tranchant.



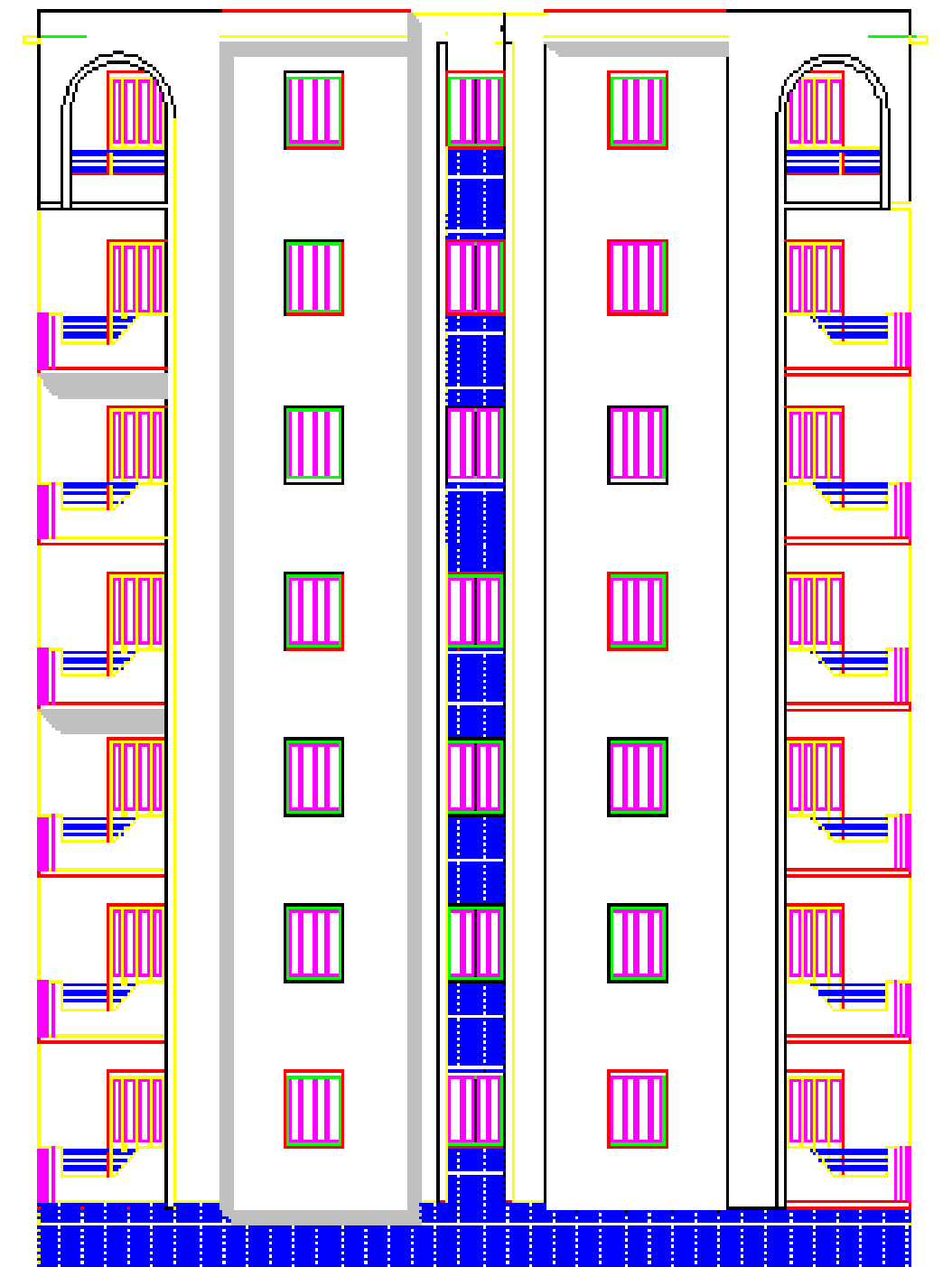
Annexe 9 : Plan d'architecture du Rez de chaussée.



Annexe 10 : Plan d'architecture de 1^{er} étage.

