



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEURS
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ ABBES LAGHROUR-KHENCHELA
FACULTÉ DE SCIENCE ET TECHNIQUE
Département de Génie Civil



N° de série :

Mémoire de fin d'études

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

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Dimensionnement des éléments d'un ouvrage en Béton armé implanté en zone sismique II-A

Réalisé par : - *BOUMENAKH Soumia*

- *DJERIDI rayane*

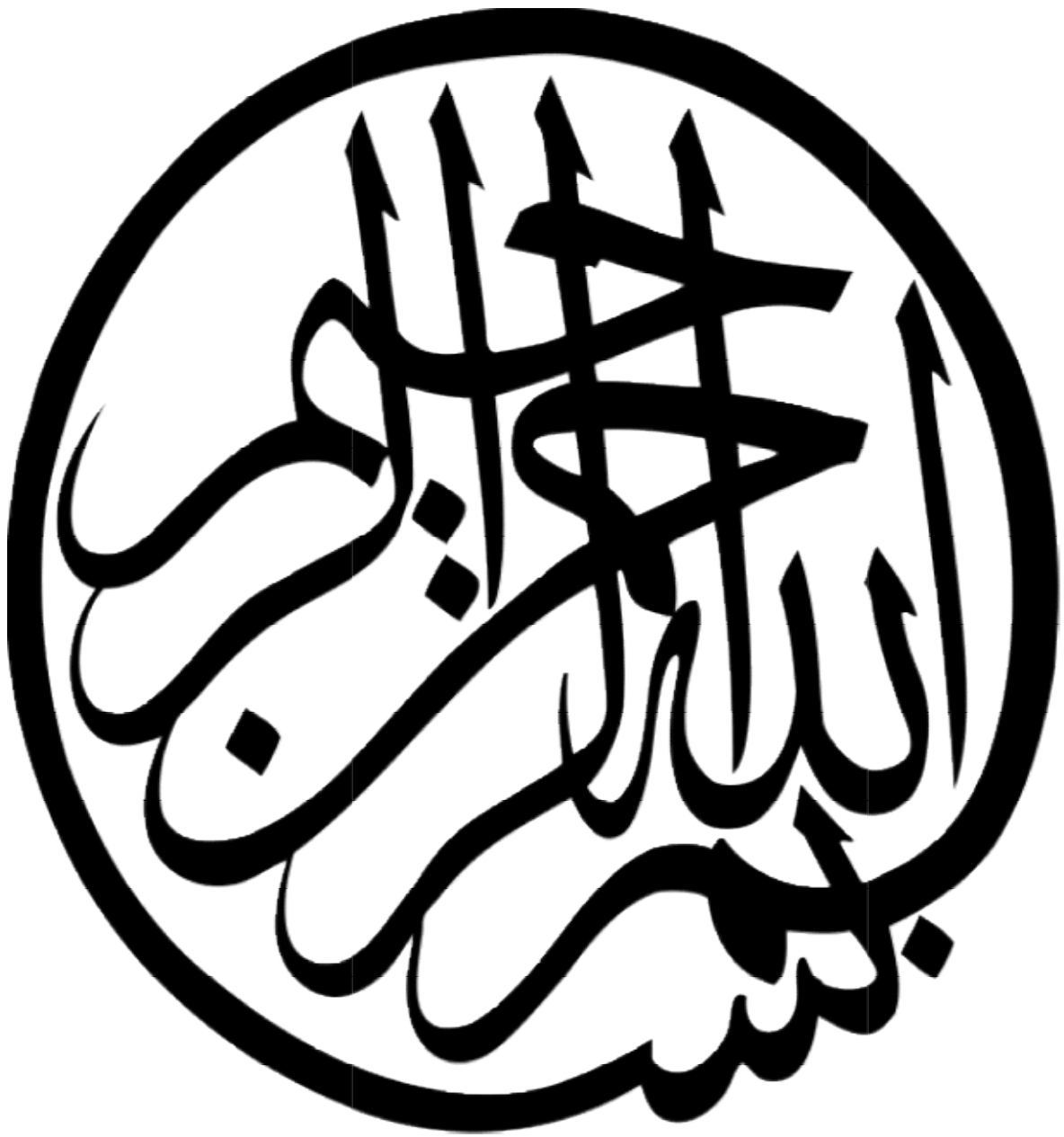
Membre de jury :

M. Président MAA MESSAS Tidjani

M. Examineur MCB MENASRIA Abderrahmane

Dirigé par : *M. ALI RACHEDI Mohamed*

Année universitaire 2022-2023



REMERCIEMENTS

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et de la volonté d'entamer et de terminer ce travail fin d'étude

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurai pas pu avoir la réussite sans l'aide et l'encadrement de Mr : **Ali Rachdi Mohamed**, on le remercie fortement pour le temps précieux qu'il a consacré à m'apporter les outils méthodologiques indispensables à la conduite de cette recherche, et aussi pour la qualité d'encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nous tenons remerciements aux membres de jury qui on accepté d'examiner et juger la qualité de notre travail.

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et leur patience avec nous.

Nous remercions tous ceux qui m'enseigné au niveau de département de **GENIE CIVIL**.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à réalisation de ce mémoire.

DEDECASE

Je dédie ce modeste travail à

*Ma très chère **mère** dieu repose son âme*

*Mon très chère **père** il a toujours été à mes cotés pour me
soutenir et m'encourager*

*Mes chères sœurs **Inès et Chaima***

*A tous les membres de **ma famille***

A tous mes amies

*A mon binôme **Soumia***

DJERIDI Rayen

DEDECASE

Je dédie ce modeste travail à

*Mes parents ils sont toujours été à mes cotés pour me
soutenir et m'encourager que dieu les protéger*

Mes chères sœurs samia ,khadidja et hiba

*Mes chères frères Abd arrahman, Abd eldjilil ,Mohamed et
Abd alfattah*

A mon chère mari Hamza

*A tous les membres de ma famille (Wissam ,merieme,ritadj,
ibrahim ,razan ,djawad ,doudou et ghaith)*

A mon chère amie Dr.Souhila

Et A tous mes amies

A mon binôme Rayan

BOUMENAKH Soumia

TABLE DES MATIERS

REMECIMENT.....	I
DEDICACES.....	II
RESUMES.....	III
ABSTRACT.....	IV
ملخص.....	V
LISTE DES FIGURES.....	VI
LISTE DES TABLEAUX.....	VII
INTRODUCTION GENERALE.....	VIII
Chapitre I : Présentation de l’ouvrage et caractéristique des Matériaux	
I.1.Introduction.....	01.
I.2. Présentation de l’ouvrage	01.
I.2.1 Introduction	01.
I.2.2 Caractéristiques géométriques	01.
I.2.3 Règles de calculs	02.
I.3. Conception de la structure	02.
I.4. Eléments constituant l’ouvrage	02.
I.4.1 Ossature de l’ouvrage	02.
I.4.2 Plancher	02.
I.4.2 .a Plancher à corps creux	03.
I.4.2 .b Plancher à dalle pleine	03.
I.4.3 Escalier	03.

I.4.4	Maçonnerie	03.
I.4.5	Revêtement	04.
I.4.6	Acrotère	04.
I.4.7	Gaine d'ascenseur	04.
I.4.8	Fondations	04.
I.5.	Caractéristique des matériaux	05.
I.6.	Hypothèses de calcul	11.
I.7.	Actions et sollicitations	12.
I.7.1	Les Actions	12.
I.7.2	Sollicitations	12.

Chapitre II : Pré-dimensionnement et Des Descentes De Charges

II.1.	Introduction	14.
II.2.	Pré-dimensionnement.....	14.
II.2.1.	Les poteaux.....	14.
II.2.2.	Les poutres.....	16.
II.2.2.1	Poutres principales	16.
II.2.2.2	Poutres secondaire	17.
II.2.3.	Les planchers	17.
II.2.3.1	Dalles corps creux	18.
II.2.3.2	Les poutrelles	18.
II.2.3.3	Dalle pleine	20.
II.2.4.	Les escaliers	21.

II.2.5. Les voiles	23.
II.2.6. Les balcons	24.
II.3. Descente des charges	25.
II.3.1 Charges permanentes	25.
II.3.2 Surcharges d'exploitations	25.
II.3.3 Évaluation des charges et surcharges	25.
II.3.4. Loi de dégression des surcharges	31.

Chapitre III : Etude des éléments Secondaires

III.1. L'acrotère	37.
III.1.1. Calcul de l'acrotère	37.
III.1.1.1. Surface et poids propre	37.
III.1.1.2. Calcul des sollicitations.....	38.
III.1.1.3. Calcul de l'excentricité	38.
III.1.1.4. Calcul le moment fictif.....	39.
III.1.1.5. Calcul de ferrailage	39.
III.2. Les balcons	42.
III.2.1. Evaluation des charges	42.
III.2.2. Combinaison des charges	42.
III.2.3. Calcul des moments	42.
III.2.4. Ferrailage à l'E.L.U	43.
III.2.5. Justification à l'E.L.S.....	44.
III.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement	45.

III.2.7.	Schéma de ferrailage	45.
III.3.	Les escaliers.....	45.
III.3.1.	Escaliers de volée 01.....	46.
III.3.2.	Escaliers de volée 02	51.
III.3.3.	Ferrailage de l'escalier	57.
III.4.	Poutre palière	57.
III.4.1.	Ferrailage de la poutre palière	58.
III.4.2.	Calcul de ferrailage.....	58.
III.4.3.	Vérification de l'effort tranchant	63.
III.4.4.	Etat limite de déformation	63.
III.4.5.	Calcul de la poutre à la torsion	63.
III.4.6.	Schéma ferrailage de la poutre palière	64.
III.5.	Les planchers	65.
III.5.1.	Méthode de calcul	65.
III.5.2.	Vérification des conditions de la méthode forfaitaire	66.
III.5.3.	Calcul des charges revenant aux poutrelles	68.
III.5.4.	Type de nervure.....	68.
III.5.5.	Calcul des sollicitations	69.
III.5.6.	Calcul de ferrailage.....	80.
III.5.7.	La table de compression	90.
III.5.8.	Dalle plain	91.

Chapitre IV : Etude Dynamique

IV.1.	Introduction	97.
-------	--------------------	-----

IV.2.	Objectif de l'étude dynamique	97.
IV.3.	Méthode de calcul	97.
IV.3.1.	Méthode statique équivalente	97.
IV.3.2.	Méthode d'analyse modale spectrale	98.
IV.4.	Modélisation	101.
IV.5.	Combinaison de charges	102.
IV.6.	Calcul de la force sismique totale	103.
IV.7.	Détermination des paramètres du spectre de réponse	103.
IV.8.	Calcul de poids de la structure W	110.
IV.9.	Caractéristiques géométriques de la structure	110.
IV.10.	Interprétation des résultats	112.
IV.11.	Vérification de la période	115.
IV.12.	Vérification des déplacements latéraux inter-étages	117.
IV.13.	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	118.
IV.14.	Justification de la stabilité au renversement	119.
IV.15.	Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	120.
IV.16.	Conclusion	122.

Chapitre V : Etude des éléments principaux

V.1.	Introduction	123.
V.2.	Etude des poutres	123.
V.2.1.	Ferraillage des poutres	123.
V.2.2.	Combinaison	123.
V.2.3.	Calcul des armatures longitudinales	124.

V.2.4.	Calcul des armatures transversales	124.
V.2.5.	Coefficient de sécurité et caractéristique mécanique	125.
V.2.6.	Exemple d'étude de la poutre principale	125.
V.2.7.	Exemple d'étude de la poutre secondaire	135.
V.2.8.	Schéma de ferrailage	137.
V.3.	Etude des poteaux	138.
V.3.1.	Schéma de ferrailage	143.
V.4.	Etude des voiles	144.
V.4.1.	Introduction	144.
V.4.2.	Combinaison	144.
V.4.3.	Prescriptions imposées par RPA99	144.
V.4.4.	Pré-dimensionnement des voiles	146.
V.4.5.	Méthode de calcul	146.
V.4.6.	Calcul du ferrailage vertical	148.

Chapitre VI : Etude De L'infrastructure

VI.1.	Introduction	159.
VI.2.	Etude des longrines	159.
VI.2.1.	Introduction	159.
VI.2.2.	Pré-dimensionnement	159.
VI.2.3.	Sollicitation	159.
VI.2.4.	Ferrailage de la longrine	160.
VI.2.5.	Section minimale (RPA99)	160.
VI.2.6.	Schéma de ferrailage	161.

VI.3.	Etude des fondations	161.
VI.3.1.	Introduction	161.
VI.3.2.	Choix du type fondations	162.
VI.3.3.	Combinaison d'action à considérer	164.
VI.3.4.	Calcul des semelles	164.
VI.3.4.1.	Calcul de la semelle isolée	164.
VI.3.4.2.	Schéma de ferrailage	168.
VI.3.4.3.	Calcul de la semelle filante sous voile	168.
VI.3.4.4.	Schéma de ferrailage	170.
CONCLUSION GENERAL.....		IX
BIBLIOGRAPHIE.....		X
ANNEXES.....		XI.

Résumé

Ce projet de fin d'étude présente une étude détaillée d'un Bâtiment de forme irrégulière à usage d'habitation, constitué par un rez de chaussée et 04étages, implanté à la wilaya de ANNABA. Cette étude se compose de quatre parties principales.

La Première partie est consacrée à la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural du bâtiment, les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que le prédimensionnement des éléments de la structure et enfin l'évaluation et la descente de charge.

La deuxième partie a été consacrée au dimensionnement et vérification des éléments secondaires de la structure.

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie, on utilise le logiciel Autodesk Robot structural Analysis Professional 2014 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments principaux de la structure (poteaux, poutres, voiles et fondation). Cela, en, tenant compte des recommandations du BAEL91 révisées 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : Séisme, béton armé, structure en béton armé, calcul sismique, parasismique, RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

Abstract

This end-of-study project presents a detailed study of an irregularly shaped building for residential use, consisting of a ground floor and 04 floors, located in the wilaya of ANNABA. This study consists of four main parts.

The first part is devoted to the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the building, the characteristics of the materials used as well as the pre-dimensioning of the elements of the structure and finally the evaluation and the lowering of the load.

The second part was devoted to the dimensioning and verification of the secondary elements of the structure.

The dynamic study of the structure was started in the third part, we use the Autodesk Robot structural Analysis Professional 2014 software to determine the different stresses due to the loads (permanent loads, operating and seismic load).

The last part includes the reinforcement of the different main elements of the structure (posts, beams, walls and foundation). This, taking into account the recommendations of the BAEL91 revised 99 and the Algerian anti-seismic regulations RPA 99/2003.

Keywords: Earthquake, reinforced concrete, reinforced concrete structure, seismic calculation, paraseismic, RPA 99 / 2003 version; BAEL 91 revised 99.

ملخص

يقدم مشروع نهاية الدراسة هذا دراسة تفصيلية لمبنى غير منتظم الشكل للاستخدام السكني ، يتكون من طابق أرضي و 04 طوابق ، يقع في ولاية عنابة. تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء رئيسية.

الجزء الأول مخصص للوصف العام للمشروع مع عرض تقديمي للجانب المعماري للمبنى ، وخصائص المواد المستخدمة وكذلك الأبعاد المسبقة لعناصر الهيكل وأخيراً تقييم وتخفيض الحمل.

تم تخصيص **الجزء الثاني** لأبعاد والتحقق من العناصر الثانوية للهيكل.

بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في **الجزء الثالث** ، ونستخدم برنامج **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014** لتحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة ، والحمل التشغيلي والزلالي).

يتضمن **الجزء الأخير** تقوية العناصر الرئيسية المختلفة للهيكل (الأعمدة والعوارض والجدران والأساس). هذا ، مع مراعاة توصيات BAEL91 المعدلة 99 واللوائح الجزائرية لمكافحة الزلازل RPA 99/2003

الكلمات المفتاحية: الزلازل ، الخرسانة المسلحة ، الهيكل الخرساني المسلح ، الحساب الزلالي ، التطفل ، إصدار RPA 99/2003؛ BAEL 91 تمت مراجعته.

LISTE DES FIGURE

Fig I-1 : Plancher à corps creux	03.
Fig I-2 : Brique creuse	04.
Fig I-3 : Déformation longitudinaux et transversaux	06.
Fig I-4 : Diagramme contrainte-déformation du béton	09.
Fig I-5 : Diagramme contrainte déformation	10.
Fig I-6 : Diagramme des déformations limitent de la section.....	11.
Fig II-1 : Section de la poutre : Dimension à respecter	16.
Fig II-2 : Coupe verticale du plancher en corps creux	18.
Fig II-3 : Section de la nervure	19.
Fig II-4 : Dimension adoptées des poutrelles	20.
Fig II-5 : Schéma d'escalier	21.
Fig II-6 : Schéma d'explication des dimensions de l'escalier	22.
Fig II-7 : Section réduite du voile	24.
Fig II-8 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux	26.
Fig II-9 : Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine	27.
Fig II-10 : Composants d'un plancher étage courant corps creux	28.
Fig II-11 : Composants d'un plancher étage courant dalle pleine	29.
Fig II-12 : Remplissage en double cloisons	29.
Fig II-13 : Dimension de l'acrotère	30.
Fig II-14 : La dégression des charges	32.
Fig II-15 : Poteau central	32.
Fig.III.1 : Schéma l'acrotère	37.

Fig.III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	41.
Fig.III.3 : Schéma du balcon	42.
Fig.III.4 : Position des armatures structurales du balcon	43.
Fig.III.5 : Schéma de ferrailage de balcon	45.
Fig.III.6 : Présentation de l'escalier	46.
Fig.III.7 : Schéma statique de l'escalier volée 01	46.
Fig.III.8 : Schéma des charges équivalents à ELU d'escalier volée 01	47.
Fig.III.9 : Section de béton armé en travée	48.
Fig.III.10 : Section de béton armé en appui a l'ELU	49.
Fig.III.11 : Schéma statique de l'escalier volée 02	51.
Fig.III.12 : Schéma des charges équivalente à ELU d'escalier volée 02	52.
Fig.III.13 : Section de béton armé en travée	53.
Fig.III.14 : Section de béton armé en appui a l'ELU	54.
Fig.III.15 : Schéma de ferrailage d'escalier	57.
Fig.III.16 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	64.
Fig.III.17 : Type de nervure	69.
Fig.III.18 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELU	71.
Fig.III.19 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELS	72.
Fig.III.20 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELU	73.
Fig.III.21 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELS	73.
Fig.III.22 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELU	74.
Fig.III.23 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELS	75.
Fig.III.24 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELU	76.

Fig.III.25 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELU	76.
Fig.III.26 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELU	77.
Fig.III.27 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELS	78.
Fig.III.28 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELS	78.
Fig.III.29 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELS	79.
Fig.III.30 : Section béton armées « plancher terrasse »	80.
Fig.III.31 : Schéma de ferrailage des nervures « plancher terrasse»	84.
Fig.III.32 : Section béton armé « plancher étage courant »	85.
Fig.III.33 : Schéma de ferrailage des nervures « plancher étage courant »	89.
Fig.III.34 : Disposition constructive des armatures de la table de compression	91.
Fig.III.35 : Schéma de ferrailage de la dalle plein	96.
Fig IV-1 : Etapes de la modélisation d'une structure par logiciel robot structural analyse Professional	100.
Fig IV-2 : Modélisation de la structure par l'interface de robot structural analyse Professional.....	102.
Fig IV-3 : Vue en plan du modèle de ma structure	102.
Fig IV-4 : Diagramme de spectre de réponse	107.
Fig IV-5 : La disposition des voiles	109.
Fig IV-6 : 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques	115.
Fig IV-7 : 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques ...	116.
Fig IV-8 : 3 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique	116.
Fig IV-9 : Effet p- Δ	120.
Fig V-1 : Section de poutre	126.
Fig V-2 : Zone nodales	134.

Fig V-3 : Schéma de ferrailage des poutres principales à l'ELU	137.
Fig V-4 : Schéma de ferrailage des poutres principales à l'ELACC	137.
Fig V-5 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire à l'ELU	137.
Fig V-6 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire à l'ELACC	138.
Fig V-7 : Schéma de ferrailage des poteaux carrés	143.
Fig V-8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	145.
Fig V-9 : Section des voiles	146.
Fig V-10 : Diagrammes d'une section entièrement comprimée	147.
Fig V-11 : Diagramme d'une section entièrement tendue	147.
Fig V-12 : Diagramme d'une section partiellement comprimée	148.
Fig V-13 : Diagramme de répartition des contraintes	150.
Fig V-14 : Ferrailage de voile dans le sens X-X	154.
Fig V-15 : Diagramme de répartition des contraintes	155.
Fig V-16 : Ferrailage de voile	158.
Fig VI.1 : Schéma de ferrailage des longrines	161.
Fig VI.2 : Semelle isolée	164.
Fig VI.3 : Schéma équivalent d'une semelle isolée	165.
Fig VI.4 : Ferrailage de la semelle intermédiaire	168.
Fig VI.5 : Ferrailage de semelle filante	170.

LISTE DES TABLEAUX

Tab I-1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e	9.
Tab I-2 : Combinaison d'action à ELS	13.
Tab I-3 : Combinaison d'action à l'ELU	13.
Tab II-1 : Les résultats du pré-dimensionnement des poteaux	15.
Tab II-2 : Vérification du coffrage des sections adoptées pour les poteaux	15.
Tab II-3 : Dimensionnements du plancher en corps creux	19.
Tab II-4 : Résultats des conditions pour choisir l'épaisseur de la dalle pleine	21.
Tab II-5 : Les résultats du pré-dimensionnement d'escalier	23.
Tab II-6 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse	26.
Tab II-7 : La charge de la dalle pleine du plancher terrasse non accessible	27.
Tab II-8 : Evaluation des charges permanentes du plancher étage courant	28.
Tab II-9 : Evaluation des charges permanentes du plancher étage courant (dalle pleine)	28.
Tab II-10 : Evaluation des charges permanentes mur extérieur	29.
Tab II-11 : Evaluation des charges permanentes de balcon (dalle pleine)	30.
Tab II-12 : Evaluation des charges permanentes de balcon (garde corps)	31.
Tab II-13 : Evaluation des charges permanentes et des charges d'exploitation	31.
Tab II-14 : Evaluation des charges d'exploitation par la règle de dégression	32.
Tab II-15 : Calcul des efforts normaux ultimes	34.
Tab II-16 : Vérification des sections adoptées pour tous les niveaux	36.
Tab II-17 : Vérification selon RPA99/version2003 des dimensions des poteaux	36.
Tab III.1 : Calcul des sollicitations à l'ELU et l'ELS escalier volée 01	47.
Tab III.2 : Calcul des sollicitations à l'ELU et l'ELS escalier volée 02	52.

Tab III.3 : Les efforts agissants sur une poutre palière	58.
Tab III.4 : Charge revenant aux poutrelles	68.
Tab III.5 : Sollicitation du plancher terrasse type 01 à l'ELU	69.
Tab III.6 : Sollicitation du plancher terrasse type 01 à l'ELS	72.
Tab III.7 : Sollicitation du plancher terrasse type 02 à l'ELU	72.
Tab III.8 : Sollicitation du plancher terrasse type 02 à l'ELS	73.
Tab III.9 : Sollicitation du plancher terrasse type 03 à l'ELU	74.
Tab III.10 : Sollicitation du plancher terrasse type 03 à l'ELS	75.
Tab III.11 : Sollicitation du plancher étage courant type 01, 02,03 à l'ELU	76.
Tab III.12 : Sollicitation du plancher étage courant type 01, 02,03 à l'ELS	77.
Tab III.13 : Les sollicitations du calcul	79.
Tab III.14 : Valeurs des moments $M(x ; y)$ à l'ELU	92.
Tab III.15 : Tableaux récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)	93.
Tab III.16 : Tableaux récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)	93.
Tab III.17 : Tableaux récapitulatif des résultats de ferrailage en appuis	94.
Tab III.18 : Valeurs des moments $M(x ; y)$ à l'ELS	94.
Tab III.19 : Vérification à l'ELS	95.
Tab IV-1 : Pénalité en fonction de critère de qualité	106.
Tab IV-2 : La vérification du poids de la structure	109.
Tab IV-3 : poids des différents niveaux de la structure	110.
Tab IV-4 : Caractéristique géométrique de la structure	112.
Tab IV-5 : Période et facteur de participation massique	114.
Tab IV-6 : Les déplacements relatifs pour chaque niveau dans les deux sens	117.

Tab IV-7 : Effort tranchant résultants	119.
Tab IV-8 : Moments de renversement	119.
Tab IV-9 : Justification vis-à-vis de l'effet p- Δ sens X	121.
Tab IV-10 : Justification vis-à-vis de l'effet p- Δ sens Y	121.
Tab V-1 : Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons	125.
Tab V-2 : Résultats de calcul de ferrailage des poutres principales	129.
Tab V-3 : Données de vérification à l'ELS	129.
Tab V-4 : Vérification d'état limite de compression de béton	130.
Tab V-5 : Vérification d'état limite d'ouverture de fissures	130.
Tab V-6 : Sollicitations dans les poutres sous différents combinaisons	135.
Tab V-7 : Ferrailage longitudinale des poutres secondaires	135.
Tab V-8 : Résultats de calcul de ferrailage des poutres secondaires	136.
Tab V-9 : Ferrailage transversales poutres principales et secondaires	136.
Tab V-10 : Vérification des poutres secondaires	136.
Tab V-11 : Résultats de l'effort normal N et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz)	139.
Tab V-12 : Résultats de l'effort normal N et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz)	140.
Tab V-13 : Résultats de l'effort normal N minimal et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz)	140.
Tab V-14 : Résultats des sections d'armature calculée pour les poteaux	141.
Tab V-15 : Résultats de calcul de ferrailage des poteaux	142.
Tab V-16 : Résultats de l'effort normal N maximal et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz)	149.

Tab V-17 : Résultats de l'effort normal N et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz)	149.
Tab V-18 : Résultats de l'effort normal N minimal et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz)	149.
Tab V-19 : Résultats de calcul de ferrailage des voiles dans le sens x-x	151.
Tab V-20 : Résultats du ferrailage vertical des voiles	153.
Tab V-21 : Résultats de l'effort normal N maximal et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz)	154.
Tab V-22 : Résultats de l'effort normal N et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz)	155.
Tab V-23 : Résultats de l'effort normal N minimal et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz)	155.
Tab V-24 : Résultats de calcul de ferrailage des voiles dans le sens y-y	157.
Tab V-25 : Résultats du ferrailage vertical des voiles	158.
Tab VI.1 : Réaction à la base de la structure	162.
Tab VI.2 : Vérification de la contrainte à M max et N correspondant	166.
Tab VI.3 : Vérification de la contrainte à N min et M correspondant	166.

Introduction Générale

Introduction Générale:

Depuis des siècles, l'homme a toujours voulu trouver un abri où règne sécurité et confort. L'histoire qui retrace le vécu des hommes est riche d'exemples aussi édifiants les uns que les autres, car tout cela a débuté par le fameux homme des cavernes, en passant par les célèbres pyramides d'Égypte, et de nos jours les extraordinaires buildings à l'image des deux tours de Malaisie.

Le développement des techniques et du savoir-faire dans les différents domaines, et notamment dans le secteur de la construction, ont donné une avancée importante dans le secteur de la construction, surtout avec la venue des nouveaux matériaux de construction tels que (béton armé, béton précontraint, CM...).

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, cette zone est représentée comme étant une région à forte sismicité, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Construire dans des zones de forte sismicité représente un danger important à cause des dégâts que le séisme peut engendrer à la structure. Pour chaque séisme important, on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Chaque étude de projet du bâtiment a pour buts :

- Sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Économie : diminution des coûts du projet (dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages ,tels que :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (durée de vie).

- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de sismicité moyenne, comportant un RDC et 04 étages à ANNABA.

Ce mémoire est constitué de sept chapitres :

- ◆ Le Premier chapitre consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ◆ Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- ◆ Le 3ème chapitre comporte le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, les escaliers et les planchers...etc.).
- ◆ Le 4ème chapitre aborde l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**.
- ◆ Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel de calcul **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014** est présenté dans le 5ème chapitre.
- ◆ Pour le dernier chapitre, l'étude des fondations sera exposée suivie par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux

I.1.Introduction :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Le but de ce modeste travail est de calcul une structure (Bâtiment) est d'assurer la compatibilité de son comportement pendant sa durée de vie. En effet, l'étude de cette structure vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cycle de formation en Master génie civil , et d'appliquer les règles de conception et de calcul d'un ouvrage en béton armé en l'occurrence, un bâtiment en (R+4) qui présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation et dont le système de contreventement est assuré par des murs voiles.