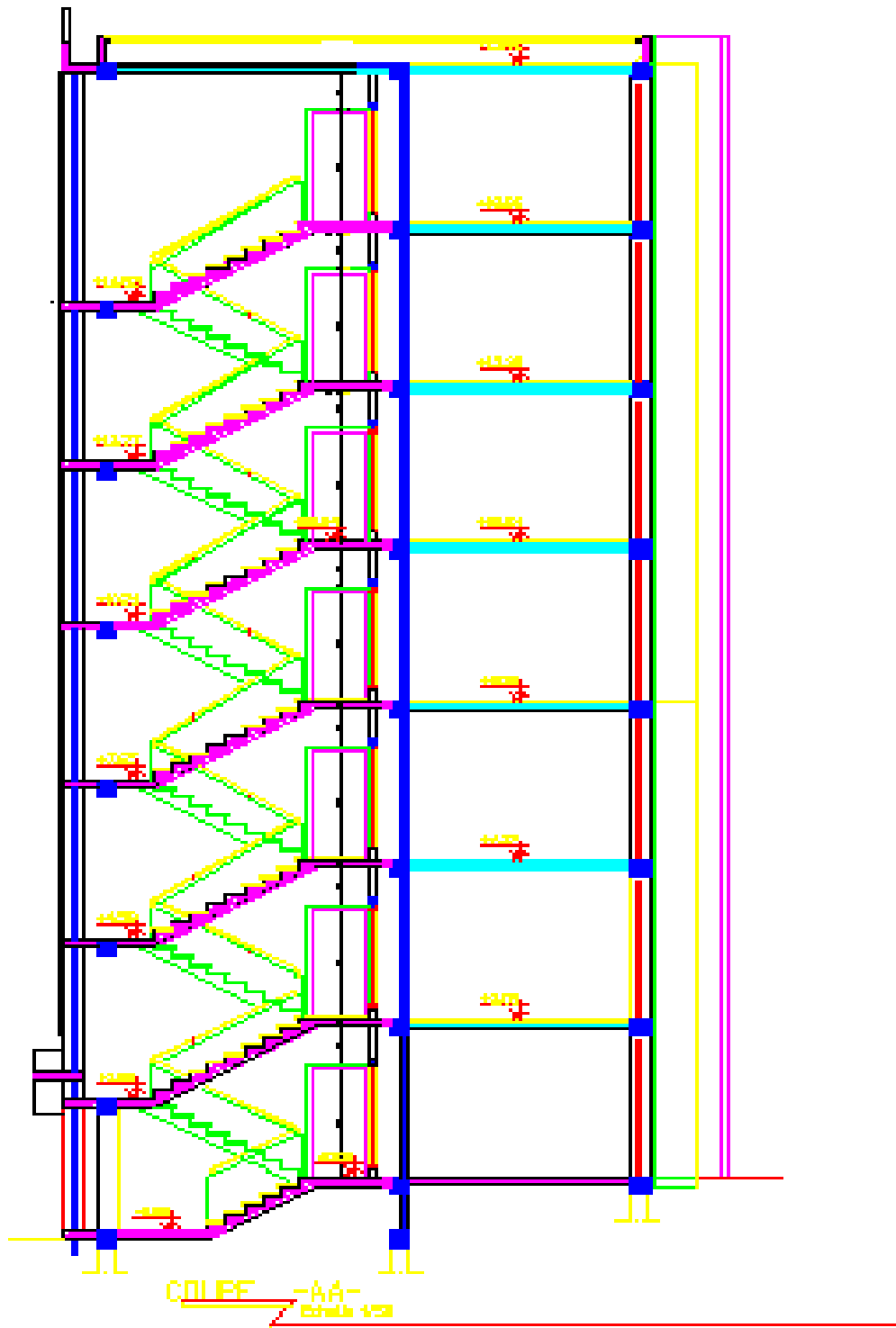


Annexe 12 : Plan d'architecture de la facade principal

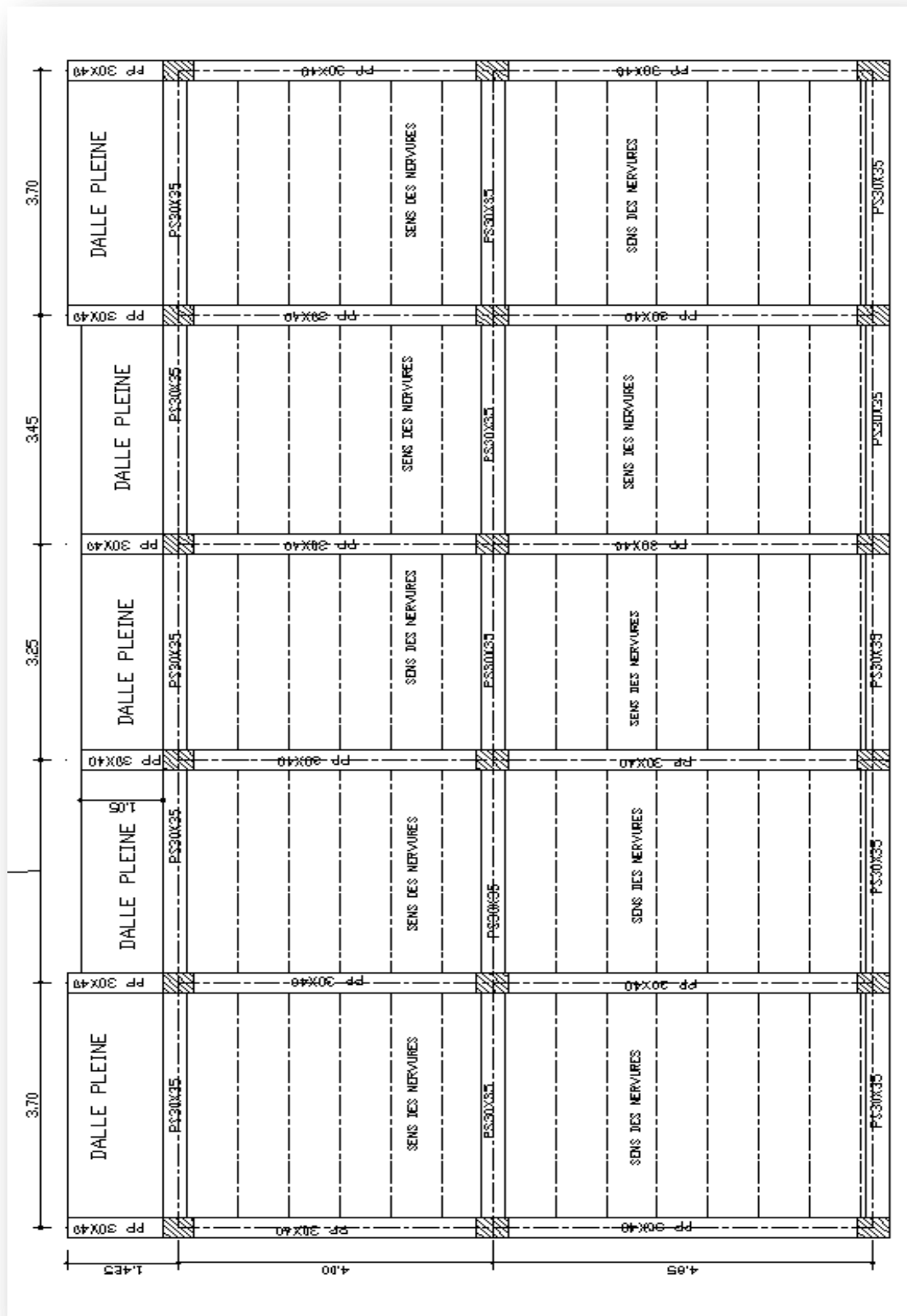


FACADE POSTERIEURE
ELEVATION

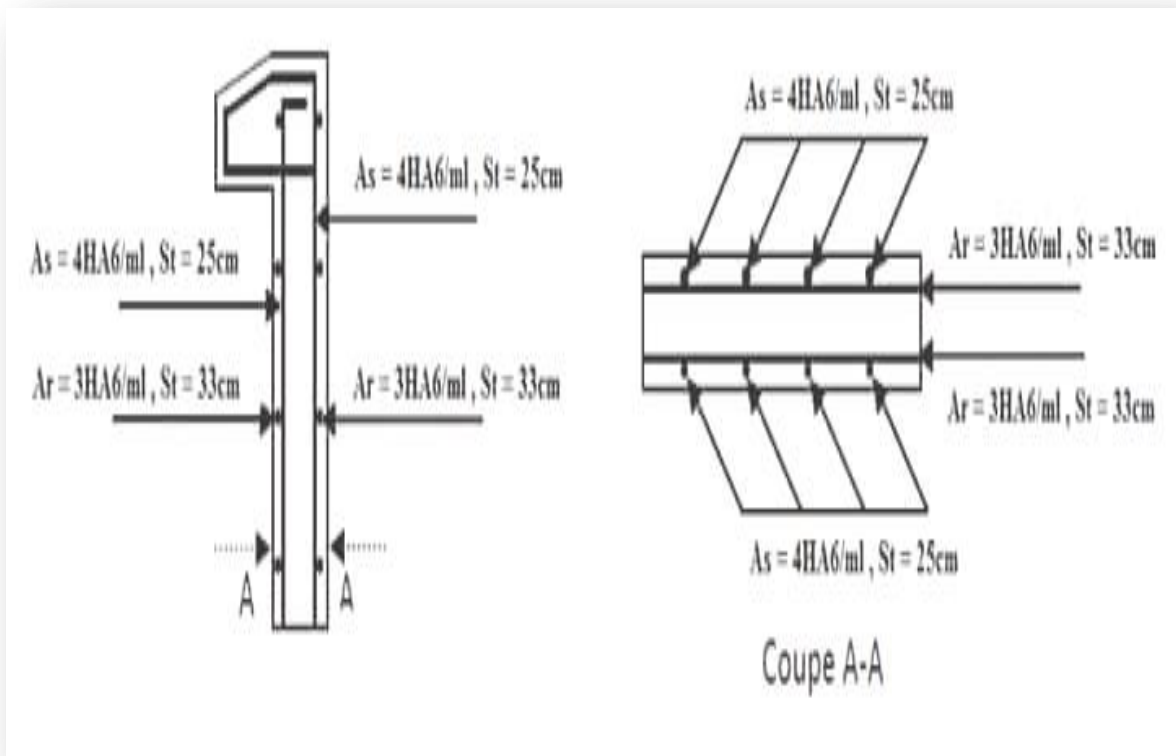
Annexe 14 : Plan d'architecture : facade posterieure



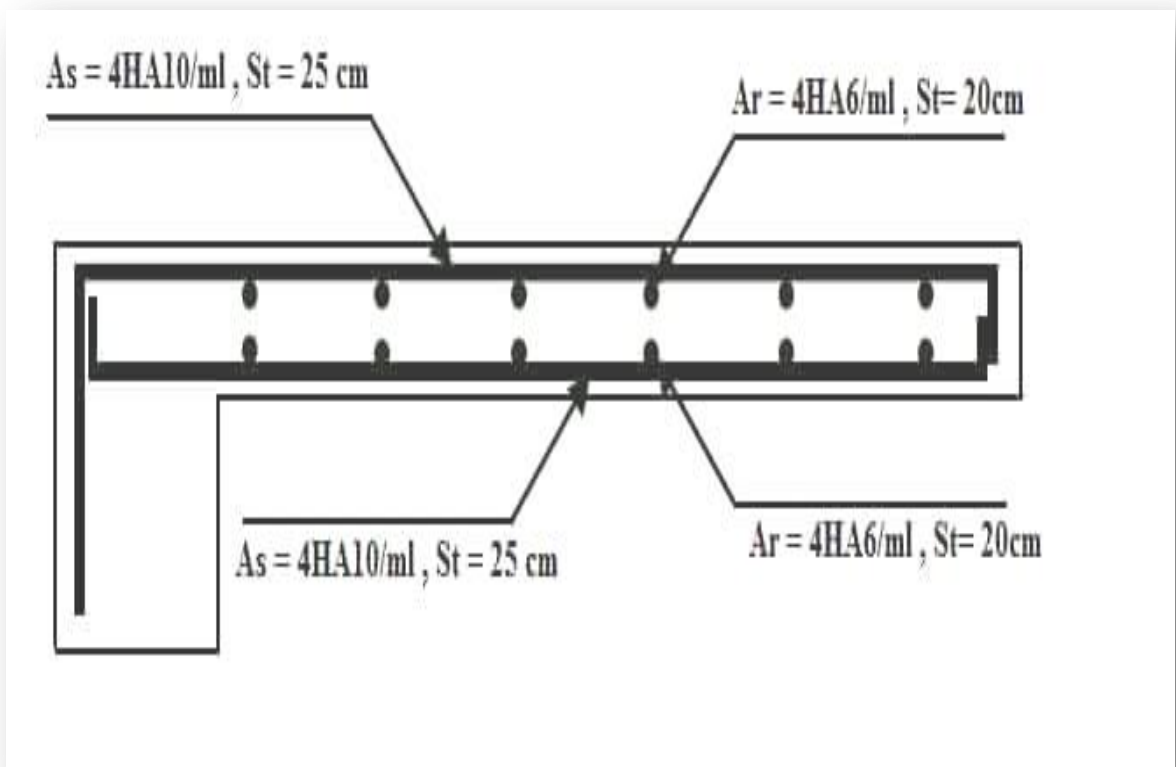
Annexe 14 : Plan d'architecture de la coupe A-A