Notre structure doit être calculée et conçue de manière qu'elle reste apte à l'utilisation prévue, et assurée la durée de vie envisagée ainsi que le coût économique de réalisation :

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : les explosions, les chocs ou autres phénomènes.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation, et qu'elle ait une durabilité convenable.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

I.2.1.Introduction :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage d'habitation.sa structure est en (R+4), implanté à **Annaba**, elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /V2003 » dans la zone sismique **IIA**, et le groupe d'usage **2**, et site meuble, ayant une importance moyenne, selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99/version 2003**).

I.2.2.Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont les suivantes :

- Hauteur total du bâtiment est $h_t=15.30\text{m}$
- Hauteur du RDC : $h_{\text{RDC}} = 3,06 \text{ m}$
- Hauteur d'étage : $h_{\text{étg}} = 3,06 \text{ m}$
- La longueur totale du bâtiment : $L = 22.65\text{m}$
- La largeur totale du bâtiment : $l = 18.60\text{m}$

I.2.3.Règles de calculs :

Les références pour la conception et le calcul de ce projet sont les règlements suivants :

1. Règle parasismique algérienne (**RPA99 version 2003 : DTR-BC.2.48**).
2. Charge permanentes et charge d'exploitations (**DTR-BC.2.2**).
3. Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL91modifiée 99**).
4. Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (**Règles CBA93**).

I.3.Conception de la structure :

La structure doit répondre aux critères suivants : stabilité, résistance et confort. Le calcul a été fait de telle façon à assurer une bonne résistance aux sollicitations provoquées par :

- Les charges verticales (Charges Permanentes et Surcharges d'exploitations).
- Les charges horizontales (dues à l'action du Séisme et Vent).

I.4.Eléments constituant l'ouvrage :

I.4.1. Ossature de l'ouvrage :

L'ossature de l'ouvrage est constituée de portiques et de voiles. En ce qui concerne le contreventement de la structure il est assuré uniquement par les voiles.

I.4.2. Plancher :

Le plancher est défini comme une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Les planchers à corps creux.
- Les planchers à dalle pleine.

I.4.2.a. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles bétonnées sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm. Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (Coffrage perdu constitué par le corps creux).

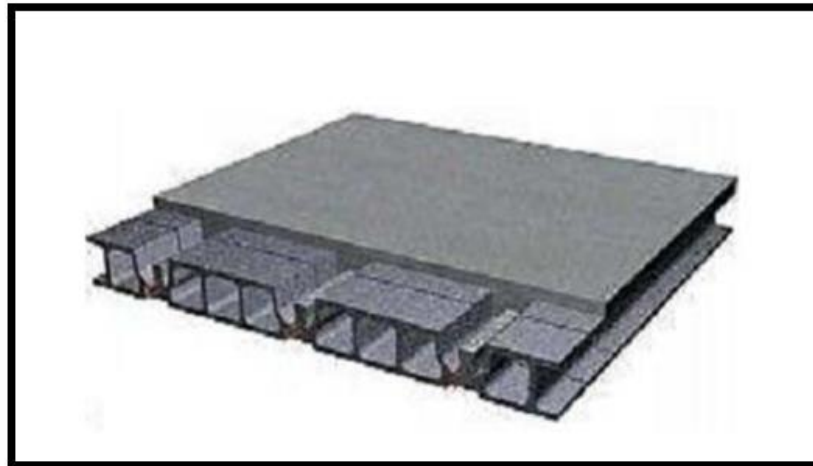


Figure I- 1: Plancher à corps creux.

I.4.2.b. Plancher à dalle pleine :

Pour certaines zones, des dalles pleines sont choisies à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.4.3. Escalier :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec trois volées et deux paliers inter étage, cet élément (escalier) est coulé sur place.

I.4.4. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

Le type de maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

A. **Murs extérieurs** : Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

B. **Murs intérieurs** : Cloisons de séparation de 10 cm.

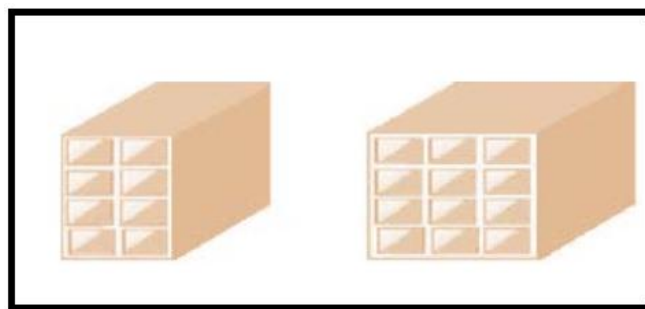


Figure I- 2: Brique creuse.

I.4.5. Revêtement :

Les différents revêtements du bâtiment sont constitués par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.4.6. acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'une acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

I.4.7. Gaine d'ascenseur :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est dispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.4.8. Fondations :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de **2,50** bars et la profondeur d'ancrage de **3m** dans le sol. .

I.5 Caractéristiques des matériaux :

I.5.1 Introduction :

Le béton et acier seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

I.5.2 Béton :

I.5.2.1 Composition moyenne du béton

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes une résistance à la compression égale à **25 MPa**.

I.5.2.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- **Masse volumique :** La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³ (cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 kg/m³).
- **Retrait :** Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume lorsque le béton est conservé dans une atmosphère séchée, il diminue de volume.
- **Le fluage :** lorsqu'une pièce en béton est soumise à une compression de longue durée, sa déformation augmente avec le temps ; l'intensité du fluage dépend de plusieurs facteurs :
 - Composition du béton.
 - Géométrie de la pièce.
 - Conditions atmosphériques.
 - L'âge du béton lors de l'application de la charge.

I.5.2.3 Résistance caractéristique du béton :

- **En compression** « f_{cj} » : BAEL91 Article (A.2.1 ,11).

La résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{cj} = 25$ [MPa]

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{À un âge } j < 28 \text{ jours : } f_{cj} = \frac{j}{4,67 + 0,83 j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [MPa]} \\ \text{À un âge } j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [MPa]} \end{array} \right.$$

➤ **En traction « f_{ij} » : BAEL91 Article (A.2.1 ,12).**

La résistance caractéristique à la traction du béton à J jours notée f_{ij} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,060 f_{cj} \rightarrow \text{pour notre cas : } f_{t28} = 2,1 \text{ MP a.}$$

I.5.2.4 Coefficient de poisson : BAEL 91 Article (A.2.1, 3).

$$\nu = \frac{\text{déformation transvesale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson est pris égal à :

$\nu = 0,20 \rightarrow$ pour la justification aux E.L.S (section non fissurée)

$\nu = 0 \rightarrow$ pour la justification aux E.L.U

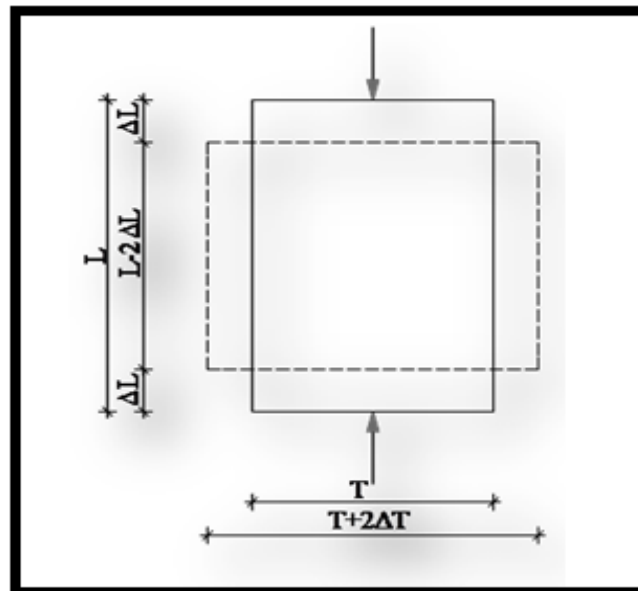


Figure I- 1: déformations longitudinaux et transversaux.

I.5.2.5 Déformations longitudinale du béton :**I.5.2.5.1 Déformations instantanées E_{ij} : BAEL91 Article (A.2.1, 2).**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures. Le module de déformation longitudinale instantanée (E_{ij}) du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20\text{MPa}$$

I.5.2.5.2 Déformations différées E_{vj} : BAEL91 Article (A.2.1 ,22).

Sous contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différées (E_{vj}) du béton est donné par la formule : $E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86\text{MPa}$

I.5.2.6 Contraintes limites du Béton :

D'après, BAEL91 Article (A.4.3 ,4). On distingue deux états limites :

I.5.2.6 .1 État limite Ultime :

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

- La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule :

$$f_{bu} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$$

Notation :

$$\theta = 1 \quad \text{durée} > 24 \text{ h}$$

$$\theta = 0.9 \quad 1\text{h} < \text{durée} < 24 \text{ h}$$

$$\theta = 0.85 \quad \text{durée} < 1\text{h}$$

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{Combinaisons courantes}$$

$$\gamma_b = 1,15 \quad \text{Combinaisons accidentelles.}$$

Dans notre cas $\rightarrow f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$.

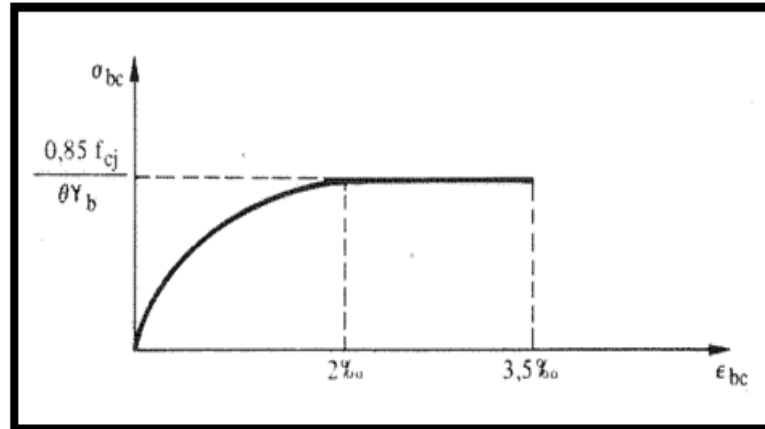


Figure I- 2: Diagrammes contraintes –déformations du béton.

I.5.2.6.2 État limite de service :

Les vérifications à effectuer portent généralement sur :

- Un état limite de compression du béton.
- Un état limite d'ouverture de fissure.

Les contrainte de compression du béton est limite à $0,6f_{cj}$, dans notre cas $\rightarrow \sigma_{bc}=15\text{MPa}$.

I.5.2.6.3 Contrainte Limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement a **ELU** est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

La contrainte admissible de cisaillement est limitée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \quad : \text{Fissuration peu préjudiciable.} \\ \tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) \quad : \text{Fissuration préjudiciable \& fissuration très Préjudiciable.} \end{array} \right.$$

I.5.3 L'acier : BAEL91 Article (A.2.2).

L'acier est un alliage de fer et de 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 pour toutes les nuances est noté E_s et a pour valeur.

$E_s = 2,10^5 \text{ MPa}$ BAEL91 Article (A.2.2.1).

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e sont données par le tableau suivant :

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_e E 22	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	F_e E 24	235	
Barre HA Type 3	F_e TE 40	400	Emploi courant
	F_e TE 50	500	
Fils tréfiles HA type 3	F_e TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	F_e TE	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6 \text{ mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq 6 \text{ mm}$	520	

Tableau I- 1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

I.5.3.1 Diagramme contrainte-déformation : BAEL91 Article (A.2.2.2).

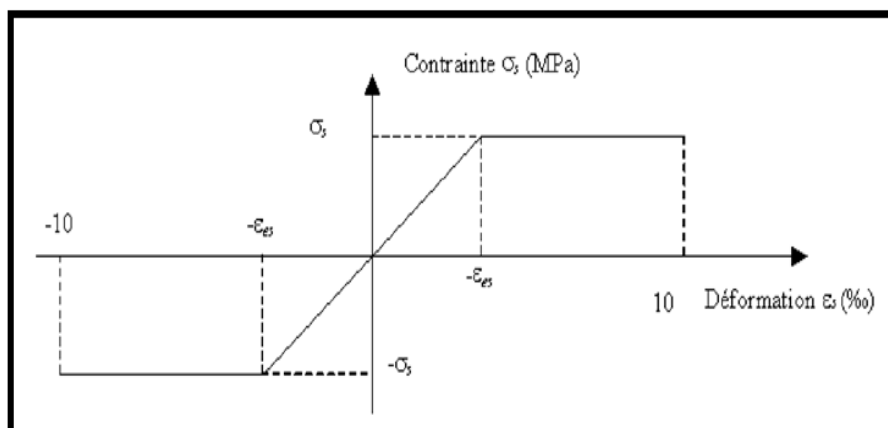


Figure I- 3: Diagramme contrainte déformation.

I.5.3.2 Contraintes limites :

La contrainte limite de l'acier est calculée avec la formule :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- $\gamma_s = 1,15$ Combinaisons courantes.
- $\gamma_s = 1$ Combinaisons accidentelles.

Selon le type de fissuration la contrainte limite de traction est calculée avec une des formules suivantes :

- Cas de fissuration peut préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = f_e$
- Cas de fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (110 \sqrt{\eta f_{tj}}, 240 \text{Mpa}) \right\}$
- Cas de fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, \max (90 \sqrt{\eta f_{tj}}, 200 \text{Mpa}) \right\}$

Avec : η coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ Pour rondes lisses.
- $\eta = 1,6$ Pour acier HA.

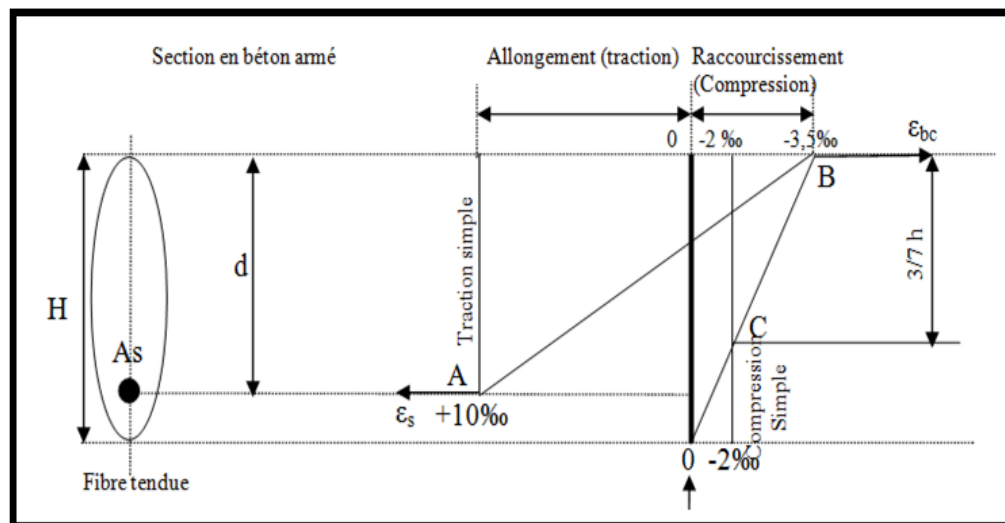
I.5.4 Règles des trois pivots :

Figure I- 4: Diagrammes des déformations limitent de la section.

- **Pivot A** : Traction simple ou compression, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B** : Flexion avec état ultime **atteint** dans le béton.
- **Pivot C** : Compression simple ou composée.

I.6 Hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément au règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

I.6.1.1 Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la résistance de la construction, soit :

- Equilibre statique.
 - Résistance de l'un des matériaux de la structure.
 - Stabilité de forme.
- **Hypothèses :** Les hypothèses admises pour le calcul sont les suivantes :
- Les sections droites restent planes avant déformation restant planes et perpendiculaires à la ligne moyenne après déformation (hypothèse de Navier Bernoulli).
 - Pas de glissement relatif entre l'acier et béton.
 - La résistance du béton à la traction est négligeable.
 - Raccourcissement ultime du béton : $\epsilon_{bu} = 3,5\%$ en flexion et $\epsilon_{bu} = 2\%$ en compression.
 - Allongement ultime de l'acier est limité à 10 %.
 - Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots : **A**, **B** ou **C**.

I.6.1.2 Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières aux de là desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
 - Déformation des éléments porteurs.
 - Compression dans le béton.
- **Hypothèses :** Les hypothèses admises pour le calcul sont les suivantes :
- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $\eta=15$).

I.7 Actions et sollicitations :

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

I.7.1 Les Actions :

Les Règles BAEL91 distinguent les actions suivantes : article (A. 3.1, 1) :

- **Les actions permanentes**, notées **G**, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite comme, par exemple, les actions dues aux déformations différées du béton (retrait, fluage) :
- **Les actions variables**, notées **Q_i**, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- **les actions accidentelles**, notées **E**, provenant de phénomènes rares (séisme, chocs,...).

Les valeurs des actions à introduire dans les calculs ont généralement un caractère nominal ; celles visées ci-après sont des valeurs forfaitaires et simplifiées, qui tiennent lieu de valeurs caractéristiques ou de valeurs représentatives telles qu'elles sont définies dans les Directives communes.

I.7.2 Sollicitations :

I.7.2.1 Combinaisons d'actions :

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

A. Vérification des états limites de service :

Actions permanentes $G_{max} + G_{min}$	de base Q_1	Actions variables d'accompagnement $\psi_{02} Q_2$
G	Q_B	0 ou 0,77 W ou 0,77 S_n
	W	0 ou $\psi_0 Q_B$
	S_n	0 ou $\psi_0 Q_B$

Tableau I- 2: Combinaisons d'actions à ELS.

B. Vérification des états-limites ultimes de résistance :

Actions permanentes $1,35 G_{max} + G_{min}$	de base $\gamma_{Q1} Q_1$	Actions variables d'accompagnement $1,3 \psi_{02} Q_2$
1,35 G ou G	1,5 Q_B	0 ou W ou S_n ou W + S_n
	1,5 W	0 ou 1,3 $\psi_0 Q_B$ ou S_n ou 1,3 $\psi_0 Q_B + S_n$
	1,5 S_n	0 ou 1,3 $\psi_0 Q_B$ ou W ou 1,3 $\psi_0 Q_B + W$

Tableau I- 3: Combinaisons d'actions à ELU.

C. Combinaisons accidentelles :

La combinaison accidentelle s'écrit symboliquement : $G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \Sigma \psi_{2i} Q_i$

Avec : F_A valeur représentative de l'action accidentelle.

CHAPITRE II

Pre dimensionnement Et Descente De Charge

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, dont le but est de déterminer les dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

II.2 Pré-dimensionnement :

Avant de procéder à la descente de charge permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- Les poteaux et les voiles.
- Les poutres.
- Les dalles et planchers.
- Les escaliers.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règlements en vigueur, le "BAEL91" et "RPA 99 –version 2003-", en vérifie les conditions de résistance et de flèche.

II-2.1 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs, ils doivent supporter principalement les charges et les surcharges verticales. Ils seront dimensionnés par :

- La condition de non flambement d'après le BAEL91.
- La condition de résistance : d'après le BAEL91.
- Les conditions R.P.A 99.V. 2003.

II-2.1.1 Vérification vis-à-vis de flambement des poteaux (B.A.E.L 91) :

D'après la formule de l'élançement.

$$\lambda \leq 50$$

1- Pour les poteaux rectangulaires :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50, i = \sqrt{\frac{I}{B}}, I = \frac{bh^3}{12} \text{ Et } B = b \times h$$

λ : Élançement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie.

A : Section de béton.

L_f : Longueur de flambement.

$L_f = 0,7 h_e$ (poteaux encastré à des poutres du plancher sur les deux cotés.)

$h_e = 306 \text{ cm}$

$$L_f = 0,7 h = 0,7 \times 306 = 214,20 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{h/\sqrt{12}} = \frac{214,2 \times \sqrt{12}}{h} \leq 50$$

$$h \geq \frac{214,2 \times \sqrt{12}}{50} = 14,84 \text{ cm}$$

Et pour adopter (b) on utilise la même condition précédente sauf quel ‘inertie change :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50, i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad I = \frac{hb^3}{12} \text{ et } B = b \times h$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{b/\sqrt{12}} = \frac{214,2 \times \sqrt{12}}{b} \leq 50$$

$$b \geq \frac{214,2 \times \sqrt{12}}{50} = 14,84 \text{ cm}$$

On adopte pour les sections des poteaux les dimensions suivantes :

Niveau	Poteau Carré bxh (cm)
3 et 4	40 x 40
1,2 et RDC	40 x 40

Tableau II- 1:les résultats du pré dimensionnement des poteaux.

II-2.1.2 Vérification vis-à-vis de l’ RPA 99 / version 2003 :

D’après le **RPA 99 / version 2003 (Article (7.4.1))**, Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- $\text{Min} \{ b_1 ; h_1 \} \geq 25 \text{ cm}$ (en zone II a)
- $\text{Min} \{ b_1, h_1 \} \geq h_e/20$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min} (b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min} (b, h) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$	Oui
$\text{Min} (b, h) \geq h_e /20$	$\text{Min} (b, h) = 40 \text{ cm} \geq (h_e/20) = (306)/20 = 15,3 \text{ cm}$	Oui
$0,25 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4$	Oui

Tableau II- 2: Vérification du coffrage des sections adoptées pour les poteaux.

II.2.2 Les poutres :

Selon RPA 99"version 2003"les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$

Où

b : largeur de la poutre.

h : hauteur utile de la poutre.

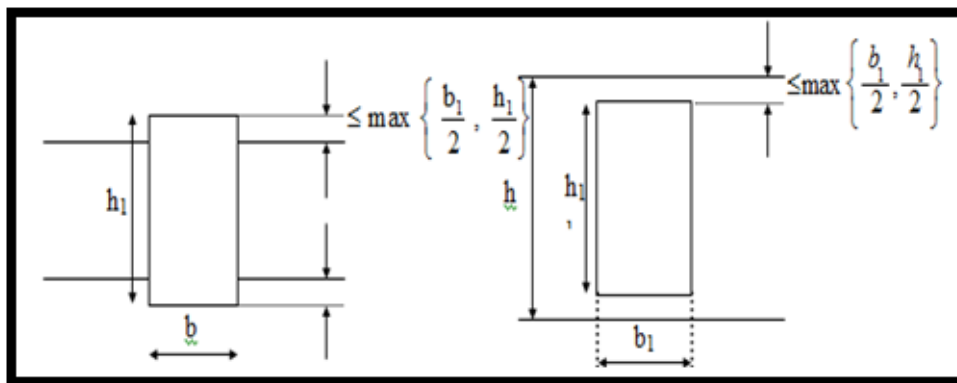


Figure II- 1: Section de la poutre : Dimensions à respecter.

II.2.2.1 Poutres principales :

Selon le BAEL 91 :

$$L \text{ (entre nus)} = L \text{ (entre axes)} - 2 \left(\frac{1}{2} \times b \text{ (largeur de poteau)}\right)$$

$$L = 530 - 2 \times 0.2 = 490 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h < b \leq 0.4h \\ \frac{h}{b} \leq 3 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{490}{15} = 32.66 \text{ cm} < h \leq \frac{490}{10} = 49 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h = 45 \text{ cm} \\ 13.5 < b \leq 18 \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 < 3 \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

• **Vérification suivant RPA 99 "version 2003":**

Selon RPA 99"version 2003" les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{on a : } \left\{ \begin{array}{l} h = 45 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 < 4 \end{array} \right.$$

II.2.2.2 Poutre secondaire :(Selon le BAEL 91) :

$$L \text{ (entre nus)} = L \text{ (entre axes)} - 2 \left(\frac{1}{2} \times b \text{ (largeur de poteau)} \right)$$

$$L = 370 - 2 \times 0.2 = 340 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h < b \leq 0.4h \\ \frac{h}{b} \leq 3 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{340}{15} = 22.66 \text{ cm} < h \leq \frac{340}{10} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h = 35 \text{ cm} \\ 10.5 < b \leq 14 \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 < 3 \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

• **Vérification suivant RPA 99"version 2003" :**

Selon R.P.A 99"version 2003" les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{on a : } \left\{ \begin{array}{l} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \end{array} \right.$$

II.2.3 Les planchers :

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges d'exploitations ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement ...), et à les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...).

On a deux types de planchers :

- Plancher à corps creux ;

- Plancher en dalles pleines ;

Dans ce projet les planchers sont en corps creux, et dalles pleines.

II.2.3.1 Dalles corps creux :

Condition du règlement BAEL 91 :

Le dimensionnement d'un plancher en corps creux se résume au dimensionnement d'une Poutrelle, et donc l'utilisation de la condition de flèche qui stipule que :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

L : Porté maximal entre nus d'appuis dans le sens des nervures.

h_t : Hauteur totale du plancher.

Pour notre cas :

$$L \text{ (entre nus)} = L \text{ (entre axes)} - 2 \left(\frac{1}{2} \times b \text{ (largeur de poteau)} \right)$$

$$L = 530 - 2 \times 0.2 = 490 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{490}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 21.77 \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur $h_t = 20\text{cm}$

$$\begin{cases} 20\text{cm pour l'épaisseur de cors creux.} \\ 5\text{cm pour l'épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

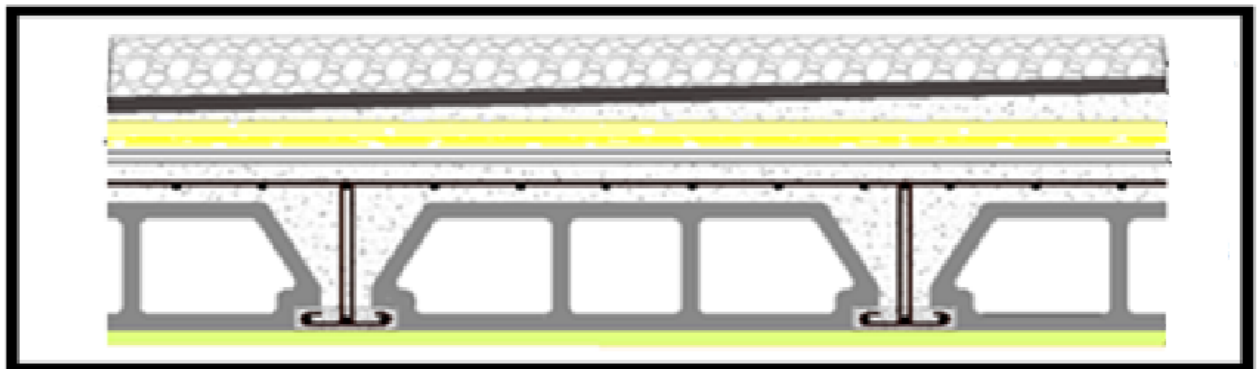


Figure II-2: Coupe verticale du plancher en corps creux.

II.2.3.2 Les poutrelles :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en té (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

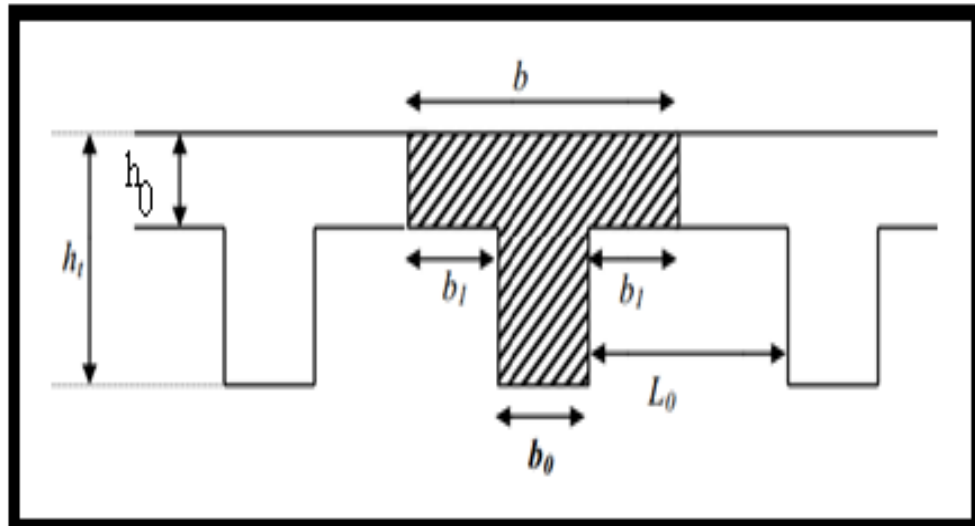


Figure II- 3: Section de la nervure.