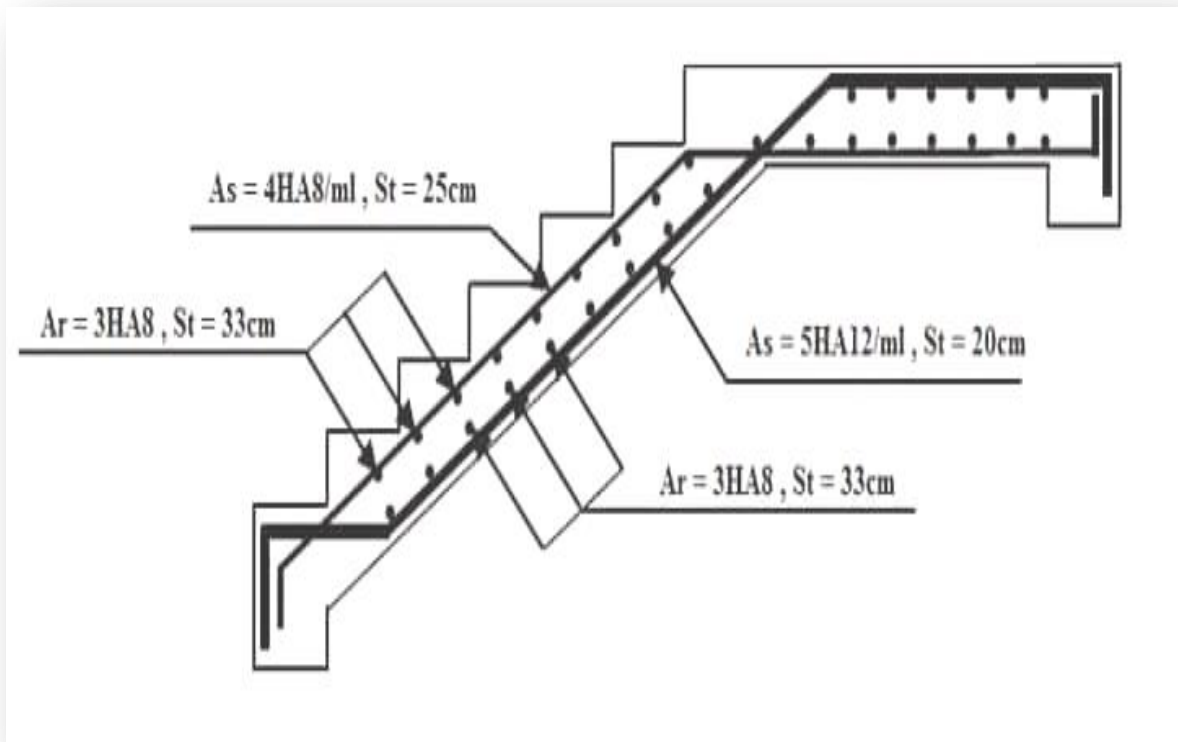
Annexe 14 : Plan de de coffrage terrasse.