Le hourdis choisi est normalisé de hauteur h =20 cm.

Selon B.A.E.L :

$$b_0 = \left(\frac{h}{3}, \frac{h}{2}\right) = \left(\frac{25}{3}, \frac{25}{2}\right) = (8,12) \rightarrow \text{On adopte } b_0 = 10 \text{ cm et de largeur } 55 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \min \left[\frac{L_{max}}{10}, \frac{L}{2} \right] \Rightarrow \min \left[\frac{490}{10}, \frac{55}{2} \right] = \min [49.0, 27.5] = 27.5 \text{ cm}$$

L_{max} = La plus grande portée de la poutrelle

L = La distance entre les faces voisines de deux nervures successives

$$B = 2b_1 + b_0 = 2(27.5) + 10 = 65 \text{ cm}$$

Épaisseur de la dalle de compression	4cm
Épaisseur de l'entrevous	16cm
Entraxe des nervures	65cm
Largeur b_0 des nervures	10cm
Distance L_0 entre deux nervures	55cm

Tableau II- 3: dimensionnements du plancher en corps creux.

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (figure II 3).

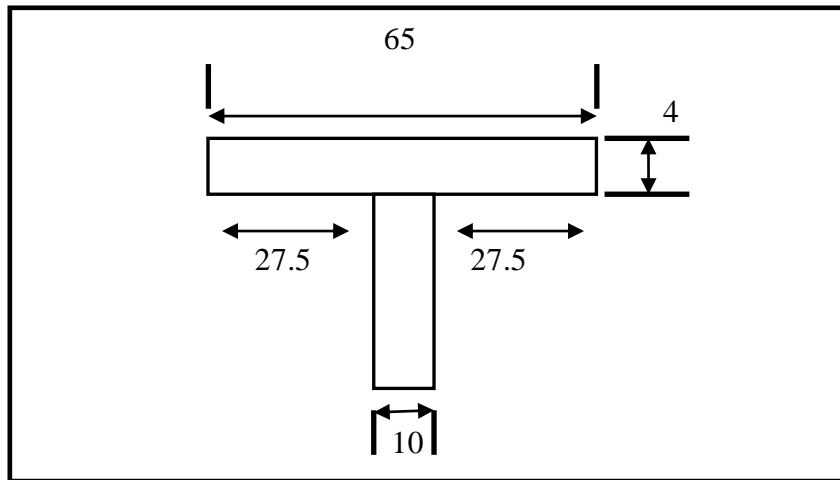


Figure II- 4: Dimensions adoptées des poutrelles.

II.2.3.3 Dalle pleine :

L'épaisseur est choisie d'après les conditions suivantes :

- ✓ Condition de résistance.
- ✓ Condition de flèche.
- ✓ Condition de sécurité.
- ✓ Condition de résistance au feu.

A) Condition de résistance : Pour les dalles portant dans un seul sens ($\alpha < 0,4$):

- $h \geq \frac{L_x}{20}$ pour un panneau isolé.
- $h \geq \frac{L_x}{25}$ pour une dalle continue (plusieurs panneaux).

Nous avons un panneau isolé avec un coefficient $\alpha < 0,4$ alors $h \geq \frac{L_x}{20} = \frac{160}{20} = 8 \text{ cm}$

B) Condition de flèche :

$$\frac{L_y}{20} \geq h_o \geq \frac{L_x}{30} \Rightarrow 22.5 \text{ cm} \geq h_o \geq 5.33 \text{ cm}$$

C) Condition de sécurité :

$$h_o \geq h_{\text{omin}} \rightarrow \text{D'après RPA 99 "version 2003": } h_{\text{omin}} = 4 \Rightarrow h_o = 4 \text{ cm}$$

D) Condition de résistance au feu:

Une résistance au feu d'une durée de deux heures et pour permettre l'évacuation des personnes :

$$h_o \geq 11 \text{ cm.}$$

E) Condition d'isolation phonique :

Pour avoir une bonne isolation phonique $\rightarrow h_o \geq 16$ cm

D'après ces conditions :

Condition de résistance	$h \geq 15.67$ cm
Condition de flèche	$22.5 \geq h_o \geq 5.33$ cm
Condition de sécurité	$h_o \geq 5$ cm
Condition de résistance au feu	$h_o \geq 11$ cm
Condition d'isolation phonique	$h_o \geq 16$ cm

Tableau II- 4: Résultats des conditions pour choisir l'épaisseur de la dalle pleine.

On adopte pour l'épaisseur des dalles $\rightarrow h_o = 15$ cm.

II-2.4 Les escaliers :

Les escaliers se composent de 3 volées et 2 paliers et sont identiques pour tous les étages.

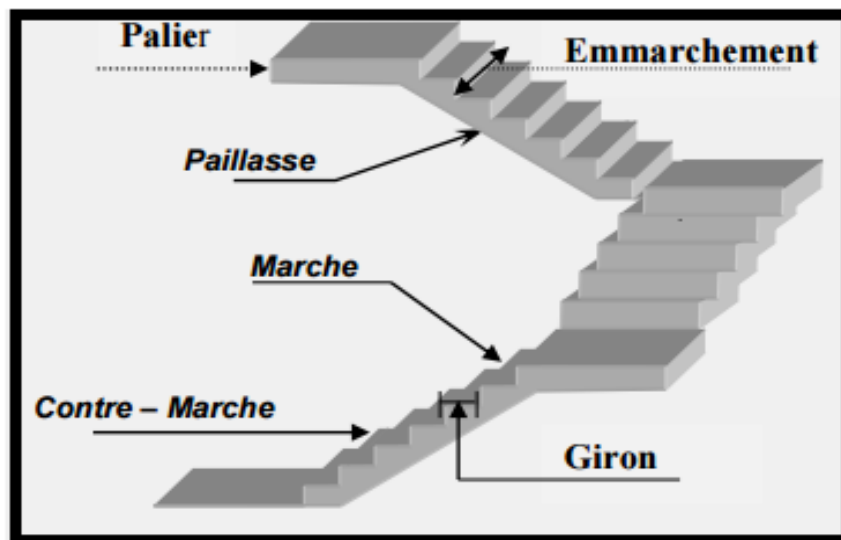


Figure II- 5: Schéma d'escalier.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$59 < 2h + g < 66$$

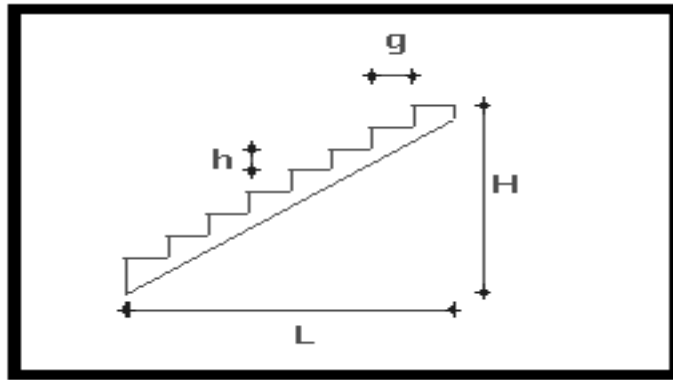


Figure II- 6: Schéma d'explication des dimensions de l'escalier.

g : Giron de marche (varié de 14 cm à 20 cm).

h : Hauteur de la contre marche (variée de 14 cm à 20 cm).

H : Hauteur de la volée.

L : Distance horizontale entre axes.

n : nombre de contre marches.

$(n-1)$: nombre de marches.

$n \times h = H$: hauteur à monter

$(n-1) g = L$: longueur de la volée

La formule donne :

$$59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18.$$

Hauteur d'étage = 3.06m

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

Nombre des marches :

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

Il ya deux volées, on aura 18 contre marche, Donc: il ya 8 contre marches dans chaque volée.

$$n = n-1 = 9-1 = 8 \text{ marches.}$$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse et du palier (ép.):

$$L = H/2 = 3.06/2 = 1.53\text{m}$$

$$\text{Tg } \alpha = H/L$$

$$H'=n \times h=9 \times 17=1.53\text{m}$$

$$L=(n-1) \times g \Rightarrow L'=(9-1) \times 30 \Rightarrow L=2.4\text{m}$$

$$\text{tg} \alpha = 1.53/2.4=0.637 \quad \Rightarrow \quad \alpha=32.52^\circ$$

La longueur de la volée est :

$$L' = \frac{H}{\sin(\alpha)} = \frac{153}{\sin(32.52)} = 2.85 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse est

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow 9.5 \text{ cm} \leq e_p \leq 14.25 \text{ cm}$$

$$30 \leq e \leq L/20 \quad \Rightarrow \quad 9.5 \leq e \leq 14.25$$

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

Les résultats dans le tableau suivant :

H (m)	L (m)	h (cm)	(G)	(α)	e_ paillasse (cm)	L'(cm)
1.53	2.40	17	30	32.52°	15	2.85

Tableau II- 5: Les résultats du pré dimensionnement d'escalier.

II.2.5 Les voiles:

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

La solution de contreventement avec voile en béton armé est actuellement très répandue, très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.

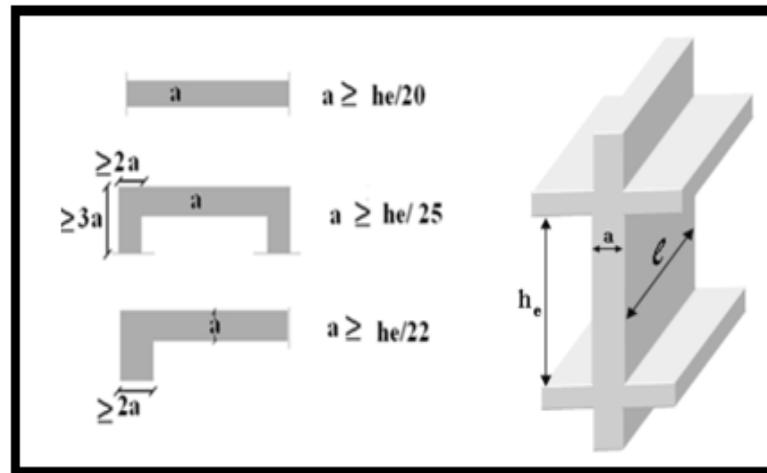


Figure II- 7: Section réduite du voile.

L'épaisseur des voiles doit satisfaire la condition suivante :

$$a \geq \max \left\{ a_{\min}; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right\}$$

$$H_e \max = h - h_t = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m.}$$

On adopte : $a \geq \max (15 ; 10.44 ; 11.86 ; 13.05)$

L'épaisseur minimale est de 15 cm. (RPA 99 « version 2003 » page 56).

Donc, on adopte pour tous les niveaux un voile de : $a = 20 \text{ cm}$.

Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des Voiles

$$L_{\min} \geq 4e$$

Dans notre cas $L_{\min} = 120[\text{cm}] > 4 \times 20 = 80[\text{cm}] \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Disposition des voiles :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré par des voiles dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

II.2.6 Balcon :

La portée du balcon est de 300 cm.

Pré dimensionnement de la dalle (**pratique de BAEL page 352**) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{300} = 0.4$$

Condition de flèche :

$$h_0 = \frac{L_x}{20} = \frac{120}{20} = 6 \text{ cm}$$

Condition de sécurité :

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

L'épaisseur de la dalle:

$$h_0 = \frac{L_x}{10} \Rightarrow \frac{120}{10} \geq 12 \text{ cm}$$

On adopte $\rightarrow h_0 = 15 \text{ cm.}$

II.3-Descente des charges :

L'évaluation des charges et des surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation, les différentes charges et surcharges existantes sont:

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

II.3.1- Charges permanentes G[D.T.R B.C.22] :

Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduits des plans et du poids volumique des matériaux les constituantes.

• Poids volumiques des matériaux :

* Béton armé	: 25 KN/m ³	* Gravier :	17 KN/m ³
* Enduit ciment	: 22 KN/m ³	* Sable :	18 KN/m ³
* Isolation thermique	: 4 KN/m ³	* plâtre :	15 KN/m ³
* Carrelage	: 22 KN/m ³	* Forme de pente :	22KN/m ³
* Briques creuses	: 15 KN/m ³	* Étanchéité :	0,12 KN/m ³

II.3.2- Surcharges d'exploitations Q[D.T.R B.C.22]

- Plancher terrasse (non accessible) 1 kN /m²
- Plancher Étage courant 1,5 kN /m²
- Escalier courant (accessible au public) 2,5 kN /m²
- Balcon accessible 3,5 kN /m²

II.3.3-Évaluation des charges et surcharges :

II.3.3.1- Les planchers :

a. Plancher terrasse :

a.1. Plancher terrasse non accessible (corps creux):

Les Compositions	Épaisseur(m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1-Gravillons de Protection	0,05	17	0,85
2-Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3-forme Pente de béton	0,06	22	1,32
4- Feuille de polyrâne	/	/	0.01
5-Isolation phonique	0,04	04	0,16
6-Dalle en corps creux	0,20	14	2.80
7-Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
		G	5,46 KN/m²
		Q	1,00 KN/m²

Tableau II- 5: Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

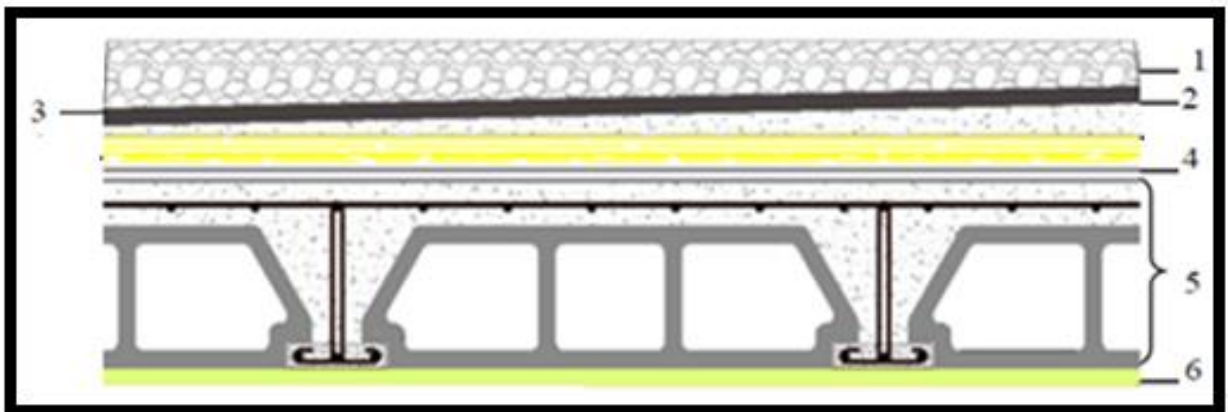


Figure II- 8: Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

a.2Plancher terrasse non accessible (dalle pleine) :

Les Compositions	Épaisseur(m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
------------------	--------------	---	---

1-Gravillons de Protection	0,05	17	0,85
2-Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3-forme Pente de béton	0,06	22	1,32
4-Isolation phonique	0,04	04	0,16
5-Dalle pleine	0,15	25	3,75
6-Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
		G	6,40KN/m²
		Q	1,00 KN/m²

Tableau II- 6:La charge de la dalle pleine du plancher terrasse non accessible.

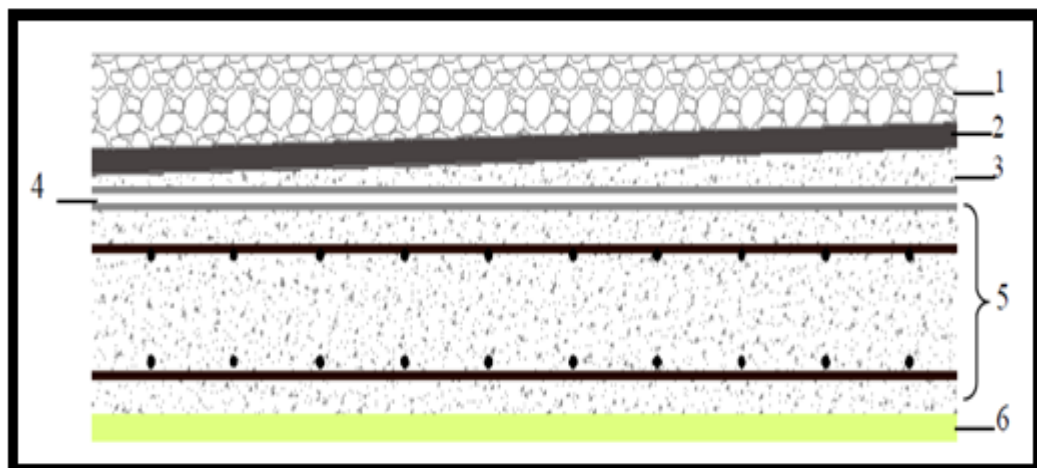


Figure II- 9: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

b. Plancher étage courant :

b.1 Plancher étage courant (corps creux) :

Les Compositions	Épaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1- Carrelage	0,02	22	0,44
2- Mortier de pose	0,02	20	0,40

3- Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
4- Lit sable	0,02	18	0,36
5- Dalle en corps creux	0,20	14	2.80
6- Cloisons légère	0,1	9	0,90
		G	5.10 KN/m²
		Q	1,50 KN/m²

Tableau II- 7: Évaluation des charges permanentes du plancher étage courant.

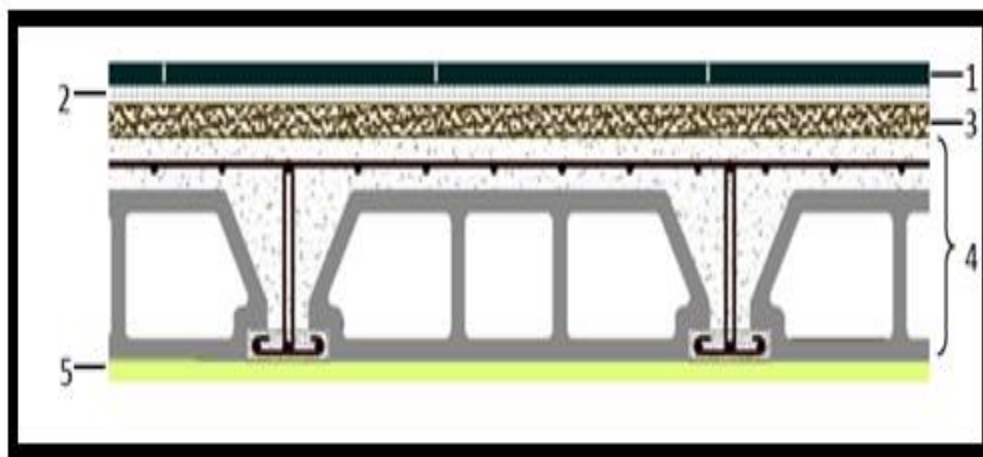


Figure II- 10: Composants d'un plancher étage courant corps creux.

b.2-Plancher étage courant (dalle pleine) :

Les Compositions	Épaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (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 pleine	0,15	25	3.75
5-Enduit de plâtre	0,02	22	0,44
		G	5,39 KN/m²
		Q	1,50 KN/m²

Tableau II- 8: Évaluation des charges permanentes plancher étage courant (dalle pleine).

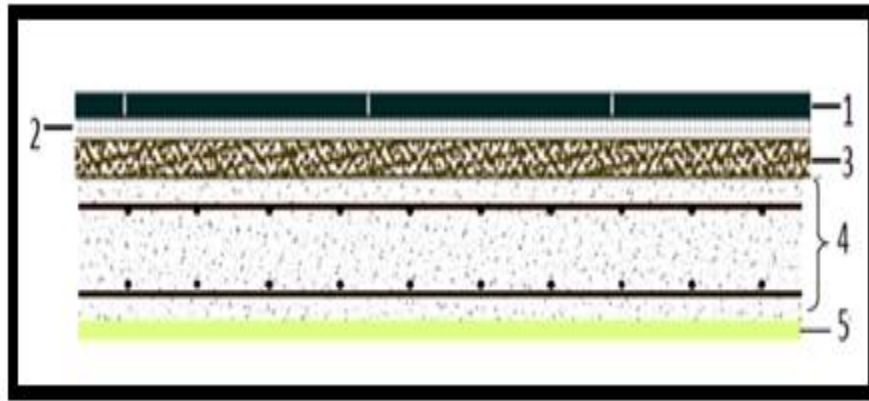


Figure II- 11: Composants d'un plancher étage courant dalle pleine.

II.3.3.2-Mur extérieur :

Les Compositions	Épaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
Brique creuses 15cm (12trous)	0.15	9	1,35
Brique creuses 10cm (8trous)	0.10	9	0,9
Mortier du ciment	0.02	22	0,44
Mortier du plâtre	0.02	10	0,2
		G	2,84 KN/m²

Tableau II-9: Évaluation des charges permanente mur extérieur.

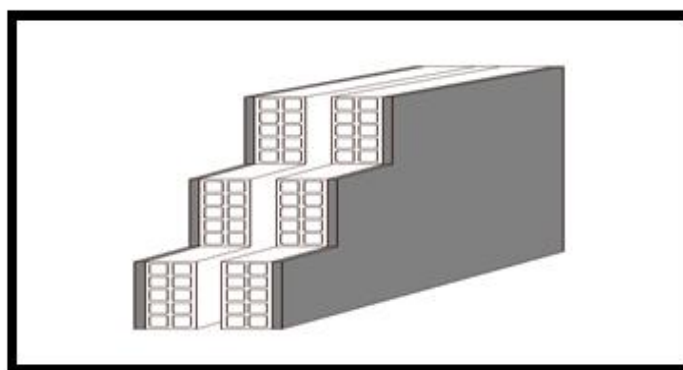


Figure II- 12: Remplissage en double cloisons.

Avec 30% d'ouverture $\rightarrow 2,84 \times 0,7 = 1,932 \text{KN/m}^2 \rightarrow G = 1,988 \text{KN/m}^2$

II.3.3.3-Acrotère :

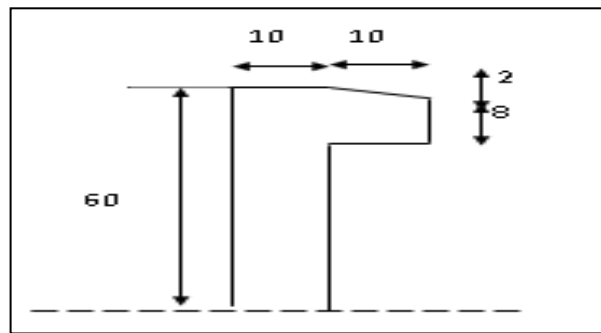


Figure II- 13: Dimension de l’acrotère.

Section transversale de l’acrotère

$$G_R = S_r \times \gamma_r = [0.6 + 0.1 + \sqrt{(0.02 \times 0.02) + (0.1 \times 0.1)} + 0.08 + 0.1 + 0.5] \times 0.02 \times 22$$

$$G_1 = 0.651 \text{ KN/ml}$$

Poids de l’enduit en ciment :

Pour revêtement de 2 cm, on a:

$$X = \sqrt{0.1^2 + 0.02^2} = 0.102 \text{ m}$$

$$\Rightarrow W_p = 1.725 + 0.651 = 2.376 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2.376 \text{ KN/ml}$$

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

II.3.3.4-Balcon :

A- Dalle pleine :

Les composantes	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	22	0,44
		G	5,39
		Q	3,50

Tableau II- 10:Évaluation des charges permanente de balcon (dalle pleine).

B- Garde corps des balcons :

Les composantes	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge Surfaique (KN/m ²)
Brique creuses 10cm	0,10	-	0,9
enduit du ciment	0,02	22	0,44
		G	1,34
		Q	/

Tableau II- 11: Évaluation des charges permanente de balcon (garde corps).

Récapitulation

Élément	Charge permanente G	Charge d'exploitation Q
Plancher de terrasse (corps creux)	5.46 kN/m ²	1 kN/m ²
Plancher d'étage courant (corps creux)	5,10 kN/m ²	1,5 kN/m ²
Plancher de terrasse (dalle pleine)	6,40 kN/m ²	1kN/m ²
Plancher d'étage courant (dalle plein)	5,39 kN/m ²	1,5kN/m ²
Mur extérieure	1,98 kN/m ²	-
Balcon accessible	5,39kN/m ²	3,5 kN/m ²
Mur sur le balcon	1,34 kN/m ²	-
Acrotère	2,37kN/ml	-

Tableau II- 12: Évaluation des charges permanente et des charges d'exploitation.

II.3.4- 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 (DTR.B.C article 6.3 page 17)

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

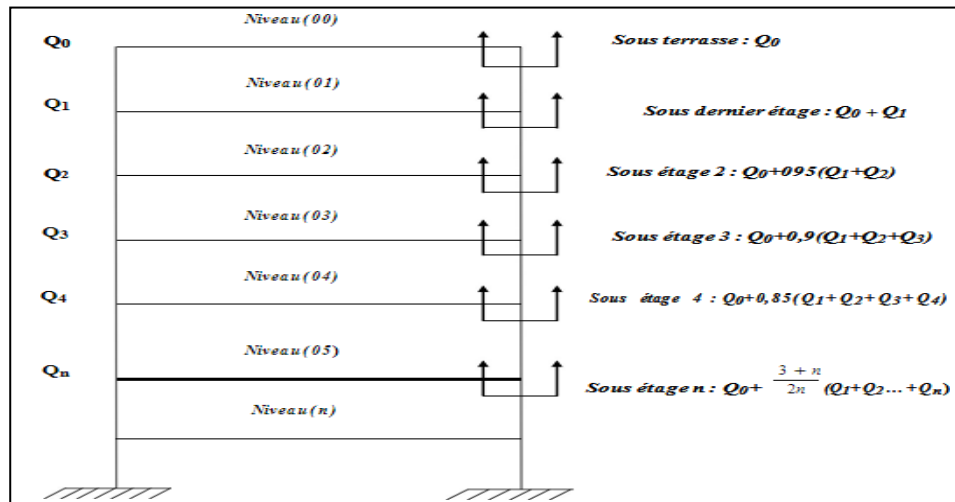


Figure II- 14: La dégrossion des charges

Calcul de Q :

N	Dégrossion	Q (KN)
N4	Q_0	13.95
N3	$Q_0 + Q_1$	48.825
N2	$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2)$	80.212
N1	$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	108.112
N0	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	132.525

Tableau II- 14: Évaluation des charges d'exploitation par la règle de dégrossion.

Le but de la descente des charges est la vérification du pré dimensionnement des poteaux. Pour cela On choisit un type de poteau centre :

1-Poteau centre : C3

$S_1 = 2.45 \times 1.6 = 3.92 \text{ m}^2$

$S_2 = 1.45 \times 2.45 = 3.5525 \text{ m}^2$

$S_3 = 2.125 \times 1.45 = 3.08125 \text{ m}^2$

$S_4 = 1.6 \times 2.125 = 3.4 \text{ m}^2$

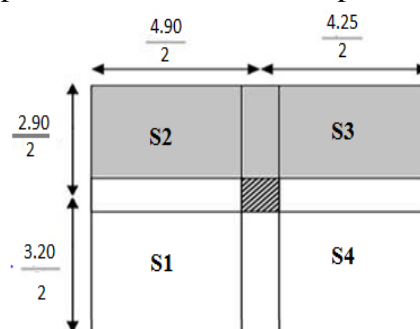


Figure II- 15: Poteau central

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 13.953m^2$$

$$G_{pp} = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 4.575 = 15.44 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times 3.06 = 8.032 \text{ KN}$$

$$D'o\grave{u} : G_t = G_{pp} + G_{ps} = 15.44 + 8.032 = 23.472 \text{ KN}$$

Poids propre des planchers

- plancher terrasse inaccessible : $G_{pt} = S_t \times G_{pt}$
- Plancher étage courant : $G_{pc} = S_t \times G_{pc}$

$$\text{Poids propre des poteaux : } G_{pot} = 0.40 \times 0.40 \times 25 \times 3.06 = 12.24 \text{ K N}$$

ETAGE	Niveau	Détermination des charges	G(KN)
ETAGE N°4	N1-1	1. Plancher terrasse: $G_p = 13.95 * 5.46 = 76.167$ 2. Poutre principale: $G_{pp} = 25 * 4.575 * 0.45 * 0.30 = 15.44$ 3. Poutre secondaire: $G_{ps} = 25 * 3.06 * 0.35 * 0.30 = 8.032$	99.639
	N2-2	1. Poids venant : N1-1 = 99.639 2. Poids propre du poteau: $G_{po} = 25 * 3,06 * 0.40 * 0.40 = 12.24$	111.879
ETAGE N°3	N3-3	1. Poids venant: N2-2 = 111.879 2. Plancher courant: $G_p = 5,10 * 13.95 = 71.145$ 2. Poutre principale: $G_{pp} = 25 * 4.575 * 0.45 * 0.30 = 15.44$ 3. Poutre secondaire: $G_{ps} = 25 * 3.06 * 0.35 * 0.30 = 8.032$	206.496
	N4-4	1. Poids venant: N3-3 = 203.627 2. Poids propre du poteau: $G_{po} = 25 * 3,06 * 0.40 * 0.40 = 12.24$	218.736

ETAGE N°2	N5-5	<p>1. Poids venant : N4-218.736</p> <p>2. 4=212.997G=G_p+G_{pp}+G_{ps}=94.617</p>	313.353
	N6-6	<p>1. Poids venant: N5-5=313.353</p> <p>2. Poids propre du poteau :</p> <p>G_{po}=25*3,06*0.40*0.40=12.24</p>	325.593
ETAGE N°1	N7-7	<p>1. Poids venant: N6-6=325.593</p> <p>2. Plancher courant:</p> <p>G_p=5,10*13.95=71.145</p> <p>3. Poutre principale:</p> <p>G_{pp}=25*4.575*0.45*0.30=15.44</p> <p>4. Poutre secondaire:</p> <p>G_{ps}=25*3.06*0.35*0.30=8.032</p>	420.21
	N8-8	<p>1. Poids venant: N7-7=420.21</p> <p>2. Poids propre du poteau :</p> <p>G_{po}=25*3,06*0.40*0.40=12.24</p>	432.45
ETAGE N°RDC	N9-9	<p>1. Poids venant: N6-6=432.45</p> <p>2. Plancher courant:</p> <p>G_p=5,10*13.95=71.145</p> <p>3. Poutre principale:</p> <p>G_{pp}=25*4.575*0.45*0.30=15.44</p> <p>4. Poutre secondaire:</p> <p>G_{ps}=25*3.06*0.35*0.30=8.032</p>	539.307
	N10-10	<p>1. Poids venant: N7-7=539.307</p> <p>2. Poids propre du poteau :</p> <p>G_{po}=25*3,06*0.40*0.40=12.24</p>	551.547

Tableau II- 15: Calcul des efforts normaux ultimes.

II.2.7.5 Vérification des sections adoptées pour les poteaux :

II.2.7.5.1 Vérification selon BAEL91 :

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 :

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots\dots\dots \text{BAEL91 Article (A: 8.4.1)}$$

Avec :

Nu : l'effort normal ultime : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$.

As : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul en (cm²).

B_r : section réduit de poteau, obtenue en déduisant de section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique en (cm²).

Fe : limite d'élasticité des aciers en (Mpa).

$\gamma_s = 1,15$, $\gamma_b = 1,5$

α : coefficient en fonction de l'élancement λ qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50. \dots\dots\dots \text{BAEL91 Article (A: 8.4.1)} \\ \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

- **Nu** connu, le but c'est de calculer B_r (section de poteau) à partir de l'effort normal et faire la comparaison avec B_c choisie.

$$N_u = 1.35(551.547) + 1.5 (132.525)$$

$$N_u = 943.375 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } N_u \leq \left[\frac{\alpha B_r F_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{F_e}{\gamma_s} \right] \Leftrightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{F_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A}{B_r} \frac{F_e}{100\gamma_s} \right]}$$

Pourcentage minimal des armatures est de 0,8 % en zone II a, donc:

$$\frac{A}{B_r} = 0.8\% \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{F_{c28}}{0,9\gamma_b} + 0,008 \times \frac{F_e}{100\gamma_s} \right]}$$

Calcul α :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,71}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,71 \times \sqrt{12}}{b}$$

$\alpha = 0.745$

On refait le même calcul pour tous les niveaux.

Niveaux	G(KN)	G _{cum}	Q(KN)	Q _{cum}	N _u	B _r (m ²)	B(m ²)
4	108,97	108,97	13,95	13,95	168,03	0,0104	0,0112
3	203,567	312,53	48,825	62,77	348,04	0,0215	0,0232
2	316,83	629,36	80,21	142,98	548,03	0,0339	0,0365
1	420,799	1050,15	108,11	251,09	730,24	0,0453	0,0486
RDC	524,76	1574,91	132,52	383,61	907,21	0,0562	0,0604

Les résultats du calcul sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau II- 16: Vérification des sections adoptées pour tous les niveaux.

II.2.7.5.2 Vérification selon le RPA 99 version 2003 :

Selon le RPA 99 / version 2003 Article (7.4.3.1) :

Une Vérification spécifiques de la sollicitation normale doit être effectuée, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme l'effort normal de compression de calcul est limité par la conduction suivante :

$$V = N_d/B_c.F_{c28} \leq 0,3$$

Alors la section de poteau le plus sollicité :

$$B_c \geq N_d/0,3.F_{c28}$$

Poteaux les plus sollicités :

Poteaux (cm ²)	N _d (kN) G + Q	F _{c28} (kN/cm ²)	B _c (choisie) cm ²	N _d /B _c .F _{c28}	N _d /B _c .F _{c28} ≤ 0,3
(40×40)	657,28	2.5	797	0,131	Condition vérifiée

Tableau II- 17: 2^{ème} Vérification selon le RPA99/version 2003 des dimensions des poteaux.

CHAPITRE III

Étude Des Éléments Secondaires

III.1. L'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante.

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1ml de largeur, 10 cm d'épaisseur et 60cm de hauteur.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre W_p et un moment de flexion de l'application de la charge F_p à partir de l'article (6.2.3) de RPA99 version 2003 impose l'application de la force horizontale F_p pour le calcul secondaire.

Tel que : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$

A : coefficient d'accélération de zone.

Zone IIa groupe d'usage 2 donc $A=0.15$.

C_p : facteur de force horizontale $C_p=0.80$.

W_p : poids de l'élément considéré.

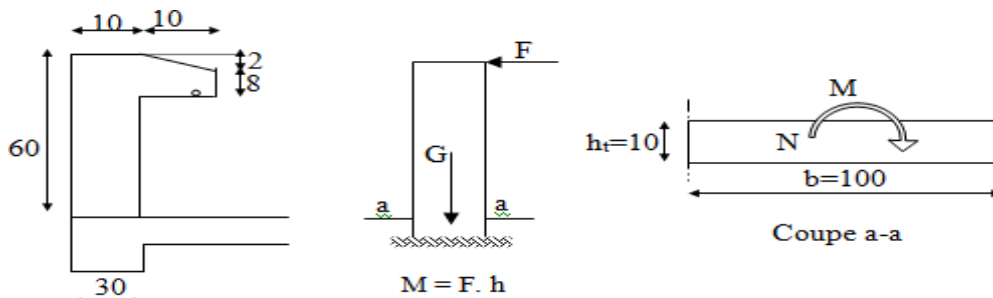


Figure. III .1 : schéma l'acrotère

III.1.1) Calcul de l'acrotère :

III.1.1.1) Surface et poids propre :

$$S = (0.06 \times 0.1) + \frac{(0.08+0.1)0.1}{2}$$

$$S = 0.06 + 0.009$$

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

- Poids propre :

$$G = S \times \gamma_b = 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ KN/m}$$

- Revêtement : $G_R = S_r \times \gamma_r = \left[0.6 + 0.1 + \sqrt{(0.02 \times 0.02) + (0.1 \times 0.1)} + 0.08 + 0.1 + 0.5 \right] \times 0.02 \times 22$
- $G_R = 0.651 \text{ KN/m}$

$$\Rightarrow W_p = 1.725 + 0.652 = 2.377 \text{ KN/ml}$$

- Force horizontale :

On a : $F_q = 1 \text{ KN/ml}$, $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.376$$

$$F_p = 1.140 \text{ KN/ml}$$

Donc : $Q = \max(F_p, F_q) = \max(1.140, 1) = 1.140 \text{ KN/ml}$

III.1.1.2) Calcul des sollicitations :

- Moment et effort normaux :

$$M_{ELU} = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1.140 \times 0.6 = 1.026 \text{ KN.m}$$

$$N_{ELU} = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.377 = 3.208 \text{ KN}$$

$$M_{ELS} = Q \times h = 1.140 \times 0.6 = 0.684 \text{ KN.m}$$

$$N_{ELS} = G = 2.377 \text{ KN}$$

III.1.1.3) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{102.6 \times 100}{320.8} = 31.98 \text{ cm} \quad ; \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{68.4 \times 100}{237.7} = 28.77 \text{ cm}$$

$$e_u, e_s > e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} \times 1 = 1.66 \text{ cm}$$

$e_u, e_s > e_0 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par

les armatures et l'effort

De compression, donc la section est partiellement comprimée.

L'acrotère étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme préjudiciable.

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif.

III .1.1.4) Calcul le moment fictif :

$$M_u = N_u \cdot e_a$$

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow e_a = 31.98 + 0.09 - 0.05 = 32.02 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h \Rightarrow d = 0.09$$

$$M_{ua} = 3.208 \times 0.320 = 1.02 \text{ KN.m}$$

III .1.1.5) Calcul de ferrailage :

➤ A.) Ferrailage à l'ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{1.02 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.2} = 0.039$$

$$\mu = 0.039 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimé)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.02 \times 10^3}{0.98 \times 9 \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

A_s : la section fictive d'acier la section réelle est :

$$A_s = A_{st} - \frac{N_u}{100\sigma_s} = 0.33 - \frac{3.208 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.029 \text{ cm}^2.$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400} = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min}; A_s) = 1.08 \text{ cm}^2$$

- **Le choix d'armature :**

On adopte : **6HA6 = 1.70 cm²**

- **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A_r = 6HA5 = 1.18 cm²**

- **Espacement :**

$$E_{sp} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(3h = 30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

➤ **B.) Justification à l'ELS :**

- **B.1.) Etat limite de compression :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

Telle que : $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot Y$

$$\Rightarrow by^2 + 30Ay - 30dA = 0 \Rightarrow 100y^2 + 30 \times 2.01y - 30 \times 9 \times 2.01 = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 60.3y - 542.7 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 220712.04 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 469.80$$

$$Y = 2.0475 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15[A(d - Y)^2] = 1743.47 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot Y = \frac{0.6 \times 10^6 \times 20.475}{1743.47 \times 10^4} = 0.704 \text{ MPa}$$

Et : $\sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$ condition vérifiée

- **B.2.) L'état limite d'ouverture des fissurations :**

La fissuration préjudiciable

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_{sadm}$

Telle que : $\sigma_s adm = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{f_{tj}} \right) \right\} = 201.63 MPa$

On a une fissuration préjudiciable :

$\eta = 1,6$ (Acier HA).

Et : $\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 142.06 MPa$

Donc :

$\sigma_s \leq \sigma_s adm$condition vérifiée

➤ C.)Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Telle que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.71 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.019 MPa$$

Et : $\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2f_{28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right] = 2.5 MPa$ (la fissuration est peu préjudiciable).

D'où alors : $\tau_u = 0.019 MPa < \bar{\tau} = 2.5 MPa$ Condition vérifiée.

➤ C.) Schéma de ferrailage :

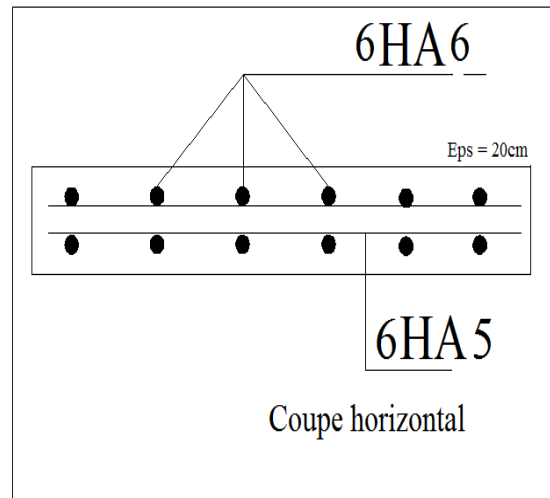
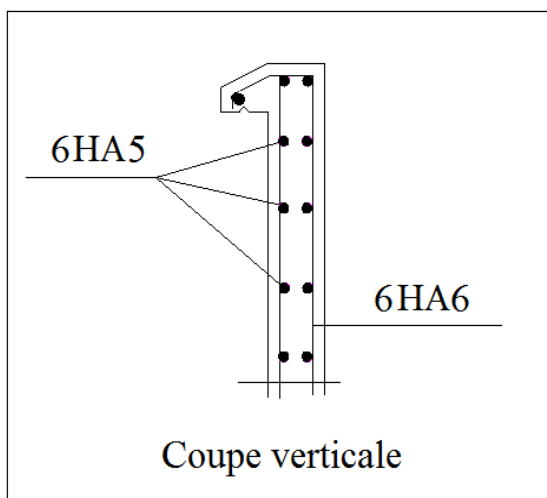


Figure.III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2. Les balcons :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme un consol ferrailé en flexion simple.

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

III.2.1) Evaluation des charges :

- Poids propre : $G = 5.39 \text{ KN/m}^2$
- Force concentrée due aux poids du mur extérieur : $G = 2.84 \text{ KN/m}^2$
- Sur charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

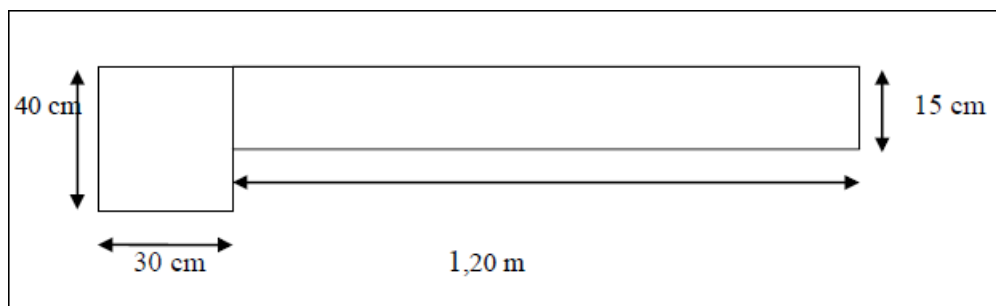


Figure. III.3 : Schéma du balcon.

III.2.2) Combinaison des charges :

➤ A.) L'E.L.U :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 12.52 \text{ KN/m}$$

$$p_u = 1.35 G = 3.83 \text{ KN/m}$$

➤ B.) L'E.L.S :

$$q_s = G + Q = 8.89 \text{ KN/m}$$

$$p_s = G = 2.84 \text{ KN/m}$$

III.2.3) Calcul des moments :

➤ A.) L'E.L.U :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + (p_u \times l) = 12.96 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + P_u = 18.31 \text{ KN}$$

➤ **B.) L'E.L.S :**

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + (p_s \times l) = 9.32 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s \times l + P_s = 13.10 \text{ KN}$$

III.2.4) Ferrailage à l'E.L.U :

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration considérée comme préjudiciable.

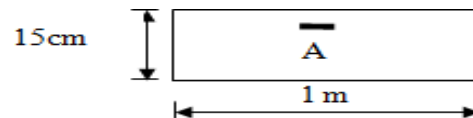


Figure. III .4 : position des armatures structurales du balcon.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{12.96 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.050$$

$$\mu = 0.050 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimé)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.070$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.971$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.96 \times 10^3}{0.971 \times 13.5 \times 348} = 2.84 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **4HA10 = 3.14 cm²**

• **A.1) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **4HA10 = 3.14 cm²**

• **A.2) Armatures de répartition :**

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

Le choix d'armature : On adopte **4HA6 = 1.13 cm²**

- **A.3) Espacement :**

$$E_{sp} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(3h = 30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

III.2.5) Justification à l'E.L.S :

- **A.) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

Telle que : $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot Y$

$$\Rightarrow by^2 + 30Ay - 30dA = 0 \Rightarrow 100y^2 + 30 \times 3.14y - 30 \times 13.5 \times 3.14 = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 94.2y - 1271.7 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 597416.64 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 772.92$$

$$Y = 3.393 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15[A(d - Y)^2] = 145625.56 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot Y = \frac{9.32 \times 10^6 \times 30.393}{145625.56 \times 10^4} = 0.194 \text{ MPa}$$

Et : $\sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$ condition vérifiée.

- **B.) L'état limite d'ouverture des fissurations :**

La fissuration préjudiciable

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_{sadm}$

Telle que : $\sigma_s adm = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{f_{tj}} \right) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$

On a une fissuration préjudiciable :

$\eta = 1,6$ (Acier HA).

Et : $\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 9.70 MPa$

Donc :

$\sigma_s \leq \sigma_s adm.....$ condition vérifiée

III .2.6) Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Telle que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{13.10 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.097 MPa$$

Et : $\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2f_{28}}{\gamma_b}; 4MPa \right] = 2.5 MPa$ (la fissuration est peu préjudiciable).

D'où alors : $\tau_u = 0.097 MPa < \bar{\tau} = 2.5 MPa \dots \dots \dots$ Condition verifiée

III.2.7) Schéma de ferrailage :

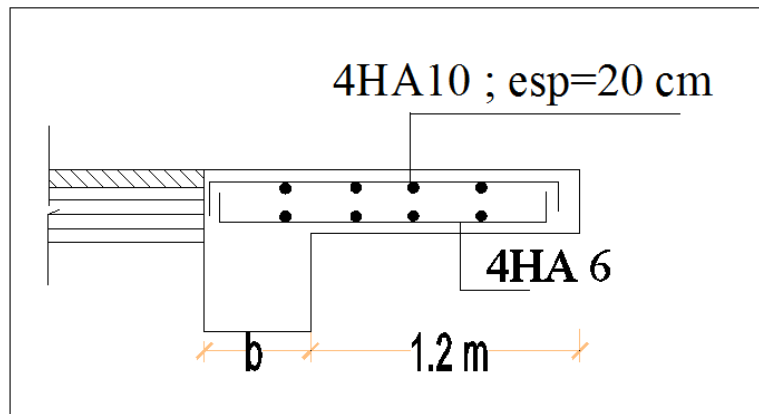


Figure.III.5 : Schéma de ferrailage de balcon.

III.3. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments importants, ils permettent l'axe vertical entre différents étages de la structure, ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement.....)

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier.

Pou éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

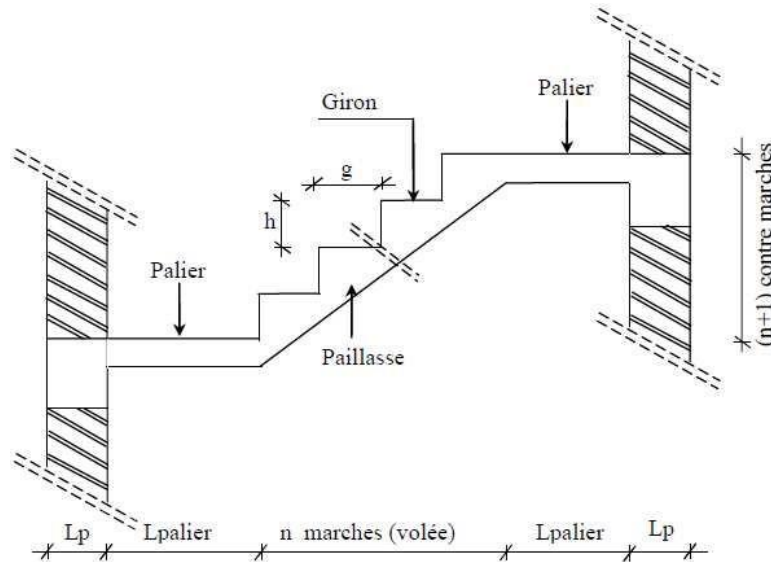


Figure .III.6 : Présentation de l'escalier

III.3.1) Escaliers de volée 01 :

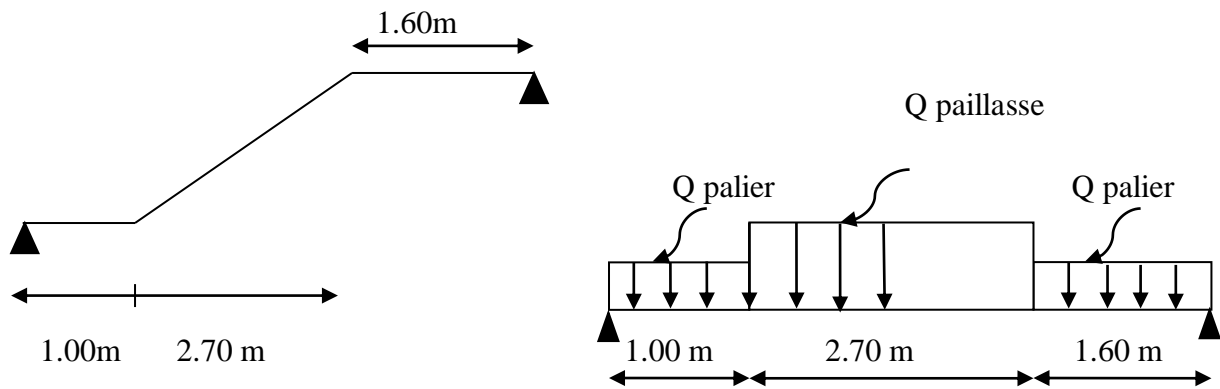


Figure.III.7 : Schéma statique de l'escalier volée 01.

III.3.1.1) Calcul des sollicitations :

- E.L.U : $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S : $G + Q$

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Palier	4.87	2.5	10.32	7.37
Volée	7.16	2.5	13.41	9.66

Tableau .III.1 : Calcul des sollicitations a L'ELU et L'ELS escalier volée 01.

➤ **A.) L'Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$Q_{ueq} = \frac{Q_{p1} \times L_{p1} + Q_v \times L_v + Q_{p2} \times Q_{p2}}{L_t}$$

$$Q_{ueq} = \frac{10.32 \times 1 + 13.41 \times 2.70 + 10.32 \times 1.60}{5.30} = 11.89 \frac{KN}{ml}$$

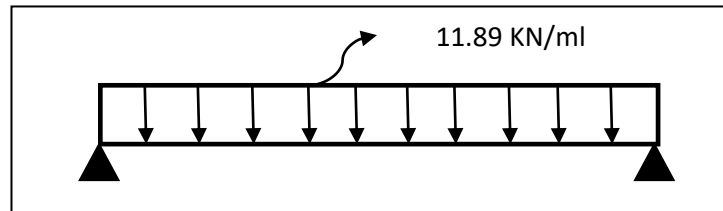


Figure III.8 : Schéma des charges équivalentes à ELU d'escalier volée 1.

$$M_u = \frac{Q_{ueq} \times l^2}{8} = \frac{11.89 \times 5.30^2}{8} = 41.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0.85M_0 = 0.85 \times 41.74 = 35.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0.3M_0 = 0.3 \times 41.74 = 12.52 \text{ KN.m}$$

➤ **B.) L'Etat limite de service :**

$$Q_{seq} = \frac{Q_{p1} \times L_{p1} + Q_v \times L_v + Q_{p2} \times Q_{p2}}{L_t}$$

$$Q_{seq} = \frac{7.37 \times 1 + 9.66 \times 2.70 + 7.37 \times 1.60}{5.30} = 8.53 \frac{KN}{ml}$$

$$M_s = \frac{Q_{seq} \times l^2}{8} = \frac{8.53 \times 5.30^2}{8} = 29.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_0 = 0.85 \times 29.95 = 25.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa} = 0.3M_0 = 0.3 \times 29.95 = 8.99 \text{ KN.m}$$

III.3.1.2) Calcul de ferrailage :

➤ A.) En travée :

• A.1) Etat limite ultime (E.L.U) :



Figure.III.9 : section de béton armé en travée.

$$c \geq e + \frac{\emptyset}{2} \text{ avec } \emptyset \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } c \geq 1 + 0.75 \Rightarrow c = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{35.47 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.159$$

$$\mu = 0.159 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimé)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.218$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.912$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{35.47 \times 10^3}{0.912 \times 12.5 \times 348} = 8.94 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **8HA12 = 9.05 cm²**

• A.1.1) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = (A_s, A_{min})$$

On adopte : **8HA12 = 9.05 cm²**

• A.1.2) Armature de répartition :

$$\text{On a : } \frac{A}{4} \leq A_r \Rightarrow \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 2.26 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : on adopte : $5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$

- A.1.3) Espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq S_{min} = [3h = 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$$

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

$$M_{st} = 25.45 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{35.47}{25.45} = 1.39$

$$\Rightarrow \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.218 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Conclusion :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

Aucune vérification pour (σ_s).

- B.) En appuis :

- B.1) Etat limite ultime (E.L.U) :

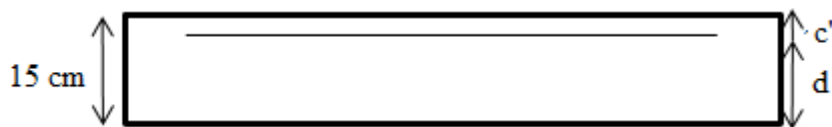


Figure.III.10 : section de béton armé en appui a l'ELU.

$$c \geq e + \frac{\emptyset}{2} \text{ avec } \emptyset \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } c \geq 1 + 0.75 \Rightarrow c = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{12.52 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.056$$

$$\mu = 0.056 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimé)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.072$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.971$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.52 \times 10^3}{0.971 \times 12.5 \times 348} = 2.96 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **3HA12 = 3.39 cm²**

- **B.1.1) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = (A_s, A_{min})$$

On adopte : 3HA12 = 3.39 cm²

- **B.1.2) Armature de répartition :**

$$\text{On a : } \frac{A}{4} \leq A_r \Rightarrow \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 2.26 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : on adopte : **3HA8 = 1.51 cm²**

- **B.1.3) Espacement :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq S_{min} = [3h = 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$$

- **B.2) Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{sa} = 8.98 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{12.52}{8.98} = 1.39$$

$$\Rightarrow \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.072 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Conclusion :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 15 MPa$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

Aucune vérification pour (σ_s).

➤ **C.) Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}$

On a : $V_u^{max} = 31.50 KN$

Telle que : $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} = \frac{31.50 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.252 MPa$

Et : $\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2f_{28}}{\gamma_b}; 5 MPa \right] = 3.33 MPa$ (la fissuration est peu préjudiciable).

D'où alors : $\tau_u = 0.252 MPa \leq \bar{\tau} = 3.33 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

III.3.2) Escaliers de volée 02 :

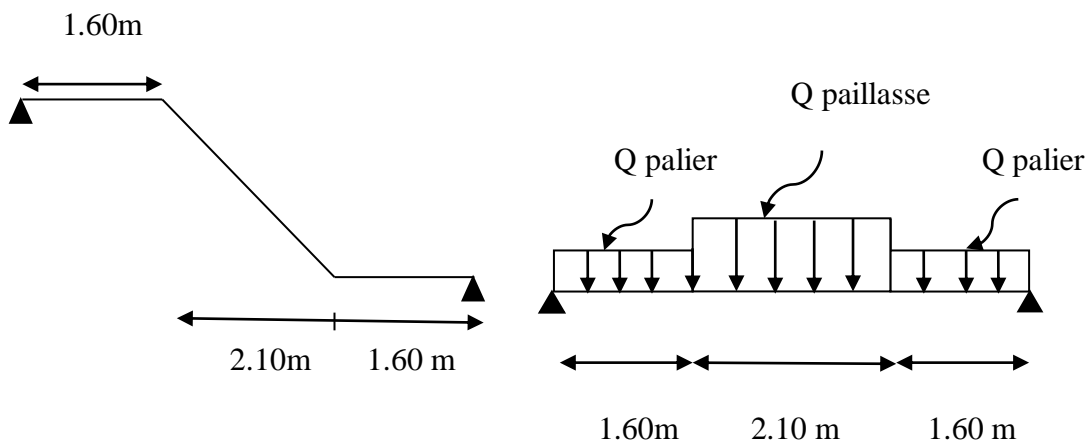


Figure.III.11 : Schéma statique de l'escalier volée 02.

III.3.2.1) Calcul des sollicitations :

- E.L.U : 1.35 G+1.5 Q
- E.L.S : G + Q

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Palier	4.87	2.5	10.32	7.37
Volée	7.16	2.5	13.41	9.66

Tableau III.2 : calcul des sollicitations a L'ELU et L'ELS escalier volée 2.