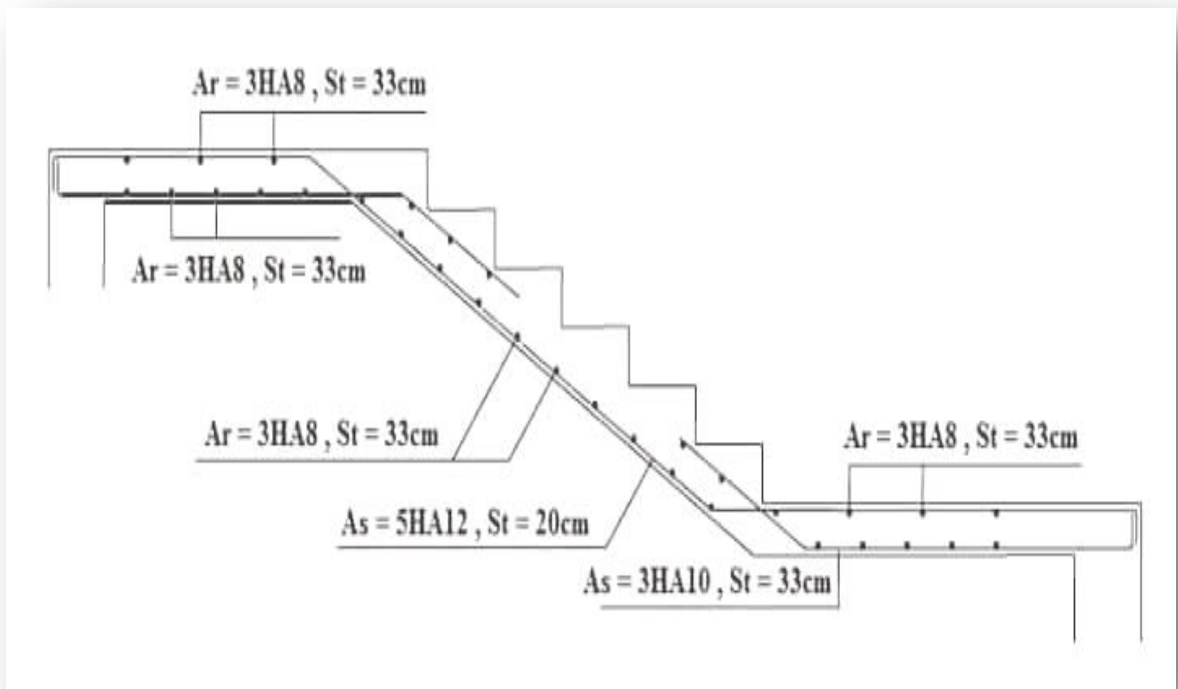
Annexe 15 : Plan de ferrailage de l'acrotère.



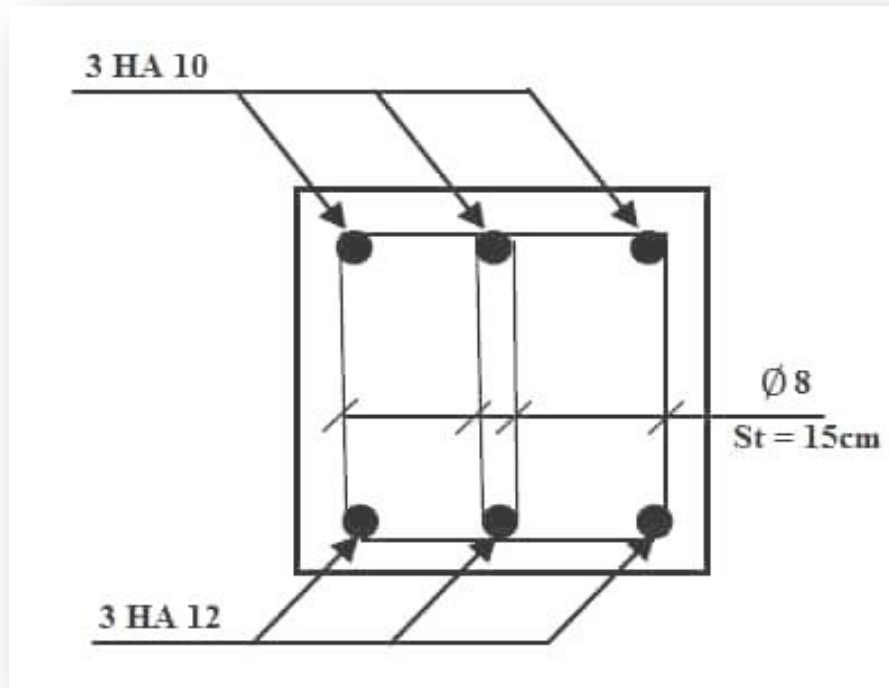
Annexe 16 : Plan de ferrailage des balcons.



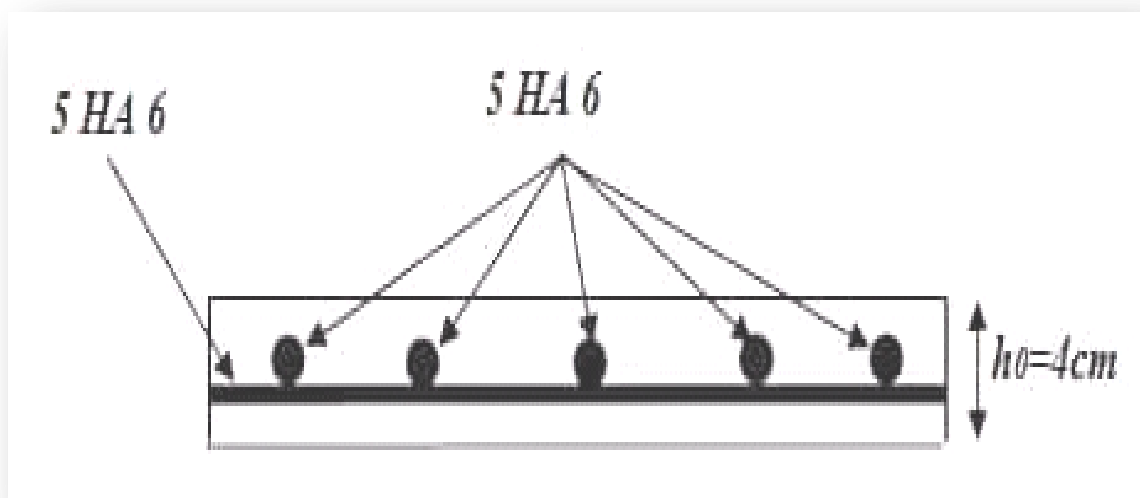
Annexe 17 : Plan de ferrailage des d'escalier du volée 01.