➤ **A.) L'Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$Q_{ueq} = \frac{Q_{p1} \times L_{p1} + Q_v \times L_v + Q_{p2} \times Q_{p2}}{L_t}$$

$$Q_{ueq} = \frac{10.32 \times 1.60 + 13.41 \times 2.10 + 10.32 \times 1.60}{5.30} = 11.54 \frac{KN}{ml}$$

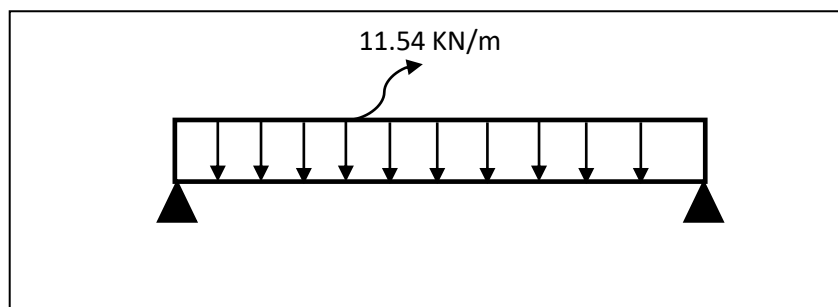


Figure.III.12: Schéma des charges équivalentes à ELU d'escalier volée 2.

$$M_u = \frac{Q_{ueq} \times l^2}{8} = \frac{11.54 \times 5.30^2}{8} = 40.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0.85M_0 = 0.85 \times 40.51 = 34.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0.3M_0 = 0.3 \times 40.51 = 12.15 \text{ KN.m}$$

➤ **B.) L'Etat limite de service :**

$$Q_{seq} = \frac{Q_{p1} \times L_{p1} + Q_v \times L_v + Q_{p2} \times Q_{p2}}{L_t}$$

$$Q_{seq} = \frac{7.37 \times 1.60 + 9.66 \times 2.10 + 7.37 \times 1.60}{5.30} = 8.27 \frac{KN}{ml}$$

$$M_s = \frac{Q_{seq} \times l^2}{8} = \frac{8.27 \times 5.30^2}{8} = 29.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{St} = 0.85M_0 = 0.85 \times 29.03 = 24.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sa} = 0.3M_0 = 0.3 \times 29.03 = 8.70 \text{ KN.m}$$

III.3.2.2) Calcul de ferrailage :

➤ A.) En travée :

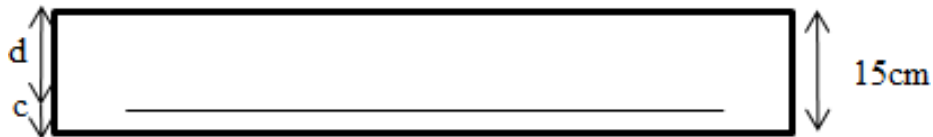


Figure.III.13 : section de béton armé en travée

• A.1) Etat limite ultime (E.L.U) :

$$c \geq e + \frac{\emptyset}{2} \text{ avec } \emptyset \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } c \geq 1 + 0.75 \Rightarrow c = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{34.43 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.155$$

$$\mu = 0.155 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimé)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.212$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.915$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{34.43 \times 10^3}{0.915 \times 12.5 \times 348} = 8.65 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **8HA12 = 9.05 cm²**

• A.1.1) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = (A_s, A_{min})$$

On adopte : **8HA12 = 9.05 cm²**

- **A.1.2) Armature de répartition :**

On a : $\frac{A}{4} \leq A_r \Rightarrow \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 2.26 \text{ cm}^2$

Le choix d'armature : on adopte : **5HA8 = 2.51 cm²**

- **A.1.3) Espacement :**

$S_t = 20 \text{ cm} \leq S_{min} = [3h = 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$

➤ **A.2) Etat limite de service (E.L.S) :**

$M_{st} = 24.67 \text{ KN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A' } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{34.43}{24.67} = 1.39$

$\Rightarrow \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.212 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- **Conclusion :**

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 15 \text{ MPa}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

Aucune vérification pour (σ_s).

➤ **B.) En appuis :**

- **B.1) Etat limite ultime (E.L.U) :**

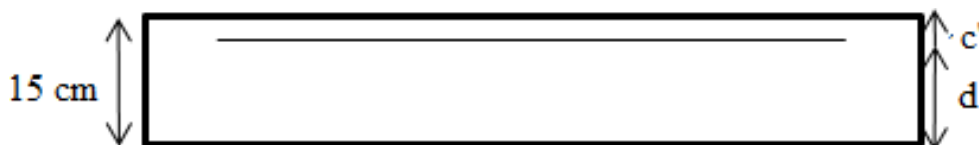


Figure.III.14 : section de béton armé en appui a l'ELU.

$$c \geq e + \frac{\emptyset}{2} \text{ avec } \emptyset \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } c \geq 1 + 0.75 \Rightarrow c = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{12.15 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.054$$

$$\mu = 0.054 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimé)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.07$$

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

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.15 \times 10^3}{0.972 \times 12.5 \times 348} = 2.87 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **3HA12 = 3.39 cm²**

- **B.1.1) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = (A_s, A_{min})$$

On adopte : 3HA12 = 3.39 cm²

- **B.1.2) Armature de répartition :**

$$\text{On a : } \frac{A}{4} \leq A_r \Rightarrow \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 2.26 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : on adopte : **3HA8 = 1.51 cm²**

- **B.1.3) Espacement :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq S_{min} = [3h = 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$$

➤ **B.2) Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{sa} = 8.70 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{12.15}{8.70} = 1.39$

$$\Rightarrow \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.07 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Conclusion :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible ⇒ les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

Aucune vérification pour (σ_s).

➤ **C.) Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}$

On a : $V_u^{max} = 30.54 \text{ KN}$

Telle que : $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} = \frac{30.54 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.244 \text{ MPa}$

Et : $\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2f_{28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$ (la fissuration est peu préjudiciable).

D'où alors : $\tau_u = 0.244 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

III.3.3) Ferrailage de l'escalier :

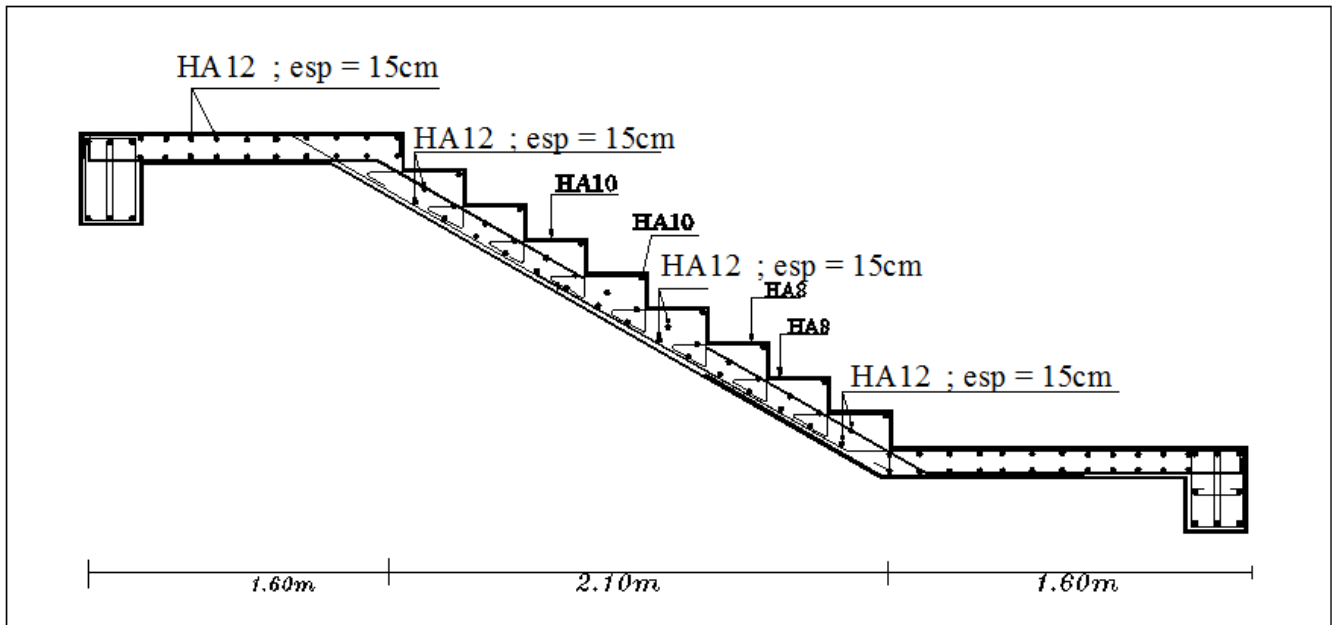


Figure.III.15 : Schéma de ferrailage d'escalier

III.4 Poutre palière :

III.4.1 Ferrailage de la poutre palière :

➤ A.) Evaluations des charges :

La poutre de palier est placée à l'extrémité du palier son rôle consisté à prendre :

- poids propre : $G_{p.p.} = 0.4 \times 0.30 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$
- charge ramenée par paillasse (volée) : $G_{paillasse} = 7.16 \times 0,56 = 4 \text{ KN/ml}$
- charge ramenée par palier : $G_{palier} = 4.87 \times 1,50 = 7.30 \text{ KN/ml}$
- charge ramenée du mur extérieur : $G = 2.84 / 2 = 1.42 \text{ KN/ml}$

$$\diamond G_T = 15.72 \text{ KN/ml}$$

$$\diamond Q_T = 2,50 \times 2.06 = 5.15 \text{ KN/ml}$$

➤ B.) Pondération des charges :

$$E.L.U: Q_u = 1.35 G_t + 1.5 Q_t = 28.94 \text{ KN/ml}$$

$$E.L.S: Q_s = G_t + Q_t = 20.87 \text{ KN/ml}$$

➤ C.) Calcul des moments :

Moment statique maximal $L = 3.60 \text{ m}$

$$E.L.U: \quad M_{u0} = \frac{P_u \times L^2}{8} = 46.88 \text{ KN.m}$$

$$E.L.S: \quad M_{s0} = \frac{P_s \times L^2}{8} = 33.80 \text{ KN.m}$$

➤ **D.) Réparation des moments :**

$$M_t = 0.85M_0$$

$$M_a = 0.3M_0$$

	ELU			ELS		
	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _a (kN.m)	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _a (kN.m)
Type 1	46.88	39.84	14.06	33.80	28.73	10.14

Tableau III.3 : Les efforts agissants sur une poutre palière.

III.4.2 Calcul de ferrailage :

III .4.2.1 Vérification à L'E.L.U :

➤ **A.) Sur travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{39.84 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14.2} = 0.072$$

$$\mu = 0.072 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimé)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.093$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.962$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{39.84 \times 10^3}{0.962 \times 36 \times 348} = 3.29 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **3HA14 = 4.62 cm²**

- **A.1.1 Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = (A_s, A_{min})$

On adopte : 3HA14 = 4.62 cm²

- **A.1.2 Les armatures transversales doivent vérifiées :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.4\right) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On prend : $4\phi 8 \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ (2 cadre)

- **A.1.3 Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

A partir des conditions de C.B.A 93 (art A.5.1.2.2) les armatures transversales doivent

Respectées les conditions suivantes :

1. $S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(32.4 ; 40 \text{ cm})$
2. $S_t \leq A_t f_e / (0.4b_0) \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm}$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les

Conditions suivantes :

- ✓ Zone courante : $S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$
- ✓ Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_t) = 10 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- ✓ Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$
- ✓ Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **B. Sur Appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{14.06 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14.2} = 0.025$$

$\mu = 0.025 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ (Pas d'armature comprimé)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.032$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.987$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14.06 \times 10^3}{0.987 \times 36 \times 348} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **2HA12 = 2.26 cm²**

- **B.1.1 Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = (A_s, A_{min})$

On adopte : 2HA12 = 2.26 cm²

- **A.1.2 Les armatures transversales doivent vérifiées :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.4\right) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On prend : $4\phi_8 \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ (2 cadre)

- **B.1.3 Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

A partir des conditions de C.B.A 93 (art A.5.1.2.2) les armatures transversales doivent

Respectées les conditions suivantes :

$$3. S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(32.4 ; 40 \text{ cm})$$

$$4. S_t \leq A_t f_e / (0.4b_0) \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm}$$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les

Conditions suivantes :

$$\checkmark \text{ Zone courante : } S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Zone nodale : } S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_t) = 10 \text{ cm}$$

On adopte les espacements suivants :

✓ Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

III.4.2.2 Vérification à L'E.L.S :

➤ A. Sur travée :

• A.1 Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

Telle que : $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot Y$

$$\Rightarrow by^2 + 30Ay - 30dA = 0 \Rightarrow 100y^2 + 30 \times 4.62y - 30 \times 36 \times 4.62 = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 138.6y - 4989.6 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 617961.96 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 786.10$$

$$Y = 10.79 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15[A(d - Y)^2] = 22095.32 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot Y = \frac{28.73 \times 10^6 \times 10.79}{22095.32 \times 10^4} = 1.40 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$ condition vérifiée

• A.2) L'état limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration préjudiciable

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_{sadm}$

Telle que : $\sigma_s adm = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{f_{tj}} \right) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA).}$$

$$\text{Et : } \sigma_s = \frac{15 M_s (d - y)}{I} = 49.16 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_s \leq \sigma_s \text{ adm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **B.) En Appuis :**

• **B.) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot Y$$

$$\Rightarrow by^2 + 30Ay - 30dA = 0 \Rightarrow 100y^2 + 30 \times 2.62y - 30 \times 36 \times 2.62 = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 78.6y - 2829.6 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 345729.96 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 587.98$$

$$Y = 9.29 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15[A(d - Y)^2] = 18719.01 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot Y = \frac{14.06 \times 10^6 \times 9.29}{18719.01 \times 10^4} = 0.697 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **B.2 L'état limite d'ouverture des fissurations :**

La fissuration préjudiciable

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_{sadm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_s \text{ adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{f_{tj}} \right) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 \text{ (Acier HA).}$$

$$\text{Et : } \sigma_s = \frac{15 M_s (d - y)}{I} = 30.09 \text{ MPa}$$

Donc :

$\sigma_s \leq \sigma_s adm$condition vérifiée

III.4.3 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Telle que : $V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 50.92 KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{50.92 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.047 MPa$$

Et : $\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2f_{28}}{\gamma_b}; 4MPa \right] = 2.5 MPa$ (la fissuration est peu préjudiciable).

D'où alors : $\tau_u = 0.047 MPa < \bar{\tau} = 2.5 MPa$ Condition vérifiée.

III.4.4 Etat limite de déformation :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{360} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{360} = 0.1 > \frac{39.84}{10 \times 46.88} = 0.084 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{1080} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0042 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.4.5) Calcul de la poutre à la torsion :

III.4.5.1) Contrainte tangentes de torsion :

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est étale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_t = \frac{M_t max}{2\Omega b}$$

$$b_0 = b_t = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5cm$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 875 cm^2$$

Le couple de torsion est : $c = V_u \times 0.1 = 50.92 \times 0.1 = 5.09 KN$

Le moment de torsion est : $M_t = c \frac{L}{2} = 5.09 \times \frac{3.60}{2} = 9.16KN.m$

$$\tau_t = \frac{9.16 \times 10^3}{2 \times 875 \times 30} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \tau_{lim} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \bar{\tau}^2$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0.047^2 + 0.17^2 = 0.031 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0.031 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}^2 = 6.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

III.4.5.2 Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{\mu M_t}{2\Omega(f_e|\gamma_s)}$$

μ : périmètre de l'aire de la section efficace

$$\mu = 2[(h - bt) + (b - bt)] = 2[(40 - 5) + (30 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{120 \times 9.16 \times 10^3}{2 \times 875 \times 348} = 1.80 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2HA12 = 2.26 cm²**

III.4.5.3 Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{M_t}{2\Omega(f_e|\gamma_s)} = \frac{9.16 \times 10^3}{2 \times 875 \times 348} = 0.015 \text{ cm}^2$$

On prend $\phi_t = 8\text{mm}$

On prend 4Ø8 → $A_t = 2.01\text{cm}^2$ (2 cadre)

III.4.6 Ferrailage de la poutre palière :

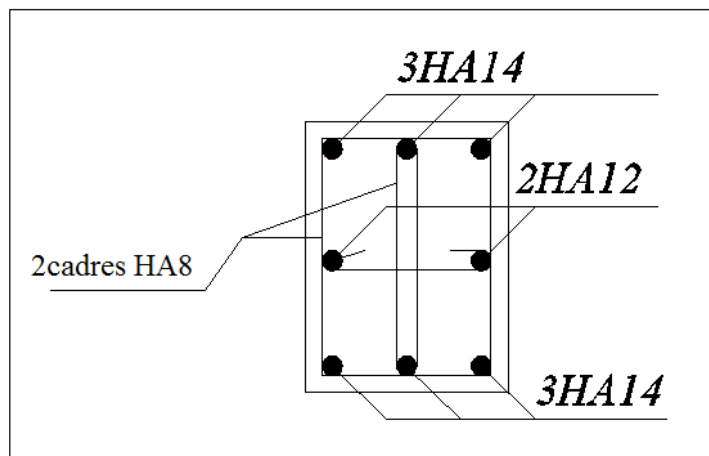


Figure. III .16 : schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5 Les plancher :

La structure à étudier est une construction courante avec une sur charges modérée.

($Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$) On a 2 type de plancher

- Plancher à corps creux ; les poutrelles sont continues et disposées suivant la petite porté travaillent dans un seul sens.
- Dalle pleine

III.5.1 Méthode de calcul :

Le règlement **BAEL 91** modifier **99** propose une méthode simplifier dite méthode forfaitaire ; cette méthode n'est pas applicable que si les quatre (04) conditions suivantes sont remplies :

1. La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq \left(5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} ; 2G\right)$.
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

4. Fissuration considéré comme non préjudiciable ;
 - ❖ Pour les dalles calculées dans un seul sens ; les poutrelles et les poutres on peut évaluer les valeurs max des moments en travée et sur les appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant $\langle M_0 \rangle$ ans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.
 - ❖ Appelante :

M_0 : Moment max de la travée indépendante.

M_t : Moment mas dans la travée étudiée.

M_w : Moment sur l'appui de gauche de la travée.

M_e : Moment sur l'appui de droite de la travée.

α : Le rapport de charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanentes

(G) et les charges d'exploitation (Q) : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- ❖ Les valeurs prise pour $\langle M_t; M_w; M_e \rangle$ doivent vérifier les conditions suivantes : **annexe E.1 BAEL91.**

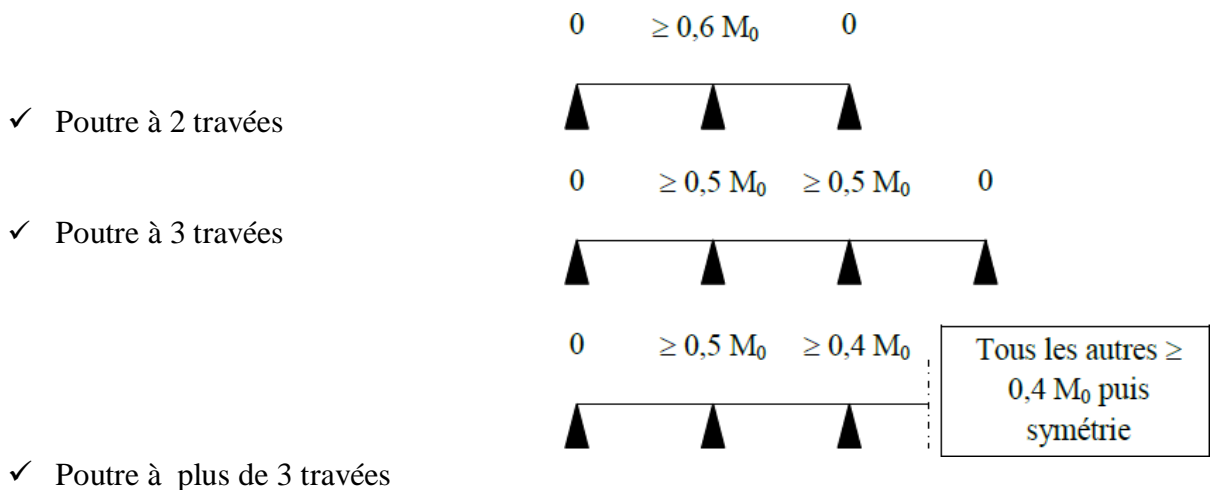
Travée de rive :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

Travée intermédiaire :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0; \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

➤ **Valeur absolue du moment sur appui :**



III.5.2 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1. Fissuration peut préjudiciablevérifiée
2. Poutre à inertie transversales constantes vérifiée
3. Charge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(2G; 5KN/m^2)$

- **Plancher terrasse :**

$$Q = 1KN/m^2 \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 5.85 \times 2 = 11.7 KN/m^2 \\ 5 KN/m^2 \end{array} \right. \rightarrow \text{Vérfiées}$$

- **Plancher étage courante :**

$$Q = 1KN/m^2 \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 5.85 \times 2 = 11.7 KN/m^2 \\ 5 KN/m^2 \end{array} \right. \rightarrow \text{Vérfiées}$$

4. Les portées successives des travées sont dans un rapport entre 0.8 et 1.25

⇒ Non vérifiées

- ❖ Donc on ne peut pas appliquer la méthode forfaitaire.
- ❖ On applique la méthode de Caquot.

➤ **L'effort tranchant :**

La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche (T_w) et pour l'appui de droite (T_e) est donnée par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} \\ T_w = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} \end{cases}$$

Avec : $T_0 = ql/2$

➤ **Méthode de CAQUOT :**

(Annexe E.2 du BAEL 99)

• **Condition d'application :**

Elle est appliquée essentiellement aux plancher à sur charge élevée (industriel) c.-à-

d: $Q \geq \min(2G; \frac{5KN}{m^2})$ cette méthode a été élaboré par Albert Caquot à partir de la méthode des trois moments qui est adopté au béton armé.

• **Principe de la méthode :**

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot à simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Moment sur appui de rive : on considère $M_a = M_L = 0$

Moment sur appui intermédiaire : $M_a = -\frac{p_w l_w^3 + p_e l_w^3}{8.5(l_w^3 + l_w^3)}$

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

Le moment maximal en travée : $M_{t(x)} = \mu_x + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$

$$\text{L'effort tranchant : } \begin{cases} T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{l} \\ T_w = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{l} \end{cases}$$

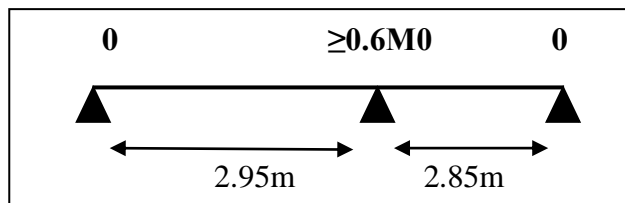
III.5.3 Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Plancher	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	$q_u=0.65(1.35G+15Q.)$	$q_s=0.65(G+Q)$
Terrasse	5.46	1,00	5.76	4.19
E. Courant	5.10	1.50	6.91	4.94

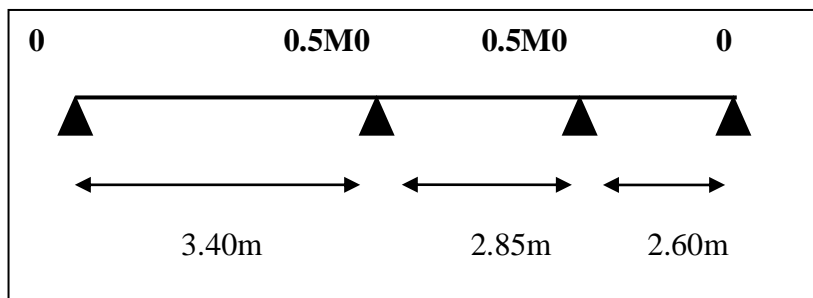
Tableau III.4 : Charges revenant aux poutrelles.

III.5.4) Type de nervure :

- Type 01 :



- Type 02 :



- Type 03 :

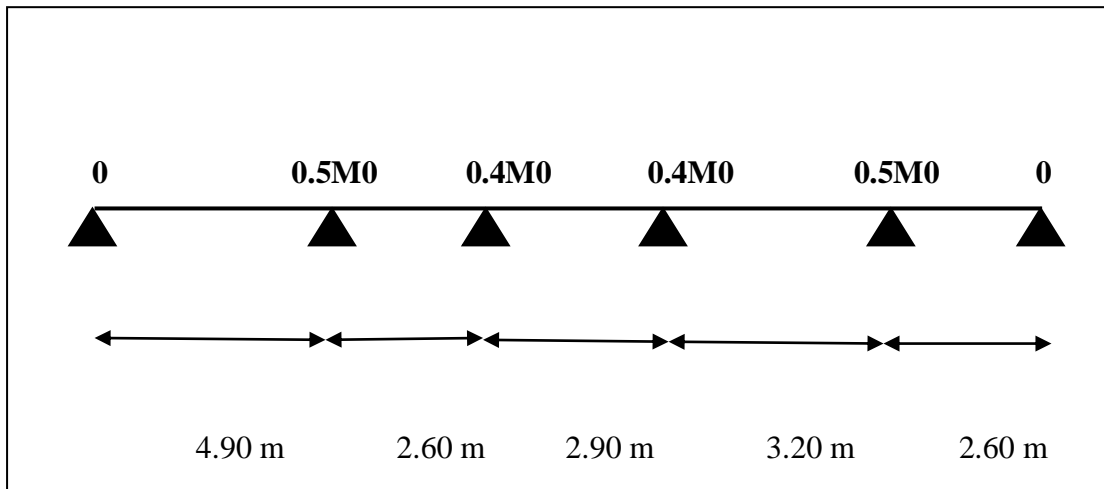


Figure.III.17: type de nervure.

III.5.5 Calcul des sollicitations :

III.5.5.1 Plancher terrasse :

➤ A.) Calcul des moments :

A L'ELU :

A L'ELS :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

- Type 01 :

A.1) A L'ELU :

Travée	L(m)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	T0 (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
A-B	2.95	6.26	0	-5.70	3.74	8.49	6.55	-6.55
B-C	2.85	5.84	-5.70	0	3.31	8.20	6.2	-6.2

Tableau III.5 : sollicitation du plancher terrasse type 01 à L'ELU.

A.1.1) Moment isostatique :

- Travée 1 :

$$M_0 = \frac{q.l^2}{8} = \frac{5.76 \times 2.95^2}{8} = 6.26 \text{ KN.m}$$

- Travée 2 :

$$M_0 = \frac{5.76 \times 2.85^2}{8} = 5.84 \text{ KN.m}$$

A.1.2) Moment sur appui :

- Moment sur appui de rive : on considère $M_a = M_L = 0$
- Moment sur appui intermédiaire :

$$M_a = -\frac{p_w l_w^3 + p_e l_e^3}{8.5(l_w^3 + l_e^3)}$$

$$M_b = -\frac{p_w l_w^3 + p_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -\frac{5.76 \times 2.95^3 + 5.76 \times 2.85^3}{8.5(2.95 + 2.85)} = -5.70 \text{ KN.m}$$

A.1.3) Moment sur travée :

- Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X L'abscisse à de

L'appui gauche (w) :

$$X(m) = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{P.L}$$

$$X_1(m) = \frac{2.95}{2} - \frac{0 - (-5.70)}{5.76 \times 2.95} = 1.14 \text{ m}$$

$$X_2(m) = \frac{2.85}{2} + \frac{5.70}{5.76 \times 2.85} = 1.75 \text{ m}$$

- Le moment maximal en travée :

$$M_t(x) = \mu_x + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \cdot \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } \mu_x = q \cdot \frac{x}{2} (l - x)$$

$$\text{Donc : } M_t(x) = \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \cdot \frac{x}{l}$$

- ✓ Travée A-B :

$$M_t = \frac{5.76 \times 2.95}{2} \times (1.14) - \frac{5.76 \times (1.14)^2}{2} + 0 \times \left(1 - \frac{1.14}{2.95}\right) + (-5.70) \times \left(\frac{1.14}{2.95}\right)$$

$$M_t = 3.74 \text{ KN.m}$$

✓ Travée B-C :

$$M_t = \frac{5.76 \times 2.85}{2} \times (1.75) - \frac{5.76 \times (1.75)^2}{2} + (-5.70) \times \left(1 - \frac{1.75}{2.85}\right) + 0 \times \left(\frac{1.75}{2.85}\right)$$

$$M_t = 3.31 \text{ KN.m}$$

➤ A.1.4) Calcul de l'effort tranchant :

✓ Travée A-B :

$$T_o = \frac{q.l}{2} = \frac{5.76 \times 2.95}{2} = 8.49 \text{ KN}$$

$$T_w = T_o - \frac{M_w - M_e}{l} = 8.49 - \frac{0 - (-5.70)}{2.95} = 6.55 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_o + \frac{M_w - M_e}{l} = -8.49 + \frac{0 - (-5.70)}{2.95} = -6.55 \text{ KN}$$

✓ Travée B-C :

$$T_o = \frac{q.l}{2} = \frac{5.76 \times 2.85}{2} = 8.20 \text{ KN}$$

$$T_w = T_o - \frac{M_w - M_e}{l} = 8.20 - \frac{0 - (-5.70)}{2.85} = 6.2 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_o + \frac{M_w - M_e}{l} = -8.20 + \frac{0 - (-5.70)}{2.85} = -6.2 \text{ KN}$$

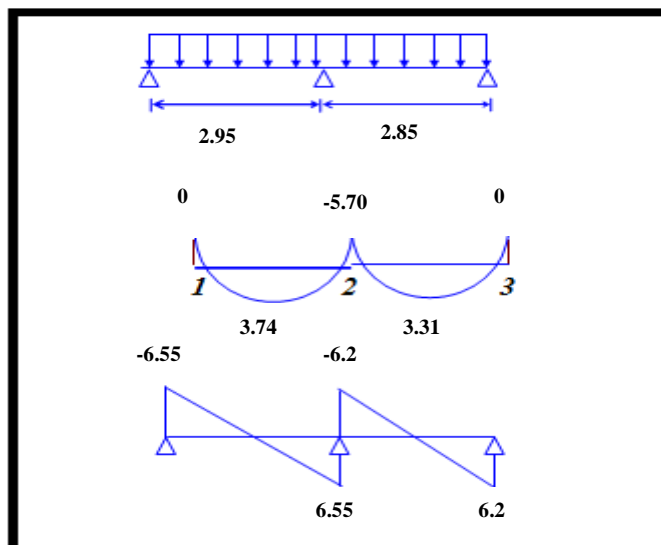


Figure.III.18 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELU.

A.2) A L'ELS :

Travée	L(m)	Mo (KN .m)	Mw (KN .m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
A-B	2.95	4.55	0	-4.14	2.72	6.18	4.78	-4.78
B-C	2.85	4.25	-4.14	0	2.44	5.97	4.52	-4.52

Tableau III.6 : Sollicitation du plancher terrasse type 01 à l'ELS.

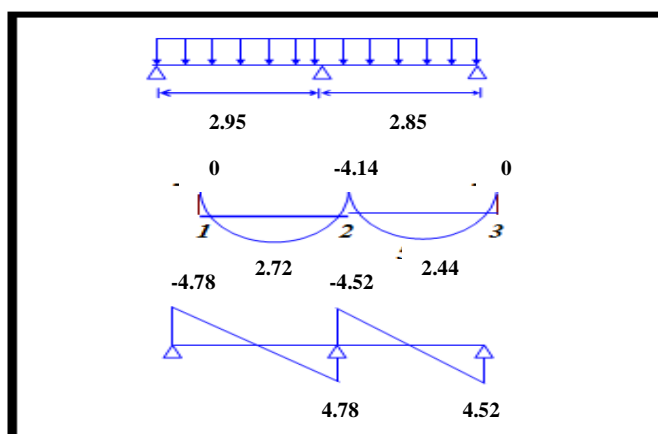


Figure.III.19 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELS.

- Type 2 :

B.1) L'ELU :

Travée	L(m)	Mo (KN .m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN .m)	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
A-B	3.40	8.32	0	-6.77	5.29	9.79	7.8	-7.8
B-C	2.85	5.84	-6.77	-5.06	2.24	8.20	10.39	-10.39
C-D	2.60	4.86	-5.06	0	2.65	7.48	5.54	-5.54

Tableau III.7 : Sollicitation du plancher terrasse type 02 à l'ELU.

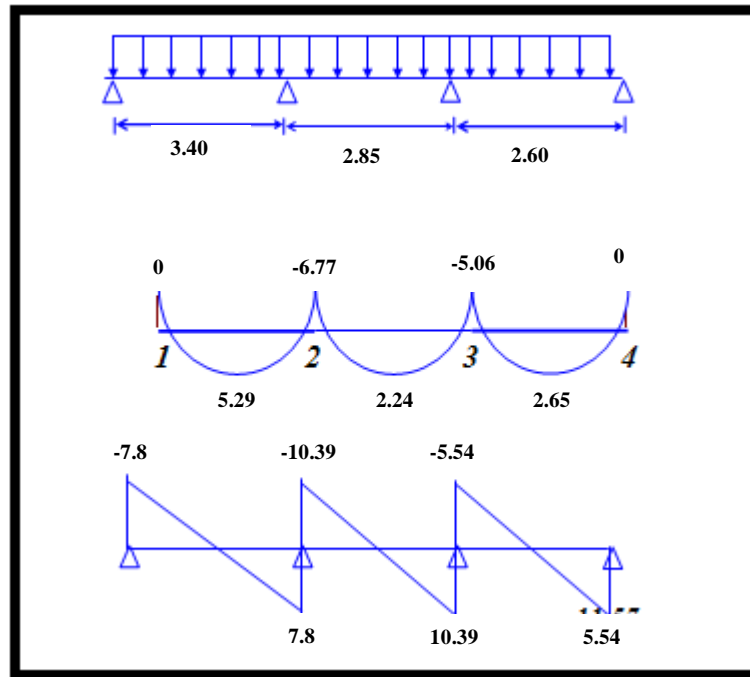


Figure.III.20 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELU.

B.2) L'ELS :

Travée	L(m)	Mo (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
A-B	3.40	6.05	0	-4.92	3.84	7.12	5.68	-5.68
B-C	2.85	4.25	-4.92	-3.68	1.64	5.97	8.98	-8.98
C-D	2.60	3.54	-3.68	0	1.95	5.44	6.85	-6.85

Tableau III.8 : Sollicitation du plancher terrasse type 02 à l'ELS.

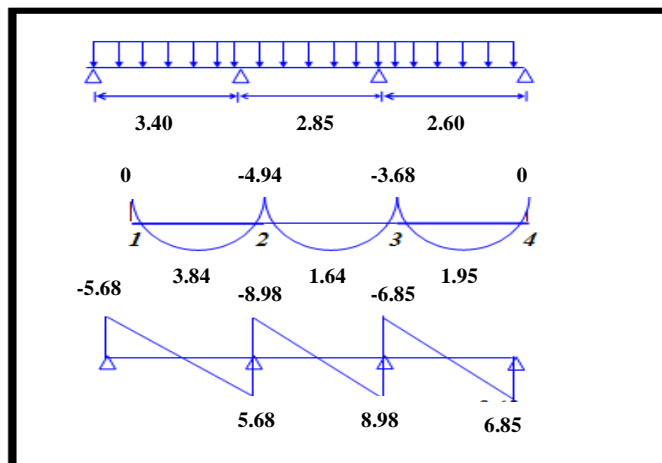


Figure.III.21 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELS.

- Type 03 :

C.1) L'ELU :

Travée	L(m)	Mo (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
A-B	4.90	17.18	0	-12.21	9.59	14.11	11.63	-11.63
B-C	2.60	4.86	-12.21	-5.17	3.81	7.48	10.18	-10.18
C-D	2.90	6.05	-5.17	-6.35	5.41	8.35	8.81	-8.81
D-E	3.20	7.37	-6.35	-5.88	1.03	9.21	9.35	-9.35
E-F	2.60	4.86	-5.88	0	2.38	7.48	9.71	-9.71

Tableau III.9 : Sollicitation du plancher terrasse type 03 à l'ELU.

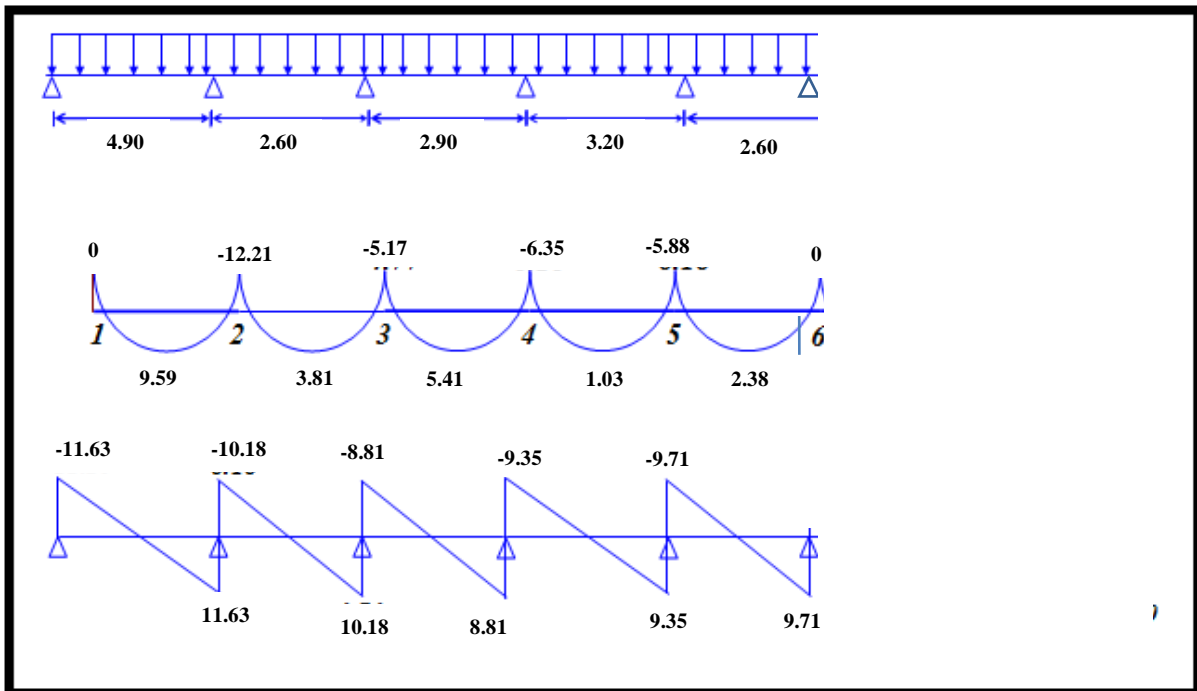


Figure.III.22 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELU.

Travée	L(m)	Mo (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
A-B	4.90	12.57	0	-8.88	8.53	10.26	8.45	-8.45
B-C	2.60	3.54	-8.88	-3.76	2.64	5.44	7.4	-7.4

C-D	2.90	4.40	-3.76	-4.61	4.19	6.07	5.78	-5.78
D-E	3.20	5.36	-4.61	-4.27	5.48	6.70	6.8	-6.8
E-F	2.60	3.54	-4.27	0	4.71	5.44	7.08	-7.08

Tableau III.10 : Sollicitation du plancher terrasse type 03 à l'ELS.

C.2) L'ELS :

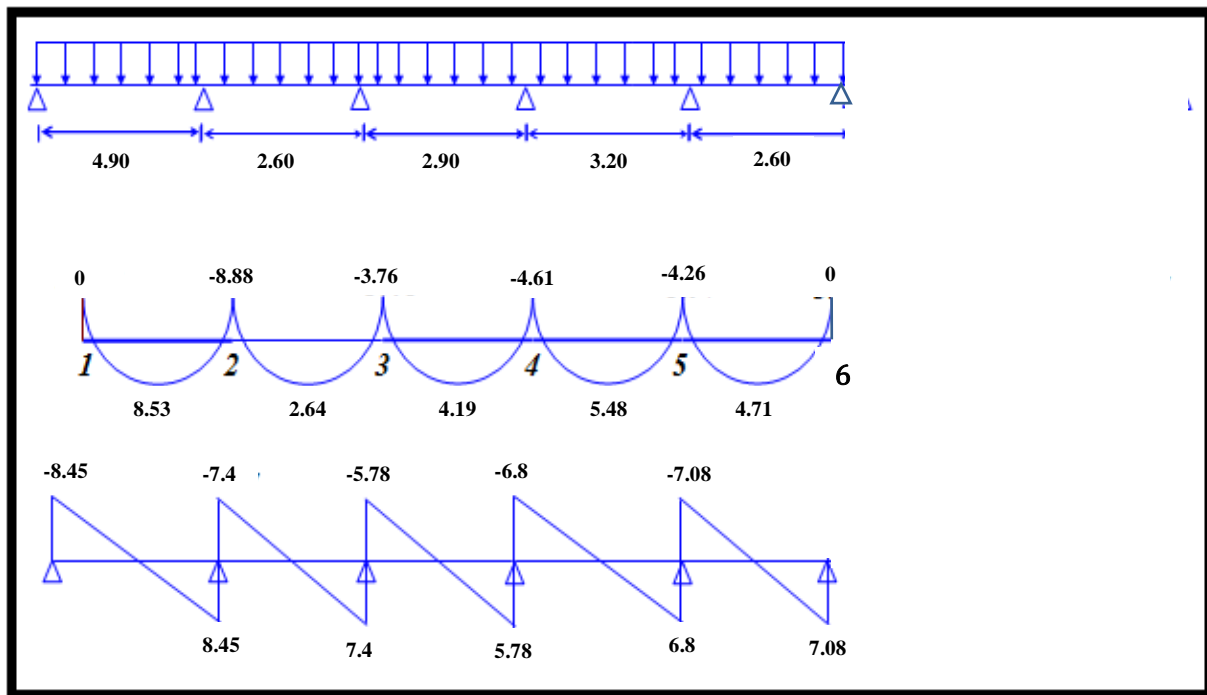


Figure.III.23 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELS.

III.5.5.2) Plancher étage courant :

➤ A L'ELU :

	Travée	L(m)	Mo (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
Type (1)	A-B	2.95	7.51	0	-6.84	4.48	10.19	7.88	-7.88
	B-C	2.85	7.01	-6.84	0	3.97	9.84	7.44	-7.44
Type (2)	A-B	3.40	9.98	0	-8.12	6.34	11.74	9.36	-9.36
	B-C	2.85	7.01	-8.12	-6.07	1.94	9.84	10.55	-10.55
	C-D	2.60	5.83	-6.07	0	3.15	8.98	6.65	-6.65
Type (3)	A-B	4.90	20.73	0	-14.65	11.49	16.92	13.94	-13.94
	B-C	2.60	5.83	-14.65	-6.20	5.53	8.98	12.23	-12.23

	C-D	2.90	7.26	-6.20	-7.61	7.07	10.01	9.53	-9.53
	D-E	3.20	8.84	-7.61	-7.05	8.85	11.05	11.22	-11.22
	E-F	2.60	5.83	-7.05	0	7.98	8.98	11.69	-11.69

Tableau III.11 : Sollicitation du plancher étage courant type 01, 02,03 à l'ELU.

- Type 01 :

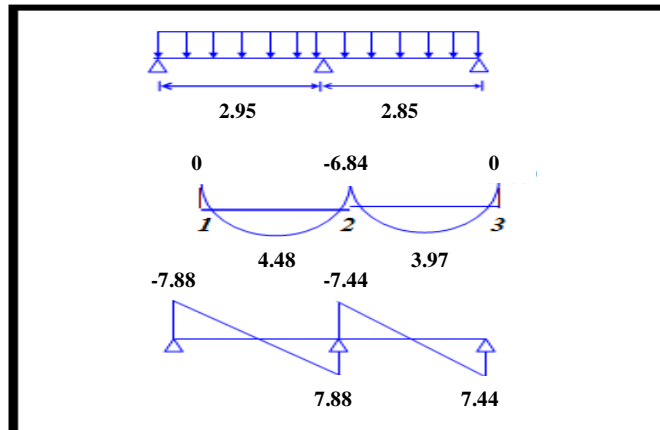


Figure.III.24 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELU.

- Type 02 :

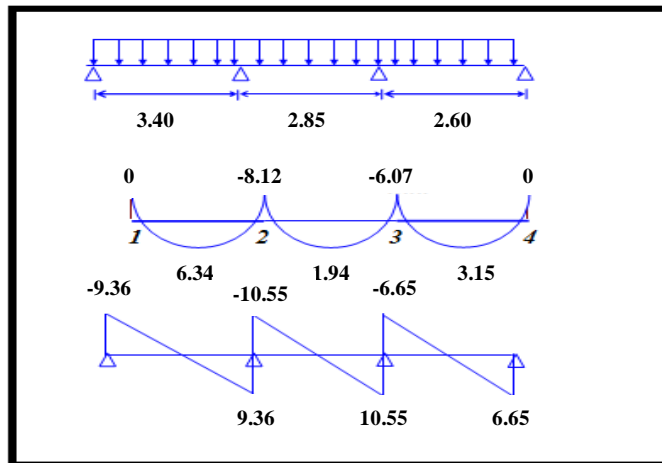


Figure.III.25 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELU.

- Type 03 :

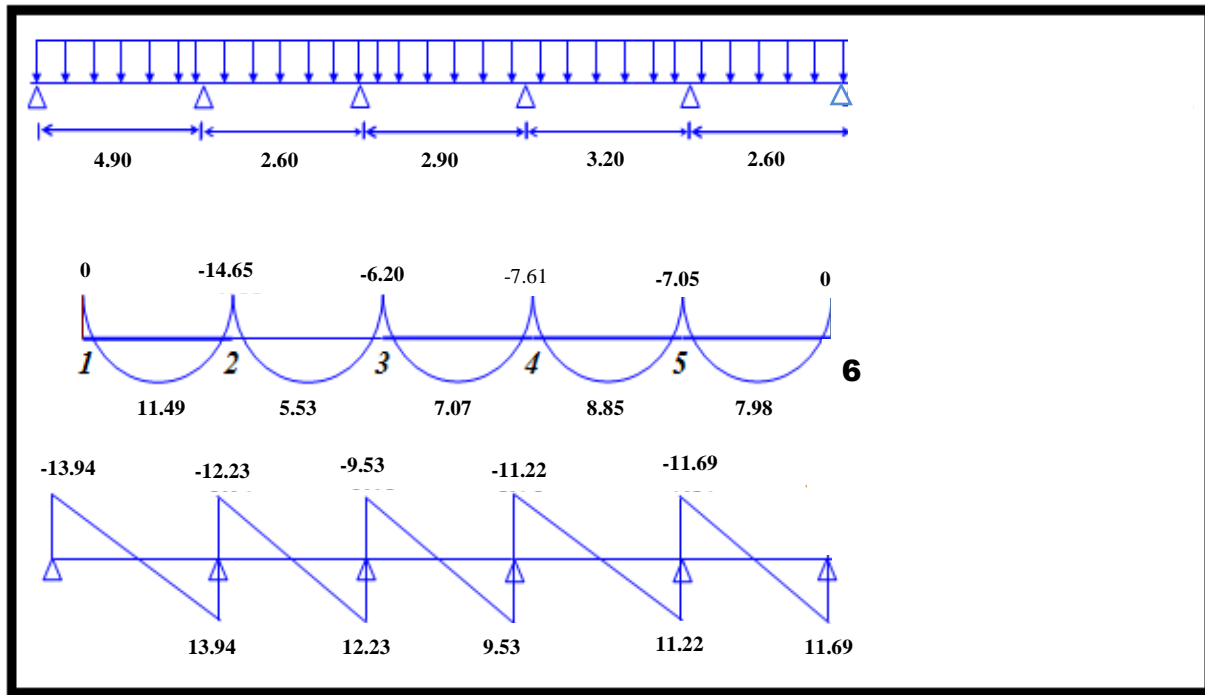


Figure.III.26 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELU.

➤ A L'ELS :

	Travée	L(m)	Mo (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
Type (1)	A-B	2.95	5.37	0	-4.89	3.21	7.28	5.63	-5.63
	B-C	2.85	5.01	-4.89	0	2.83	7.03	5.32	-5.32
Type (2)	A-B	3.40	7.13	0	-4.96	4.91	8.39	6.94	-6.94
	B-C	2.85	5.01	-4.96	-4.34	5.74	7.03	7.23	-7.23
	C-D	2.60	4.17	-4.34	0	2.26	6.42	8.08	-8.08
Type (03)	A-B	4.90	14.82	0	-10.47	10.06	12.10	9.97	-9.97
	B-C	2.60	4.17	-10.47	-4.43	4.33	6.42	8.74	-8.74
	C-D	2.90	5.19	-4.43	-5.44	4.92	7.16	6.82	-6.82
	D-E	3.20	6.32	-5.44	-5.04	6.49	7.90	8.02	-8.02
	E-F	2.60	4.17	-5.04	0	5.56	6.42	8.35	-8.35

Tableau III.12 : Sollicitation du plancher étage courant type 01, 02,03 à l'ELS.

• Type 01 :

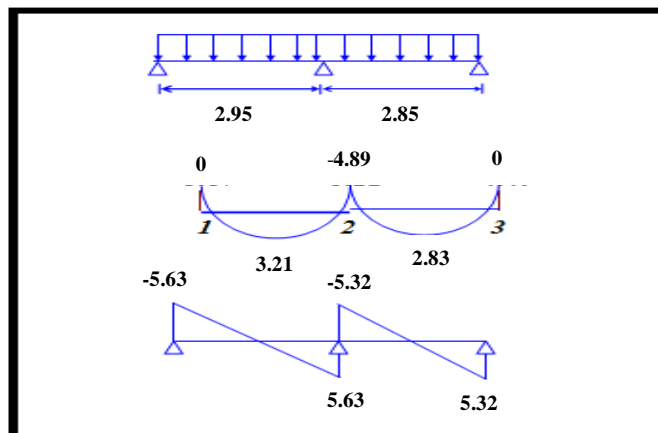


Figure.III.27 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELS.

- Type 02 :

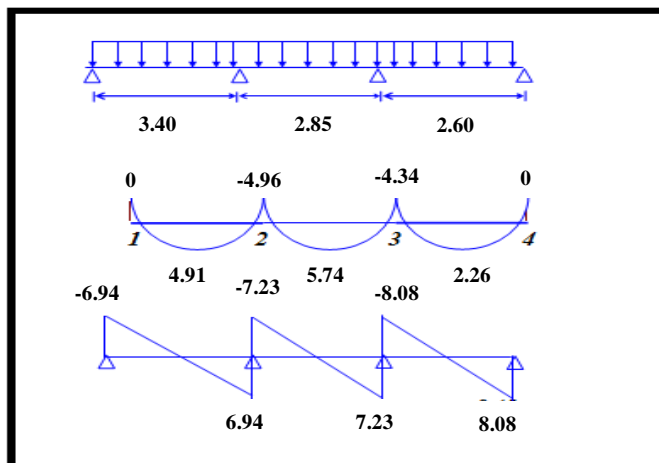


Figure.III.28 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELS.

- Type 03 :

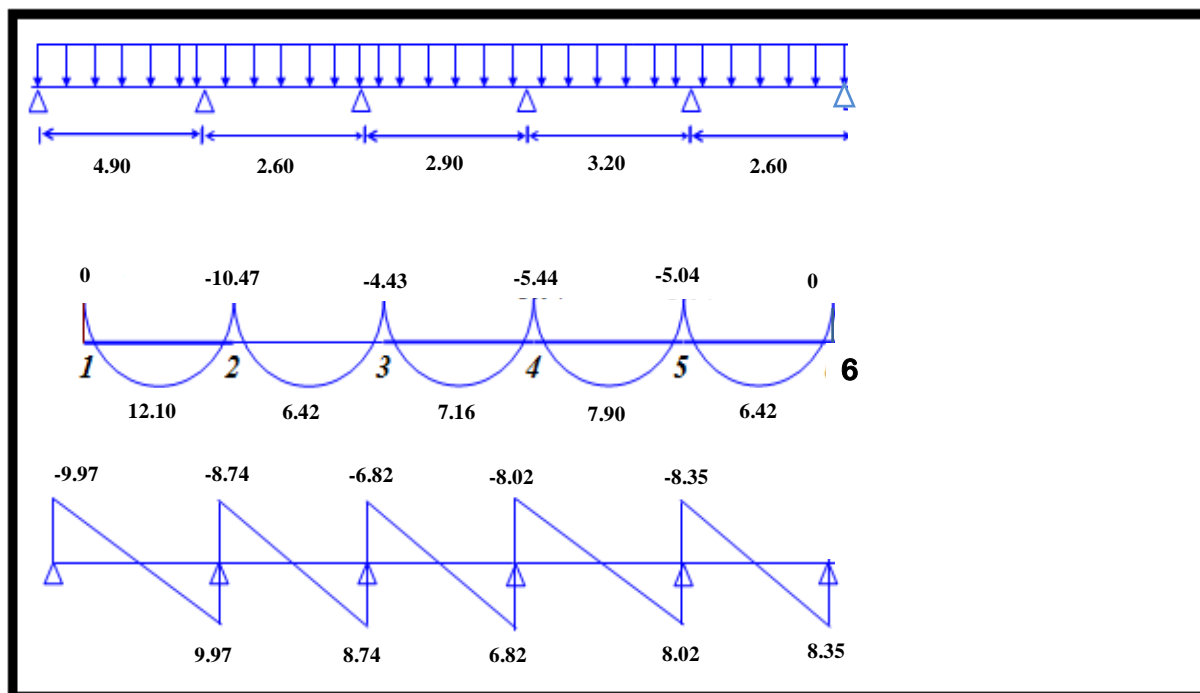


Figure.III.29 : Diagramme des moments en travée et effort tranchants à l'ELS.

III.5.5.3) Les moments et les efforts tranchant du calcul :

	Type	ELU			ELS		
		M appuis (KN.m)	M Travée (KN.m)	V (KN)	M appuis (KN.m)	M Travée (KN.m)	V (KN)
Plancher terrasse	(1)	5.70	3.74	6.55	4.14	2.72	4.78
	(2)	6.77	5.29	10.39	4.92	3.84	8.98
	(3)	12.21	9.59	11.63	8.88	8.53	8.45
Solicitations Max		12.21	9.59	11.63	8.88	8.53	8.98
Plancher Etage courant	(1)	7.51	6.84	7.88	4.89	3.21	5.63
	(2)	8.12	6.34	10.55	4.96	5.74	8.08
	(3)	14.65	11.49	13.94	10.47	10.06	9.97
Solicitations Max		14.65	11.49	13.94	10.47	10.06	9.97

Tableau III.13 : Les sollicitations du calcul.

III.5.6) Calcul du ferrailage :

III.5.6.1) Plancher terrasse :

Le ferrailage des poutrelles est calculé en flexion simple :

$B = 65\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $h = 16\text{cm}$.

$$M_{tu} = bh_0(d - h_0/2)f_{bu}$$

$$M_{tu} = 65 \times 4 \times (18 - 4/2) \times 14.17$$

$$M_{tu} = 58.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{t \max} = 9.59 \text{ KN.m}$$

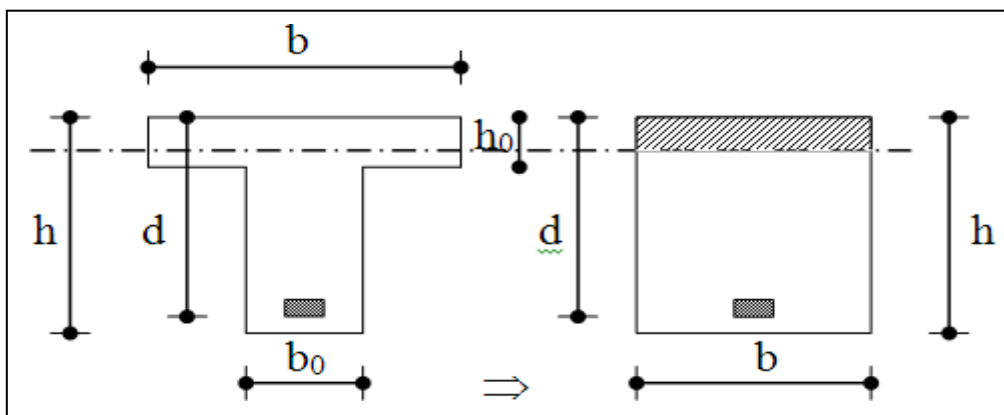


Figure.III.30 : Section béton armées « plancher terrasse ».