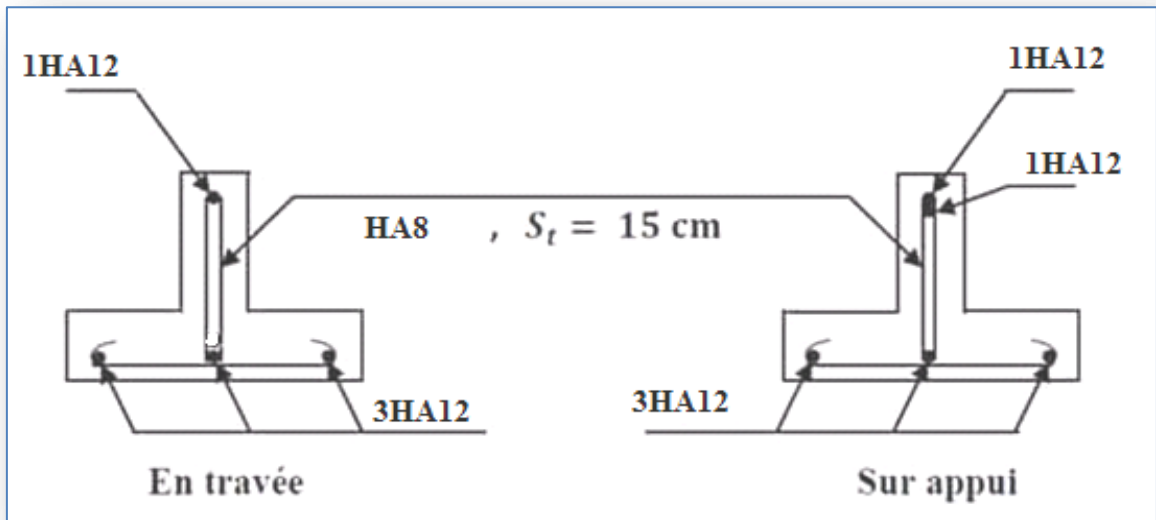
Annexe 18: Plan de ferrailage des d'escalier du volée 02.



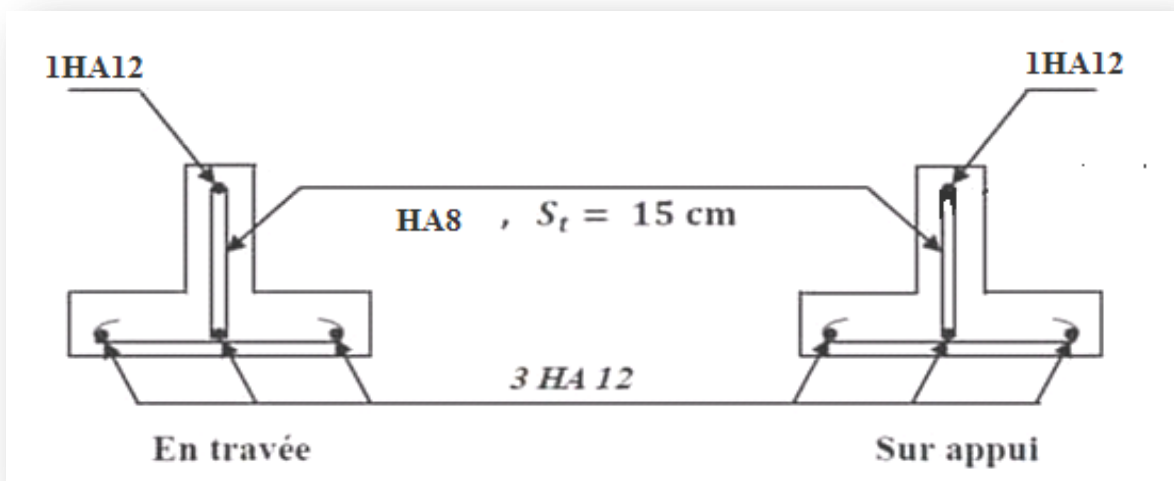
Annexe 19: Plan de ferrailage de poutre palière.



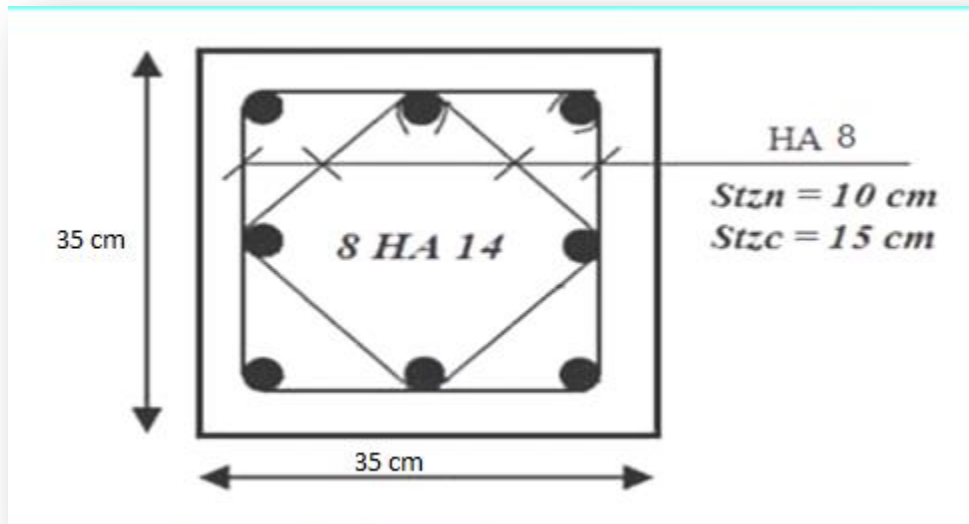
Annexe 20: Plan de ferrailage de la table de compression.