⇒ L'axe neutre dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire ($b \times h$)

➤ A.) Sur travées :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{9.59 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.032$$

$$\mu = 0.032 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow (\text{pas d'armature comprimée}) \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.041$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 17.70$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{9.59 \times 10^3}{17.70 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte $3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

- **A.1) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Le choix d'armature :** On adopte **3HA10 = 2.36 cm²**

➤ **B.) Sur appui :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions. (b0×h)

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{14.65 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 14.17} = 0.319$$

$$\mu = 0.319 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow (\text{pas d'armature comprimée}) \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.49$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 14.47$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{14.65 \times 10^3}{14.47 \times 348} = 2.09 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte **2HA12 = 2.26 cm²**

- **B.1) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Le choix d'armature :** On adopte : **2HA12 = 2.26 cm²**

➤ **C.) Justification à l'ELS :**

- **C.1) sur travée :**

- **C.1.1) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot Y$$

$$\Rightarrow by^2 + 30Ay - 30dA = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 336356.64 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 579.96$$

$$Y = 3.91 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15[A(d - Y)^2] = 8438.46 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot Y = \frac{8.53 \times 10^6 \times 39.1}{8438.46 \times 10^4} = 3.02 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **C.1.2) L'état limite d'ouverture des fissurations :**

La fissuration préjudiciable

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_{sadm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_s adm = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{f_{tj}} \right) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA).}$$

$$\text{Et : } \sigma_s = \frac{15 M_s (d - y)}{I} = 163.55 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_s \leq \sigma_s adm \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **C.2.) Sur Appuis :**

• **C.2.1.) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot Y$$

$$\Rightarrow by^2 + 30Ay - 30dA = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 57.6y - 1036.8 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 211.63$$

$$Y=1.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15[A(d - Y)^2] = 7582.60 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot Y = \frac{8.88 \times 10^6 \times 19.2}{7582.60 \times 10^4} = 1.49 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **C.2.2) L'état limite d'ouverture des fissurations :**

La fissuration préjudiciable

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_{sadm}$

□

$$\text{Telle que : } \sigma_s adm = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{f_{tj}} \right) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \quad (\text{Acier HA}).$$

$$\text{Et : } \sigma_s = \frac{15 M_s (d-y)}{I} = 142.06 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_s \leq \sigma_s adm \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **D.) Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\text{Telle que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{11.63 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.646 \text{ MPa}$$

Avec : V_u : effort tranchant à l'état limite ultime.

b_0 : Largeur de l'âme (mm).

D : hauteur utile de la poutre (mm).

$$\text{Et : } \bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2 f_{28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{la fissuration est peu préjudiciable}).$$

D'où alors : $\tau_u = 0.646 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

➤ **E.) Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

• **Plancher terrasse :**

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{20}{490} \geq \frac{9.59}{20 \times 17.18} \Rightarrow 0.040 \geq 0.027 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow \frac{20}{340} \geq \frac{1}{27} \Rightarrow 0.054 \geq 0.037 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{65 \times 18} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0.002 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **E.1) Diamètre des armatures d'âme :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_e\right) = \left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1.2\right) = 0.57 \text{ cm}$$

h : Hauteur total de la poutrelle.

ϕ_t : Diamètre maximal d'armature longitudinale.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

On adopte un cadre $\phi 8 \Rightarrow A_t = 1HA8 = 0.50 \text{ cm}^2$

➤ **E.2) Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm.}$

➤ **F.) Schéma de ferrailage « plancher terrasse » :**

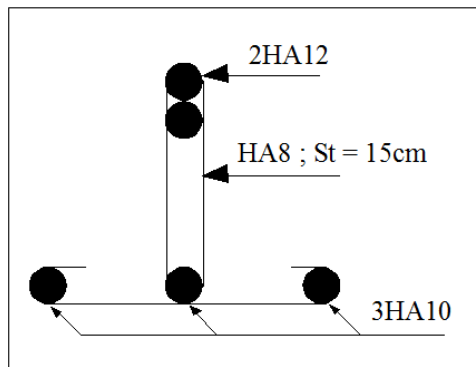


Figure.III.31 : Schéma de ferrailage des nervures « plancher terrasse »

III.5.6.2) Plancher étage courant :

Le ferrailage des poutrelles est calculé en flexion simple :

$B = 65\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $h = 16\text{cm}$.

$$M_{tu} = b h_0 (d - h_0/2) f_{bu}$$

$$M_{tu} = 65 \times 4 \times (18 - 4/2) \times 14.17$$

$$M_{tu} = 58.94 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{tu} > M_{t \max} = 11.49 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

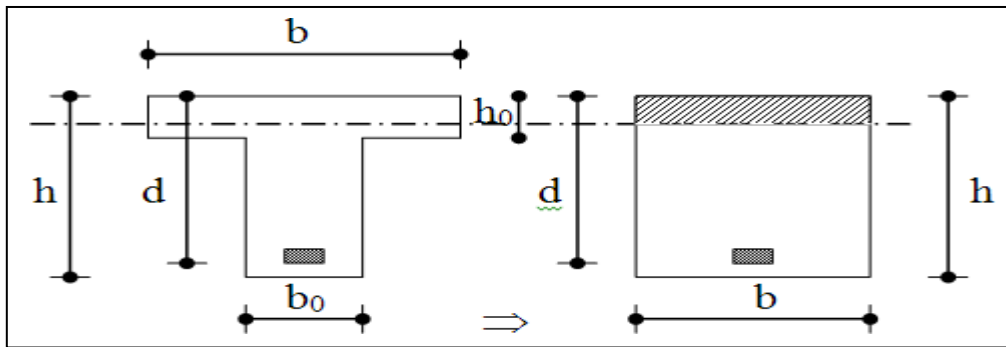


Figure.III.32 : Section béton armées « plancher étage courant ».

⇒ L'axe neutre dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire ($b \times h$)

➤ A.) Sur travées :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{11.49 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.038$$

$$\mu = 0.038 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow (\text{pas d'armature comprimée}) \Rightarrow A_1 = 0$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 17.65$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{11.49 \times 10^3}{17.65 \times 348} = 1.87 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte $3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

• A.1) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Le choix d'armature : On adopte $3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

➤ **B.) Sur appui :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions. (b0×h)

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{14.65 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 14.17} = 0.319$$

$$\mu = 0.319 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow (\text{pas d'armature comprimée}) \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.257$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 16.14$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{14.65 \times 10^3}{16.14 \times 348} = 2.15 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte **2HA12 = 2.26 cm²**

- **B.1) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Le choix d'armature :** On adopte : **2HA12 = 2.26 cm²**

➤ **C.) Justification à l'ELS :**

- **C.1) sur travée :**

- **C.1.1) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

Telle que : $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot Y$

$$\Rightarrow by^2 + 30Ay - 30dA = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 336356.64 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 579.96$$

$$Y = 3.91 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15[A(d - Y)^2] = 8438.46 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot Y = \frac{10.06 \times 10^6 \times 39.1}{8438.46 \times 10^4} = 2.47 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$ condition vérifiée

• **C.1.2) L'état limite d'ouverture des fissurations :**

La fissuration préjudiciable

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_{sadm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_s adm = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{f_{tj}} \right) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \quad (\text{Acier HA}).$$

$$\text{Et : } \sigma_s = \frac{15 M_s (d-y)}{I} = 133.90 \text{ MPa}$$

Donc :

$\sigma_s \leq \sigma_s adm$ condition vérifiée

➤ **C.2.) Sur Appuis :**

• **C.2.1.) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

$$\text{Telle que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot Y$$

$$\Rightarrow by^2 + 30Ay - 30dA = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 57.6y - 1036.8 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 211.63$$

$$Y = 1.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15[A(d-Y)^2] = 7582.60 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot Y = \frac{10.47 \times 10^6 \times 19.2}{7582.60 \times 10^4} = 1.75 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \sigma_{adm} = 0.6f_c28 \Rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **C.2.2) L'état limite d'ouverture des fissurations :**

La fissuration préjudiciable

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_{sadm}$

⊠

$$\text{Telle que : } \sigma_s adm = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{f_{tj}} \right) \right\} = 201.63 MPa$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \quad (\text{Acier HA}).$$

$$\text{Et : } \sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 199.73MPa$$

Donc :

$$\sigma_s \leq \sigma_s adm \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **D.) Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\text{Telle que : } \tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{13.94 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.774 MPa$$

Avec : V_u : effort tranchant à l'état limite ultime.

b_0 : Largeur de l'âme (mm).

D : hauteur utile de la poutre (mm).

$$\text{Et : } \bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2f_{28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right] = 3.33 MPa \quad (\text{la fissuration est peu préjudiciable}).$$

D'où alors : $\tau_u = 0.774 MPa < \bar{\tau} = 3.33 MPa \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

➤ **E.) Vérification à la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

• **Plancher étage courant :**

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{20}{490} \geq \frac{11.49}{20 \times 20.73} \Rightarrow 0.040 > 0.027 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow \frac{20}{340} \geq \frac{1}{27} \Rightarrow 0.054 > 0.03 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_x}{b \cdot d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{65 \times 18} \geq \frac{2}{400} \Rightarrow 0.002 < 0.005 \dots\dots\dots CV$$

➤ **E.1) Diamètre des armatures d'âme :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_e\right) = \left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1.2\right) = 0.57 \text{ cm}$$

h: Hauteur total de la poutrelle.

ϕ_t : Diamètre maximal d'armature longitudinale.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

On adopte un cadre $\phi 8 \Rightarrow A_t = 1HA8 = 0.50 \text{ cm}^2$

➤ **E.2) Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **F.) Schéma de ferrailage « plancher étage courant » :**

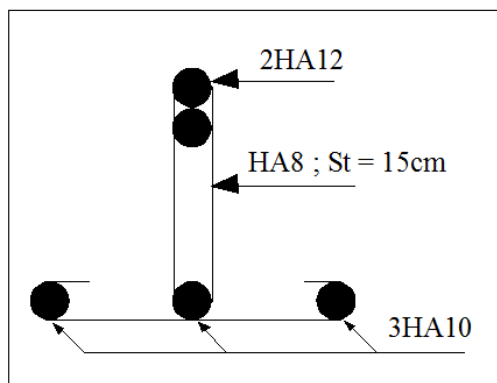


Figure.III.33 : Schéma de ferrailage des nervures « plancher étage courant »

III.5.7) La table de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

❖ La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

1. Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20cm.
2. Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33cm.
3. La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq \frac{200}{f_e} \dots \dots \dots \text{si } L \leq 50\text{cm} \\ A_t \geq 0.02L \frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e} \dots \dots \dots \text{si } 50 \leq L \leq 80\text{cm} \end{array} \right.$$

Avec :

- * L : espacements entre axes des nervures (65cm dans notre ouvrage).
- * Fe: nuance de l'acier FeE520 (Fe=520Mpa quadrillage de TS.TIE520 → $\emptyset \leq 6\text{mm}$).
- * A_t : section d'armatures perpendiculaires aux nervures ;

$$50 \leq (L = 65\text{cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_t \geq \frac{4 \times 65}{40} = 0.65\text{cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : **5HA6 = 1.41cm²**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

1. La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_1 \geq A_t/2 = 0.72\text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit : } \mathbf{5HA6 = 1.41\text{cm}^2} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}.$$

On garde le même ferrailage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures.

On choisit un treillis soudé carré de $(20 \times 20)\text{cm}^2$, $A_t = \emptyset = 5\text{mm}$.

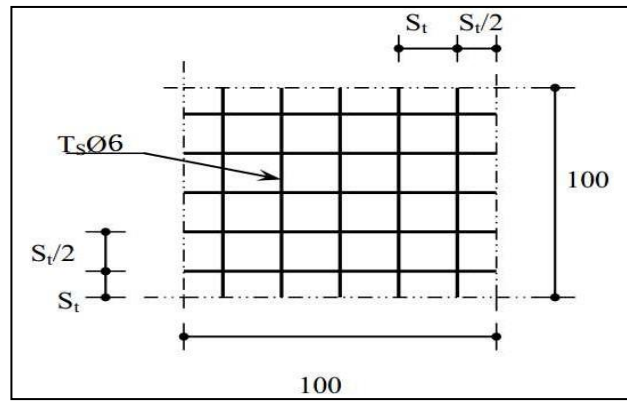


Figure.III.34: Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.5.8) Dalle plain «terrasse » :

Les dalles sont des plaques minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan :

- Dalle appuyées sur 04 cotés.

III.5.7.1) Calcul des sollicitations :

- **A.) Evaluation des charges :**

$$G = 6.40 \text{ KN/m}^2$$

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

- **B.) Combinaison des charges :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.14 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_s = G + Q = 7.40 \text{ KN/m}^2$$

- **C.) Calcul des efforts [RPA99V2003]:**

Calcul de « ρ » :

$$0.4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.40}{4.90} = 0.69 < \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

➤ **A L'ELU :**

Calcul	μ_x	μ_y	M(x,y)
Sollicitations à ELU et ELS	$\frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot \alpha^3)}$	$\frac{1}{\alpha^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - \alpha)^2) \geq 4}$	$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
			$M_y = \mu_y \cdot M_x$

Calcul	α	μ_x	μ_y	M(x, y)
Sollicitations à ELU	0.69	0,070	0.432	$M_x=0,070 \times 8.77 \times (3.70)^2= 8.40 \text{ KN.m}$
				$M_y=0.432 \times 8.40= 3.62 \text{ KN.m}$

Tableau III.14 : Valeurs des moments M(x, y) a l'ELU.

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

✓ **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85M_x = 0.85 \times 8.40 = 7.14 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 0.85 \times 3.62 = 3.07 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments sur appuis :**

$$M_x^a = 0.3M_x = 0.3 \times 8.40 = 2.52 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3M_y = 0.3 \times 3.62 = 1.08 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_x^a; M_y^a) = 2.52 \text{ KN.m}$$

III.5.7.2) Ferrailage de la dalle :

➤ **A.) Ferrailage en travée :**

✓ Dans le sens $\langle L_x \rangle$:

On a : $b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 0.9h = 13.5\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14.2\text{Mpa}$; $\sigma_s = 348\text{Mpa}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{7.14 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.027$$

$$\mu = 0.027 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow (\text{pas d'armature comprimée}) \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.23$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{7.14 \times 10^3}{13.23 \times 348} = 1.91 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : $A = \max(A_s; A_{min})$

On adopte : **5HA8 = 2.51cm²**.

M^t (KN. m) x	μ	a	A' (cm²) s	Z (cm)	A_s(cm²)	choix	A^{adp}(cm²) s
7.14	0,027	0,05	0	13.23	1.91	5HA8	2.51

Tableau III.15 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx).

- **Espacement :**

$$E_{sp} = \frac{100}{4} = 25 \text{cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Dans le sens $\langle L_y \rangle$:

M^t (KN. m) y	μ	a	A' (cm²) s	Z (cm)	A_s(cm²)	choix	A^{adp}(cm²) s
3.07	0,015	0,025	0	13.36	0.85	4HA6	1.13

Tableau III.16 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly).

- **Espacement :**

$$E_{sp} = \frac{100}{4} = 25 \text{cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ B.) Ferrailage en appuis :

M ^t (KN. m) x	μ	α	A' (cm ²) s	Z(cm)	A _s (cm ²)	choix	A ^{adp} (cm ²) s
2.52	0,012	0,015	0	13.42	0.69	4HA6	1.13

Tableau III.17 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appuis.

• Espacement :

$$E_{sp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$E_{sp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

➤ C.) Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} < \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2(l_x + l_y)} = 9.55 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot l_x}{3} = 10.81 \text{ KN}$$

$$T_u^{Max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 10.81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{10.81 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.080 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ D.) Vérification a L'ELS :

Calcul	α	μ _x	μ _y	M(x,y)
Sollicitations ELS	0,69	0,070	0.432	M _x =7,87KN.m
				M _y =3.39KN.m

Tableau III.18 : Valeurs des moments M(x, y) a L'ELS.

• **Vérification des contraintes :**

Béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Acier :

$$\sigma_s = \eta \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - Y) < \bar{\sigma}_s = 201.66 \text{ Mpa}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

✓ **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85M_x = 6.68 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 2.88 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment sur appuis :**

$$M_x^a = 0.3M_x = 2.36 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3M_y = 1.01 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_x^a; M_y^a) = 2.36 \text{ KN.m}$$

• **Détermination de la valeur de (y) :**

$$\frac{b}{2}Y^2 + nA'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

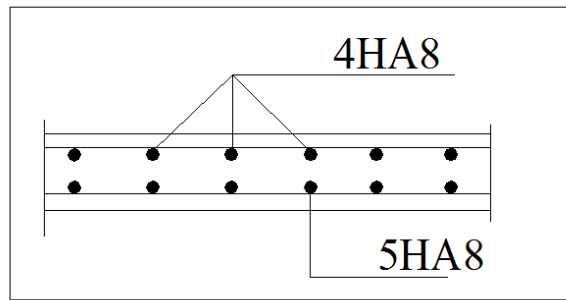
• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + nA'(y - c')^2 - nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupée dans le tableau suivant :

		Mt (KN)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s < σ̄ _s
Travée	(x-x)	6.68	2.51	2,83	5 041.91	0,32	vérifiée	20.63	vérifiée
	(y-y)	2.88	2.51	2,51	4409.38	0,34		19.23	
Appuis		2.6	1.13	2,51	3847.6	0.11		7.30	

Tableau III.19 : Vérification a l'ELS.

➤ D.) Schéma de ferrailage :**Figure.III.35** : Schéma de ferrailage de la dalle plein

CHAPITRE IV

Étude Dynamique

IV.1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements. Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction. Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

C'est pour cela que l'application du règlement parasismique algérien actuel - RPA99 version 2003 - qui concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Et de dimensionner les éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.3 Méthodes de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1 Méthode statique équivalente :

IV.3.1.1 Principe :

Cette méthode propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquer séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.3.2.2 Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Dans notre cas, on va appliquer la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul «**Autodesk Robot structural Analyse Professional 2014**».

IV.3.2.3 Présentation du logiciel :

Le 'Robot Structures Analyse' est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques, développé en Californie (U.S.A).

Robot structures analyse offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs. Ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire.

Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément.

La relation liant la force nodale $[F]$ au déplacement $[\delta]$ peut être dérivée la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité $[K]$ de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

Pourquoi le robot structure analyse ?

Nous avons fait appeler au logiciel (robot structures analyse) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale α_i .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

Ce système, qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position.
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphes bien détaillés.

IV.3.2.4 Étapes de modélisation :

Le mode opératoire du Robot peut se diviser en quatre étapes :

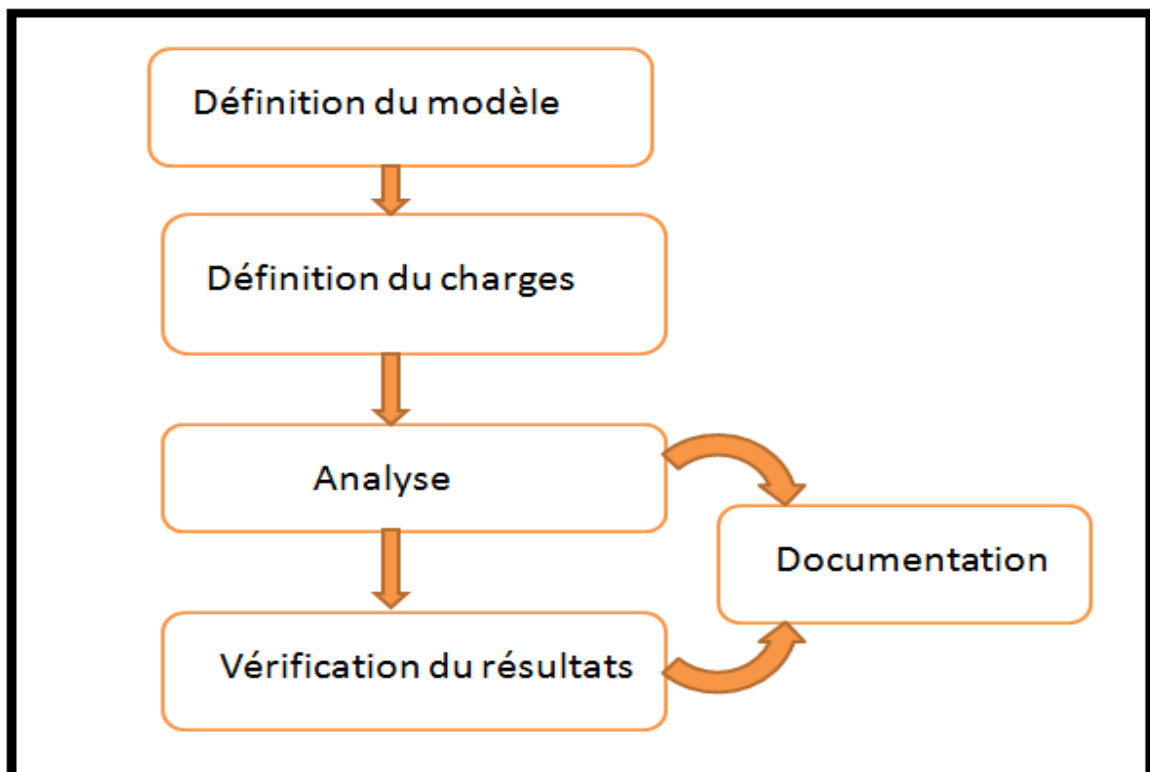


Figure IV- 1: Étapes de la modélisation d'une structure par logiciel robot structural analyse Professional.

1. Définition du modèle de la structure :

- choix de type de la structure : Pour notre cas, on étudiera une structure en coque.
- Configuration de préférence de l'affaire pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.
- Lignes de construction.
- Définir les sections transversales.
- Affectation des sections transversales.
- Création des éléments plaques et coques.
- Définition des degrés de liberté des nœuds de la base.
- Définition des étages.

2. Définition des Charges de la structure :

- Définition des cas de charges.
- Définition des valeurs de charges.

3. Définition des options de calcul :

Durant cette étape on choisie les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

Ensuite, on introduit les combinaisons de charges en fonction du type de structure, et pour terminer le logiciel propose un module de vérification du modèle de points de vue de la méthode des éléments finis qui sert à détecter les erreurs éventuelles de modélisation.

4. Exploitation des résultats :

Cette dernière partie concerne le traitement des résultats fournis par le logiciel.

IV.4 Modélisation :

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après **l'article 4.3.2.b du RPA 99/version 2003**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

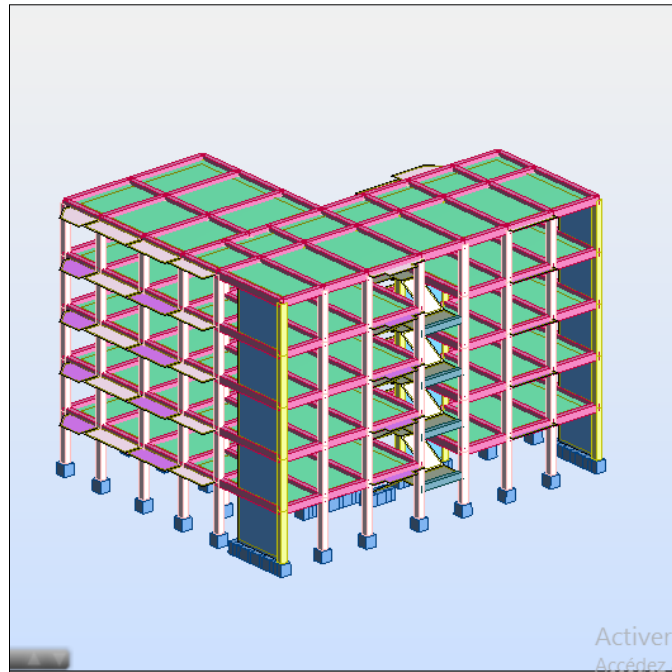


Figure IV- 2: Modélisation de la structure par l'interface de Robot Structural Analyse Professional.

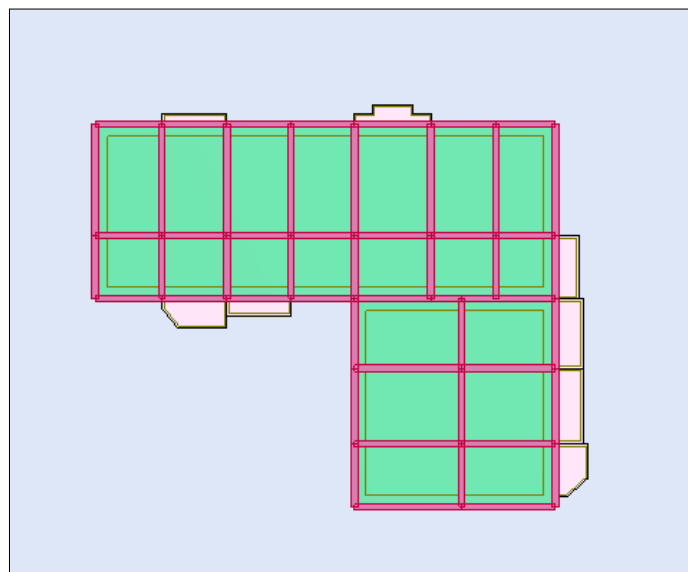


Figure IV- 3: Vue en plan du modèle de la structure.

IV.5 Combinaisons de charges :

Selon le **BAEL91** révisée 99 :

- ELU : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$
- ELS : $G + Q$

Selon le **RPA 99 / version 2003 :**

- ACC : $G + Q \pm E$
- ACC : $0,8 \times G \pm E$

- ACC : $G+Q+1.2E$

IV.6 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : Poids total de la structure.

IV.7 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

IV.7.1 Coefficient d'accélération A :

Selon RPA 99 / Version 2003.

- D'après la classification sismique de wilaya ANNABA : **Zone (II a)**
- Bâtiment à usage d'habitation collective sa hauteur totale **15.30m** : **Groupe d'usage 2**

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient:

$$\mathbf{A=0.15. (Tableau 4.1 de RPA 99 /version 2003)}$$

IV.7.2 Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de **R** est donnée par le (Tableau 4.3) de **RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'Article (3.4) du **RPA 99 / version 2003**. La structure étudiée est constituée de pratique et de voile, cependant le contreventement est assuré en totalité par les voiles. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 4**.

IV.7.3 Facteur de qualité Q :

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 :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots\dots\dots (\text{Tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 (page 41)})$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

IV.7.3.1 Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le **RPA 99 / ver 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **trois travées** dont le rapport des portées est $< 1,5$.

- **sens longitudinal :**

- 1^{ère} portique (**5 travée**) : $L_{\max}/L_{\min} = 4.9/3 = 1,63 > 1,5$ critère observé **$P_q = 0.05$**
- 2^{ème} portique (**3 travée**) : $L_{\max}/L_{\min} = 3.4/3 = 1,13 < 1,5$ critère non observé **$P_q = 0$**
- 3^{ème} portique (**2 travée**) : $L_{\max}/L_{\min} = 2.95/3 = 0.98 < 1,5$ critère observé **$P_q = 0$**

Dans notre cas pour le sens longitudinal, on a deux types de portiques dont le critère observé $\rightarrow P_q = 0$

- **Sens transversal :**

Dans notre cas il existe un type de portiques qui a deux travées alors le critère est n'est pas observé $\rightarrow P_q = 0.05$

IV.7.3.2 Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins (4) files de portiques, ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1,5**.

- **Sens longitudinal :**

Dans notre cas, il existe un type de portiques qui a trois files alors le critère n'est pas observé $\rightarrow P_q = 0.05$

- **Sens transversal :**

Dans notre cas, il existe un type de portiques qui a deux files alors le critère n'est pas observé $\rightarrow P_q = 0.05$

IV.7.3.3 Régularité en plan :

1. Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
2. L'excentricité (centre de gravité des masses- centre de rigidité) ne dépasse pas les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

3. La structure a une force compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 22,35 / 18,20 = 1,22 < 4 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

4. Le rapport de la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment par longueur totale dans une direction donnée n'excède pas **25%**.

• **Sens x :**

$$\frac{l_1 + l_2}{L} = \frac{9.90}{22.35} = 0.44 < 0.25 \dots\dots\dots \text{la condition est non vérifiée}$$

• **Sens y :**

$$\frac{l_1 + l_2}{L} = \frac{9.80}{18.20} = 0.53 < 0.25 \dots\dots\dots \text{la condition est non vérifiée}$$

Donc le critère non observé → **Pq = 0.00**

IV.7.3.4 Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste constante où diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.
- La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Donc, La structure est classée régulière en élévation → **Pq = 0**

IV.7.3.5 Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés → **Pq = 0,05**

IV.7.3.6 Contrôle de la qualité de l'exécution :

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

On considère que ce critère est observé : **Pq = 0,00**

Critère Q	Pq	
	Pqx	Pqy
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. redondance en plan	0,05	0,05
3. régularité en plan	0,00	0,00

4. régularité en élévation	0,00	0,00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00

Tableau IV-1: Pénalité en fonction de critère de qualité.