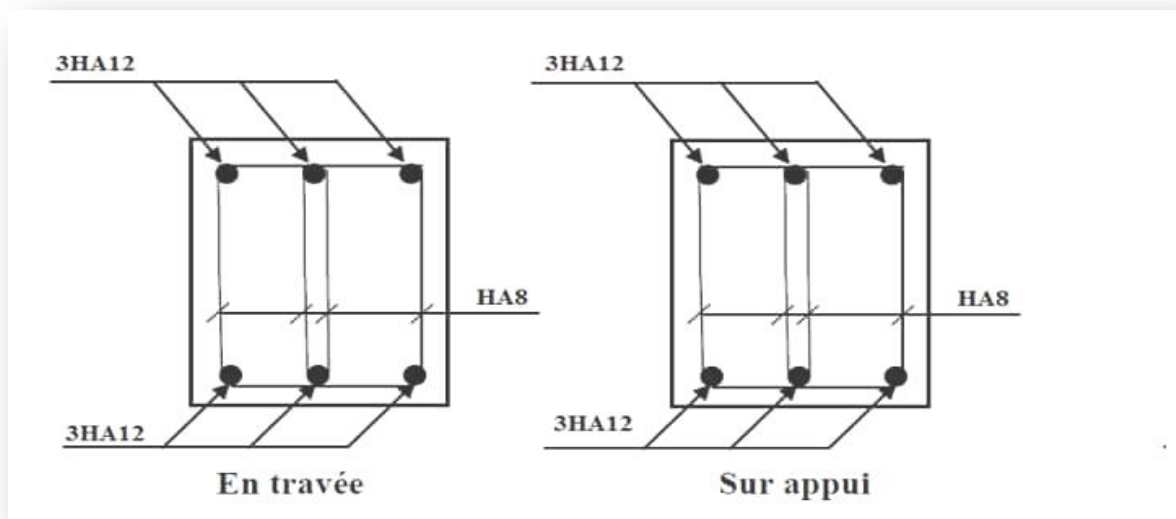
Annexe 21: Schéma de ferrailage de plancher RDC.



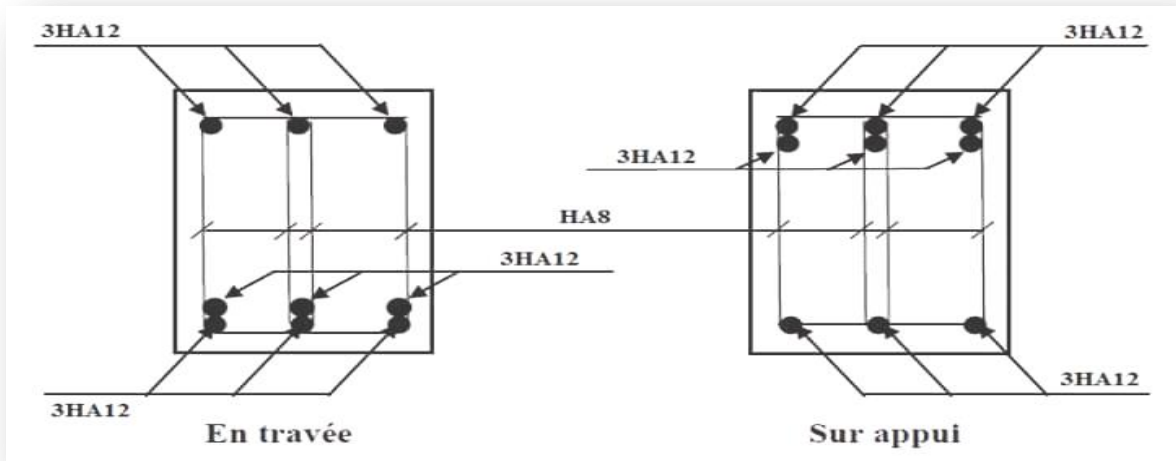
Annexe 22: Schéma de ferrailage de plancher étage courant et terrasse.



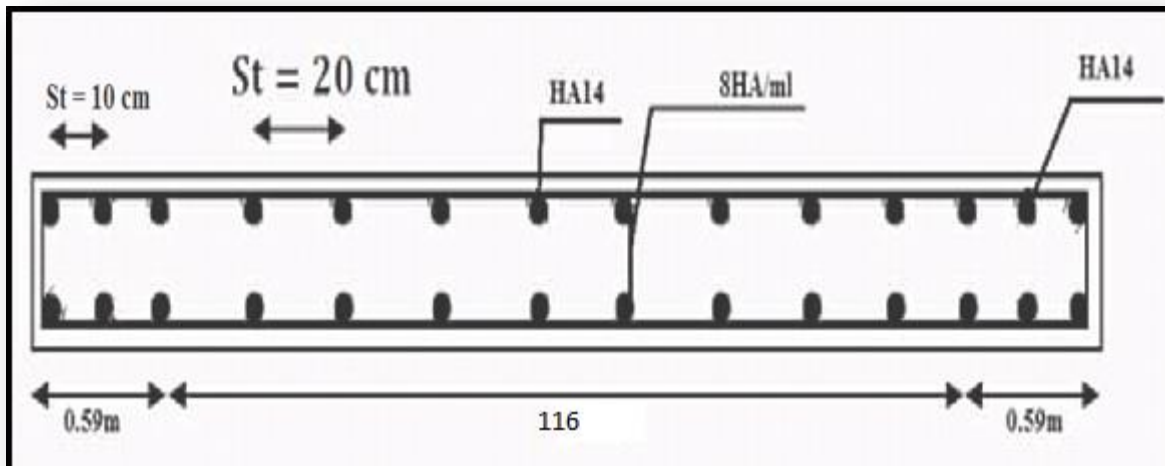
Annexe 23: Schéma de ferrailage de poteau 35×35.



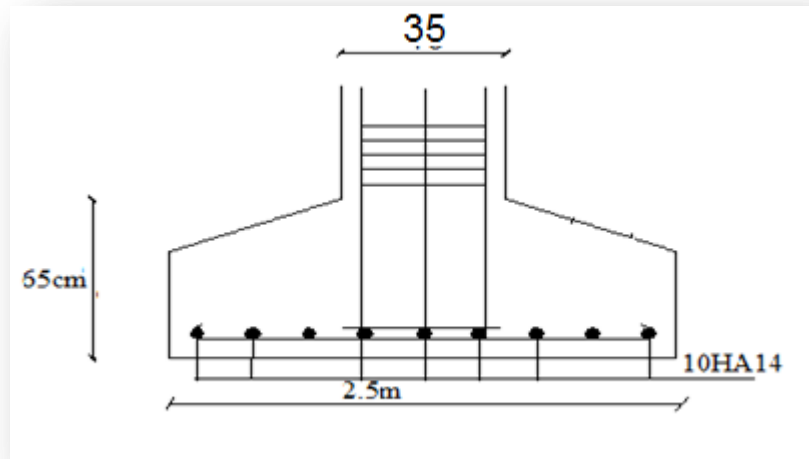
Annexe 24: Ferrailage de poutre secondaire.



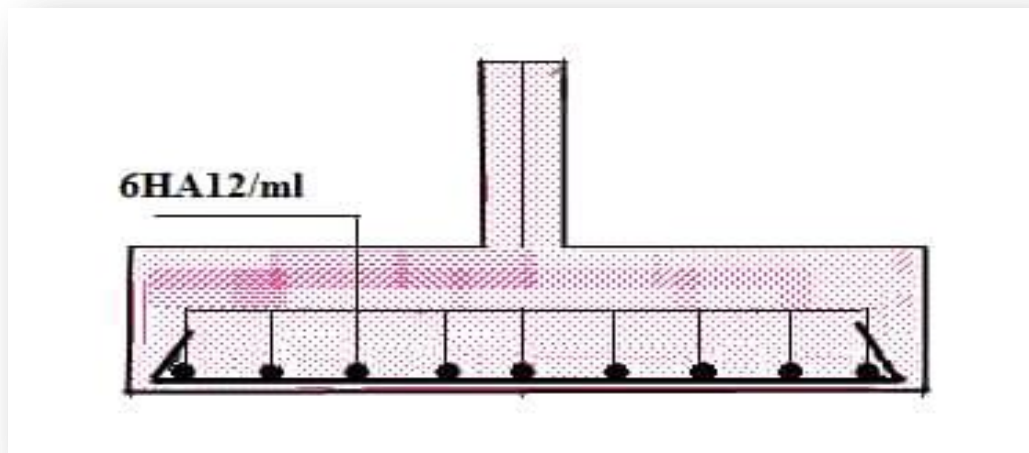
Annexe 25: Ferrailage de poutre principale.



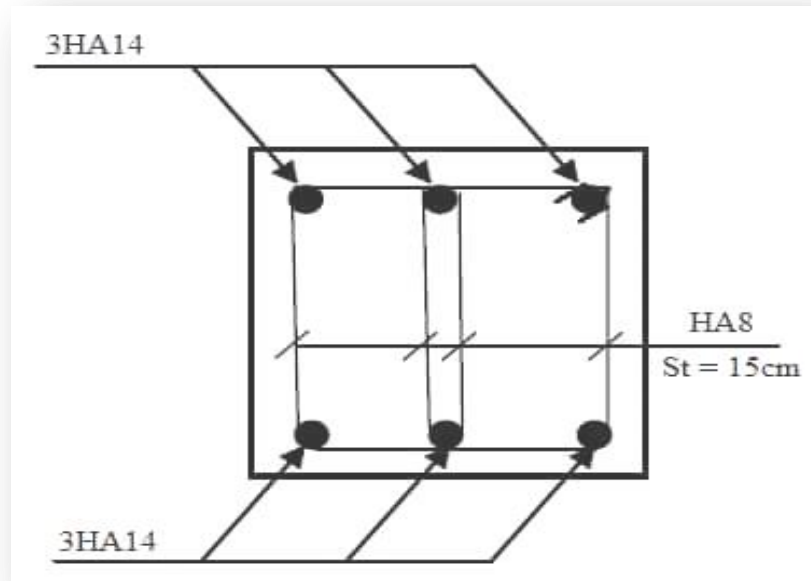
Annexe 26: Schéma de ferrailage du voile02.



Annexe 27: Ferrailage de la semelle isolée sous poteau (35x35)



Annexe 28: Ferrailage de semelle filante.



Annexe 29: schéma de Ferrailage des longrines. (30 ; 30)