- **Sens longitudinal :**

$$Q_x = 1 + \sum_{q=1}^6 P_{qx} = 1 + 0,2 = 1,2$$

- **Sens transversal :**

$$Q_y = 1 + \sum_{q=1}^6 P_{qy} = 1 + 0,2 = 1,2$$

IV.7.4 Facteur de correction d'amortissement «η» :

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003 Article (4.3).}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,882 \geq 0,7 \text{ Avec : } \xi = 7\%$$

Ou ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type déstructure et de l'importance des remplissages.

ξ=7% pour un contreventement mixte (η= 0,882). (Tableau 4.2 de RPA 99 / version 2003).

IV.7.5 Période T1 et T2 du site considérée :

D'après le RPA99, Le site est considéré comme **site ferme(S2)**.

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1=0,15 \text{ sec} \\ \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.7de RPA 99 / version 2003).} \\ T_2=0,40 \text{ sec} \end{array} \right.$$

IV.7.6 Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{sec} \end{cases}$$

Avec :

S_a /g : Accélération spectrale.

T : Période fondamentale de la structure.

g : Accélération de la pesanteur.

IV.7.7 Caractéristiques de l'ouvrage :

- Zone **II-A**: sismicité moyenne.
- Groupe **2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- Site **S3**: $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,50$ sec
- Système de contreventement par des voiles : $R = 3.5$
- Coefficient d'accélération de la zone A = 0,15
- Facteur de qualité $Q = 1,20$
- Amortissement : $\xi = 7,00$ %

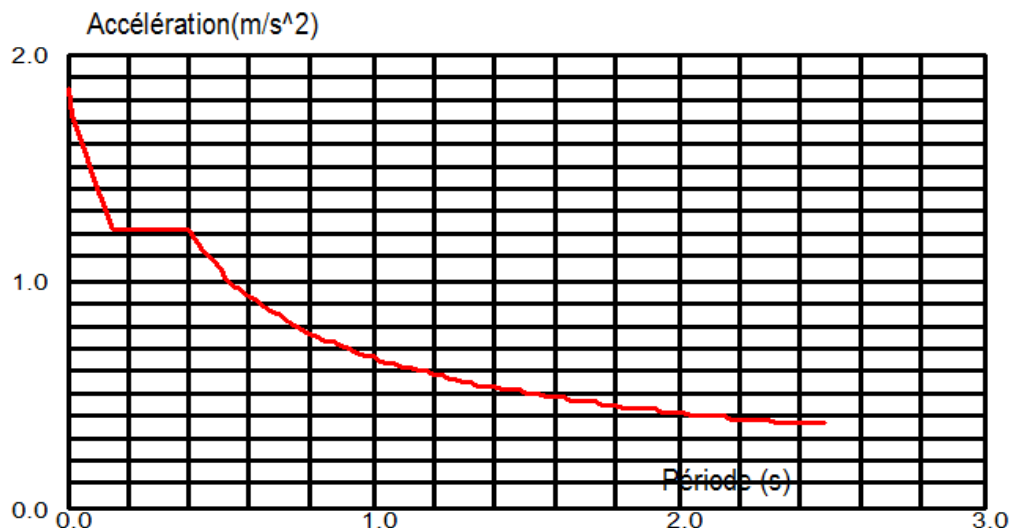


Figure IV- 4: Diagramme de spectre de réponse.

IV.7.7.1 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique :

$$T = \min \left\{ C_T (h_N)^{3/4}; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 15.3\text{m}$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage Portiques contreventés par des voiles avec remplissage en maçonnerie et donnée par le **RPA 99 / version 2003 (Tableau 4.6)**.

Dans notre structure : $C_T = 0,05$

1.

$$1. T = C_T (H_N)^{3/4} = 0.05 \times (15.3)^{3/4} = 0.386 \text{ sec}$$

$$2. T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

L : dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.

❖ $L_x = 22,65 \text{ m}$:

$$T_x = 0.09 \frac{H_N}{\sqrt{L}} = 0.09 \times \frac{15.3}{\sqrt{22.65}} = 0.289 \text{ sec}$$

❖ $L_y = 18,60 \text{ m}$:

$$T_y = 0.09 \frac{H_N}{\sqrt{L}} = 0.09 \times \frac{15.3}{\sqrt{18.60}} = 0.319 \text{ sec}$$

En prend $\rightarrow T = 0,289 \text{ sec}$.

IV.7.7.2 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Le facteur d'amplification dynamique est en Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

$T_2 = 0,50 \text{ sec}$; $\eta = 0,882$; $T = 0,289 \text{ sec}$

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$0,5 \leq T \leq 3,0 \text{ sec}$$

$$D = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.5}{0.289} \right)^{2/3} = 2.205$$

IV.7.7.3 Classification du système de contreventement :

Selon l'article 3.4 du RPA 2003, l'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement « **R** ».

Nous allons comparer la reprise des sollicitations due aux charges verticales des voiles par rapport aux poids total de la structure :

	la construction totale (W_t)	Les voiles (W_v)	20% la construction totale	vérification
Effort vertical total à la base [kN]	17122,43	3941,78	3424,486	$W_v > 20\% \cdot W_t$

Tableau IV- 2 : la vérification du poids de la structure.

Selon l'article 3.4.A.2 du RPA 2003, si les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles, nous sommes donc dans le « **système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé** ». Avec $R = 3,50$. Le modèle est relancer avec un coefficient de comportement égale à $R = 3.50$

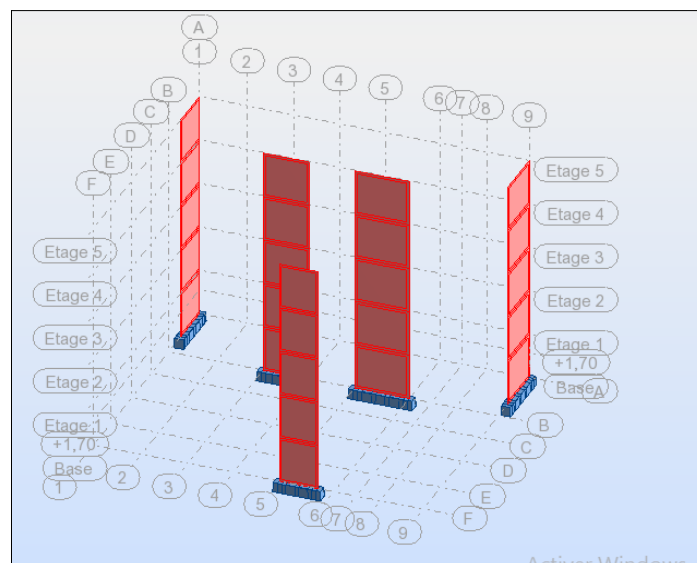


Figure IV- 5: la disposition des voiles

IV.8 Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum_1^n W_i = \sum_i^n W_{Gi} + \beta \sum_i^n W_{Qi} \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

Avec : W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **Tableau (4.5) du RPA.**

D'après RPA99 ; $\beta = 0,2$

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales due aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales due aux charges d'exploitation

Les masses sont calculées par le logiciel Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014.

Niveaux(m)	W étage (Kg)
4	2949.96
3	3487.69
2	3473.22
1	3487.31
RDC	3724.25
$\sum W_i$	17122.43

Tableau IV- 3:Poids des différents niveaux de la structure.

IV.9 Caractéristiques géométriques de la structure :**IV.9.1 Calcul de centre de torsion :**

Pour la détermination du centre de torsion, on utilise les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum (I_{xi} \cdot X_i)}{I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum (I_{yi} \cdot Y_i)}{I_{yi}}$$

Avec :

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

y_i : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

- ◆ **Pour les voiles:** Les dimensions sont constantes, alors :

$$I_{xi} = \frac{b \cdot x L^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{L x b^3}{12}$$

IV.9.2 Calcul de l'excentricité : Selon le **RPA** on doit calculer deux types d'excentricités :

- ◆ Excentricité théorique.
- ◆ Excentricité accidentelle.

IV.9.3 Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est donnée par les formules suivantes :

$$e_{xt} = |X_m - X_t|$$

$$e_{yt} = |Y_m - Y_t|$$

X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

IV.9.4 Excentricité accidentelle :

D'après le **RPA99 version 2003 (formule 4.3.7)**, On a : $e_{acc} = 5\% \cdot L$ Avec :

$$L_x = 22.35 \text{ m} \Rightarrow e_{acc,x} = 0,05 \times 22,35 = 1,117 \text{ m}$$

$$L_y = 18.20 \text{ m} \Rightarrow e_{acc,y} = 0,05 \times 18,20 = 0,91 \text{ m}$$

Coordonnées du nœud maître : Si On a : $e_{th} < e_{acc} \Rightarrow X_{NM} = X_t + e_{acc}$

IV.9.5 Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers. Il est donc nécessaire de connaître les centres de masses qui représentent les points d'application des forces sismiques

latérales. Le centre de masses sera déterminé pour chaque niveau, en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment ; planchers, poteaux, poutres, murs. ...etc.

Ce centre sera déterminé en utilisant la relation suivante :

$$X_{Mi} = \frac{\sum(W_i \cdot X_{Gi})}{\sum W_i} \text{ et } Y_{Mi} = \frac{\sum(W_i \cdot Y_{Gi})}{\sum W_i}$$

W_i : Poids propre de l'élément (i) du niveau considéré.

X_{Mi} , Y_{Mi} : coordonnées du centre de masse de l'élément (i) du niveau considéré par rapport a l'axe choisi. X_{Gi} , Y_{Gi} : coordonnées du centre de masses du niveau considéré.

IV.9.6 Caractéristiques de la structure :

Sont obtenus par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014** :

Niveaux	Centre des masses		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	$X_{m[m]}$	$Y_{m[m]}$	$X_{t[m]}$	$Y_{t[m]}$	$e_{xt[m]}$	$e_{yt[m]}$	$e_{acc.x}$	$e_{acc.y}$
RDC	13.32	10.80	13.52	10.69	0,20	0,11	1,20	0,96
1	13.36	10.84	13.52	10.69	0,16	0,15	1,20	0,96
2	13.37	10.81	13,52	10,69	0,15	0,12	1,20	0,96
3	13.36	70.84	13,52	10,69	0,16	0,15	1,20	0,96
4	13.36	10,92	13,52	10,61	0,26	0,31	1,20	0,96

Tableau IV- 4:Caractéristiques géométriques de la structure.

IV.10 Interprétation des résultats :

IV.10.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modale, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V_t > 80\% V$

➤ **Calcul La résultante de la force sismique totale :**

Le poids total de la structure est donné par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014 :**

$$W = 17122.43 \text{ KN}$$

IV.10.1.1 La méthode statique équivalente :

La force sismique totale V :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Donc : = 1860.78 KN

$$V_{X \text{ statique}} = V_{Y \text{ statique}} = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.15}{3.5} \times 17122.43 = 1860.78 \text{ KN}$$

$$80\% V_{st} = 1488.62 \text{ KN}$$

IV.10.1.2 La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Structural Analyses Professional 2014 résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$V_{x,dyn} = 1757,41 \text{ KN} \text{ et } V_{y,dyn} = 1742,01 \text{ KN}$$

♦ **sens longitudinal X-X :**

$$V_{x,dyn} = 1757,41 \text{ KN} > 80\% V_{x,st} = 1488.62 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

♦ **sens transversal Y-Y :**

$$V_{y,dyn} = 1742,01 \text{ KN} > 80\% V_{y,st} = 1488.62 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.10.2 Nombre de modes à considérer :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (4.3.4)**, 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 d'excitation doit être tel que :

- ♦ la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure
- ♦ le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée.

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 5)

T_k : le période du mode.

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{5} = 6.70 \Rightarrow K \geq 6 \text{ modes}$$

IV.10.3 Pourcentage des masses modales effectives :

Pour ce qui concerne les modes propres nous devons avoir :

- **UX > 60%** ou **UY > 60%** dans le **mode 1**.
- **UX > 60%** ou **UY > 60%** dans le **mode 2**.
- **RZ < 10 %** dans les **deux premier modes**.

La somme des **UX** et des **UY** doit être supérieure à **90%**

Résultats de l'analyse dynamique par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014**.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse modale effective(%)			Somme des Masses modales effectives (%)		
			Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	2,783	0,359	0,097	71,752	0	0,097	71,752	0
2	3,279	0,305	72,816	0,105	0	72,913	71,857	0
3	3,675	0,272	0,003	1,464	0	72,916	73,321	0
4	10,245	0,098	0,012	16,724	0	72,928	90,045	0
5	12,002	0,083	16,600	0,051	0	89,528	90,096	0
6	14,558	0,069	0,657	0,330	0	90,185	90,426	0

Tableau IV- 5:Période et facteur de participation massique.

À partir de ces résultats, on observe que :

- **UX = 72,81 > 60%** dans la deuxième mode.
- **UY = 71,75% > 60%** dans le deuxième mode.
- **RZ=0% < 10 %** dans les deux premier modes.
- La somme de **UY = 90,096% > 90%** à partir du cinquième mode.
- La somme de **UX = 90,185% > 90%** à partir du sixième mode.

Donc toutes les conditions sont vérifiées.

IV.11 Vérification de la période :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (A.4.2.4.4)**, La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de : $T = 0.359 \text{ sec}$

Cette période est jugée acceptable comparée à celle formulée par le RPA99 Version 2003 qui est :

$$T + 30\% T$$

$$T_{\text{dyn}} = 0,359 \text{ sec} < 1,30 \times T = 0,289 \times 1,3 = 0,375 \text{ s} \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

- ♦ Le 1^{er} mode est un mode de translation selon X.
- ♦ Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon Y.
- ♦ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation autour Z.

Modes : 01

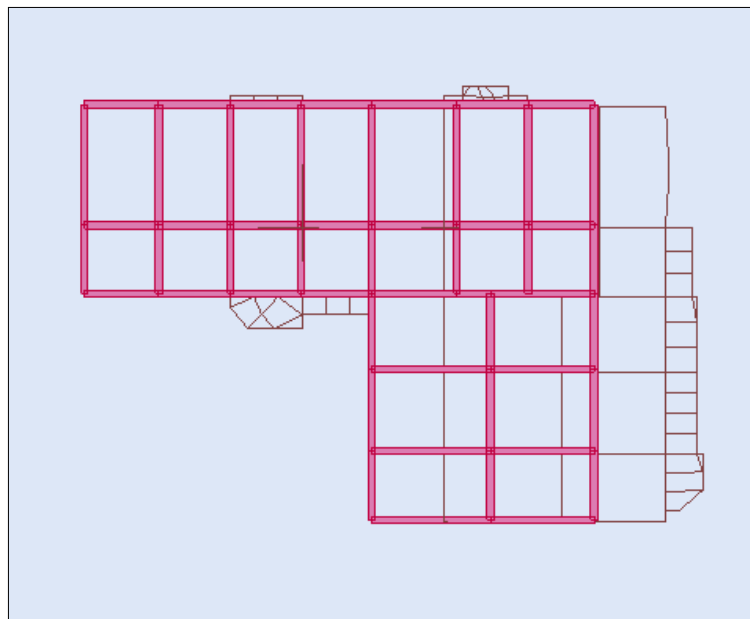


Figure IV- 6: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques.

Modes : 02

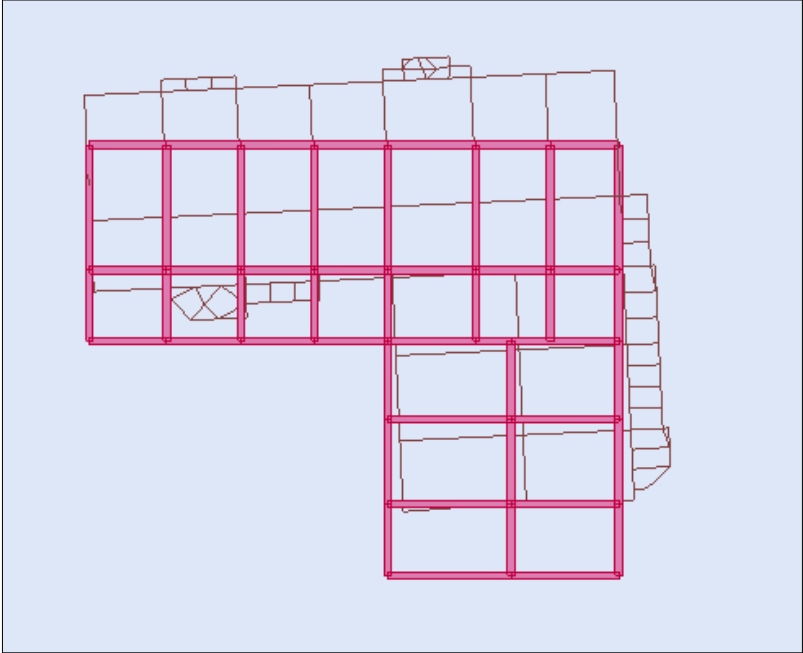


Figure IV- 7:2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques.

Modes : 03

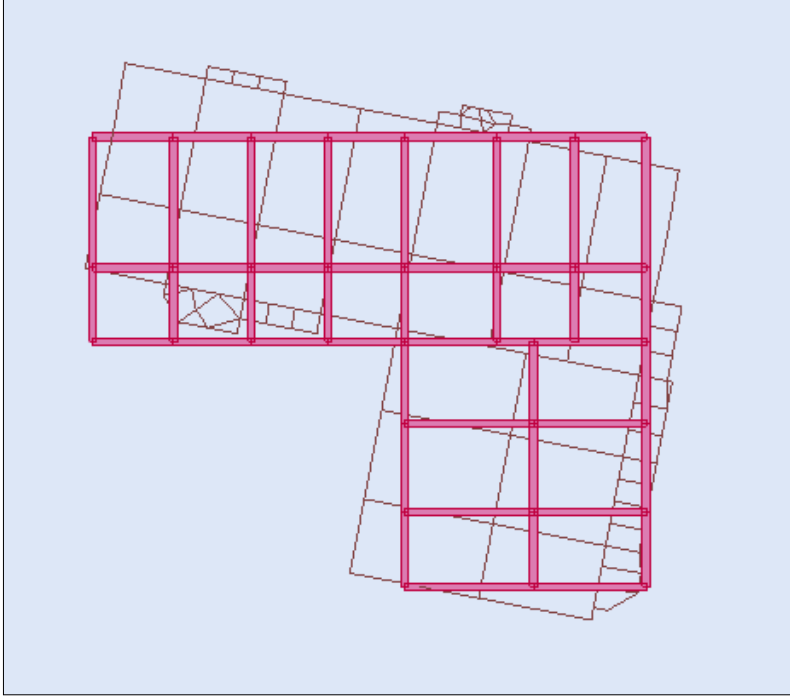


Figure IV- 8:3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques.

IV.12 Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le RPA99/version2003, consiste en la vérification des déplacements inter –étage, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

1. la stabilité structurelle.
2. l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux.
3. le confort humain durant et après les effets du séisme.

◆ Déplacement horizontal :

D'après le **RPA 99 V2003 Article (A. 4.4.3)**, le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

Avec δ_k : Déplacement horizontal au niveau k.

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i obtenu par Robot Structural Analyses Professional 2014.

R : Coefficient de comportement de la structure.

◆ Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) : est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

◆ Déplacement relatif admissible (toléré) :

En effet, selon l'**Article (5-10) du RPA99 Version 2003**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$$

$$\bar{\Delta} = 1\% h_e \text{ avec } h_e: \text{Hauteur d'étage.}$$

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

Niveau	h _k (m)	$\delta_k = R \times \delta_{ek}$		Vérification(Δ_k)	
		sensx	sensy	Sensx	sensy
RDC	3,06	0,173	0,241	0,176 < 3.06	0,241 < 3.06
1	3,06	0,310	0,431	0,310 < 3.06	0,431 < 3.06
2	3,06	0,362	0,497	0,362 < 3.06	0,497 < 3.06
3	3,06	0,362	0,491	0,362 < 3.06	0,491 < 3.06
4	3,06	0,330	0,445	0,330 < 3.06	0,445 < 3.06

Tableau IV- 6 : Les déplacements relatifs pour chaque niveau dans les deux sens

IV.13 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (A. 4.2.5)**, La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

Calcul V:

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \rightarrow \begin{cases} F_t = 0,07 T.V & \text{Si: } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{Si: } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T : la période fondamentale de la structure en secondes

Dans notre cas On a : **T = 0.291 sec < 0.70 sec → Ft = 0**

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression:

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau i,

W_i : Poids propre de l'étage i ;

h_i : Hauteur de l'étage ;

V: Force sismique totale.

F_t : force concentrée au sommet de la structure,

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} = \frac{(V - 0) \cdot W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$F_i = \frac{V \cdot W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$V_{x,dyn} = 1757.41 \text{KN} \text{ et } V_{y,dyn} = 1742,01 \text{KN}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

2	W _i (KN)	h _i (m)	W _i x h _i	F _{ix} (KN)	F _{i,y} (KN)
RDC	3724,25	3,06	11 396,21	104,48	108,13
1	3487,31	6,12	21 342,34	230,54	226,58
2	3473,22	9,18	31 884,16	332,52	333,06

3	3487,69	12,24	42 689,33	486,79	480,12
4	2949,96	15,3	45 134,39	603,08	594,12
$\sum W_i$	17 122,43		152 446,42	1 757,41	1 742,01

Tableau IV- 7 : Efforts tranchants résultants.

IV.14 Justification de la stabilité 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 :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

Moment résistant :

$$M_{résist.x} = W_T \frac{L}{2}$$

Sens x-x:

- $M_{résist.x} = 17122.43 \times \frac{22.35}{2} = 191343.15 \text{ KN.m}$

Sens y-y:

- $M_{résist.y} = 17122.43 \times \frac{18.20}{2} = 155814.11 \text{ KN.m}$

Moment de renversement :

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot h_i$$

Niveau	h_i (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{renv_x} (KN.m)	M_{renv_y} (KN.m)
RDC	3,06	104,48	108,13	319,70	330,87
1	6,12	230,54	226,58	1410,90	1386,66
2	9,18	332,52	333,06	3052,53	3057,49
3	12,24	486,79	480,12	5958,30	5876,66
4	15,3	603,08	594,12	9227,12	9090,03
Total	$M_{renv} = \sum F_i \cdot h_i$			19968.55	19741,71

Tableau IV- 8: Moments de renversement M_{renv_x} et M_{renv_y} .

- Sens x-x:

$$M_{rev.x} = \sum F_{ix} \cdot h_i = 19968.55 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{rés.x}}{M_{rev.x}} = \frac{191343.15}{19968.55} = 9.58 > 1.5 \dots\dots\dots CV$$

- Sens y-y:

$$M_{rev.y} = \sum F_{iy} \cdot h_i = 19741,71 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{rés.y}}{M_{rev.y}} = \frac{155814.11}{19741,71} = 7.89 > 1.5 \dots\dots\dots CV$$

⇒La stabilité de la structure au renversement est vérifiée

IV.15 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Définition :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

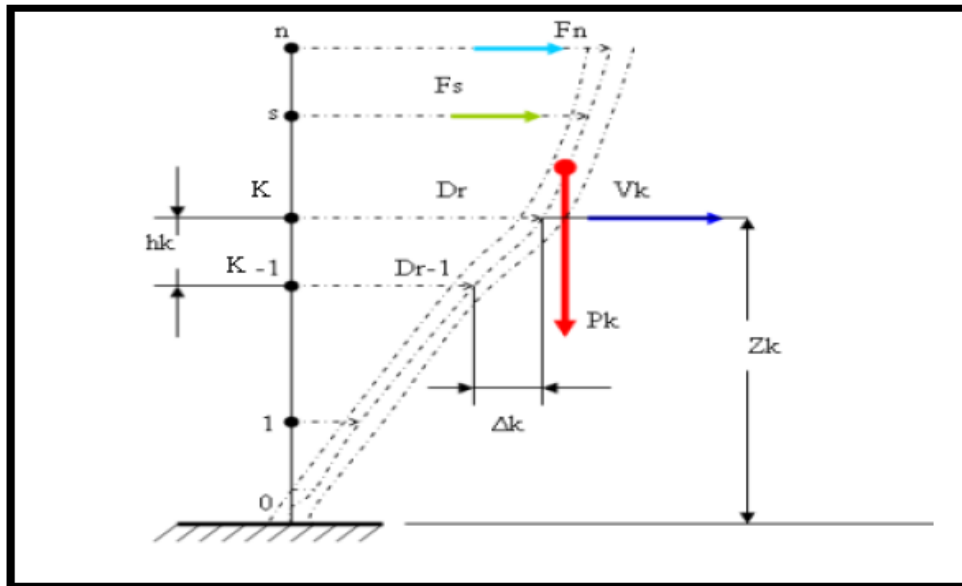


Figure IV- 9:Effet P-Δ.

Selon le RPA 99 / version 2003 Article (5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges exploitations associées au dessus du niveau "k"

$$P_k = \sum (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k "

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : Hauteur de l'étage k

- Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, 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^o ordre

par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

- Si : $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_{.kx}(\text{KN})$	$h_k (\text{cm})$	θ_k
RDC	17 122,43	0,173	1757,41	306	0,006
1	13 398,18	0,31	1652,93	306	0,008
2	9 910,87	0,362	1422,39	306	0,008
3	6 437,65	0,362	1089,87	306	0,007
4	2 949,96	0,33	603,08	306	0,005

Tableau IV- 9: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex).

Niveau	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_{.ky}(\text{KN})$	$h_k (\text{cm})$	θ_k
RDC	17 122,43	0,241	1742,01	306	0,008
1	13 398,18	0,431	1633,88	306	0,012
2	9 910,87	0,497	1407,3	306	0,011
3	6 437,65	0,491	1074,24	306	0,010
4	2 949,96	0,445	594,12	306	0,007

Tableau IV- 10:Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison Ey).

On remarque que $\theta_k \leq 0,1$ pour tous les niveaux, on peut conclure donc que l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux directions.

Conclusion :

Suivant **les vérifications imposées par le Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 / version 2003)** notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

CHAPITRE V

Etude des éléments principaux

V.1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel de poteaux, poutres et voiles, liés Rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par du logiciel Robot.

- ◆ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- ◆ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ◆ Les voiles seront dimensionnés en flexion composée

V.2 Étude des Poutres :

V.2-1 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les planchers aux poteaux. Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- ◆ Moment fléchissant.
- ◆ Effort tranchant.
- ◆ Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé ; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

V.2.2 Combinaisons :

- ◆ Les combinaisons fondamentales Selon **BAEL 91 révisée 99** :

$$\text{E.L.U : } 1,35G + 1,5 Q$$

$$\text{E.L.S : } G + Q$$

- ◆ Les combinaisons accidentelles selon **RPA 99/version 2003** :

$$\text{E.L.A :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1.2 E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Pour les combinaisons fondamentales, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison E.L.S

V.2.3 Calcul des armatures longitudinales :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (7.5.2.1) :**

- a. Le pourcentage total minimum sera de : $A_s \geq A_{\min} = 0,5 \% b.h$
- b. Le pourcentage total maximum : $A_s \geq A_{\max} = 4\% b.h$ en zone courante.
 $A_s \geq A_{\max} = 6\% b.h$ en zone de recouvrement.

Le pourcentage minimal est limité par:

$$\begin{cases} 0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \dots\dots\dots \text{En zone courante} \\ 0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \dots\dots\dots \text{En zone de recouvrement} \end{cases}$$

- c. Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- d. La longueur minimale de recouvrement : $L_{\text{recouv}} = 40 \Phi_L$ (zone II a).

D'après le BAEL 91 révisée 99 Article (B.7.4) :

- e. La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \cdot b \times d \dots\dots\dots \text{pour les armatures tendues}$$

V.2.4 Calcul des armatures transversales :

D'après le **RPA 99 Article (7.5.2.2)**

- a. Les armatures transversales minimales des poutres sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$: A_{t,\min} = 0,003.S.b$$

Avec :

- b : Largeur de la section.
- S : L'espacement des armatures transversales.

Espacement des armatures transversales (les cadres) :

- ♦ Zone nodale et en travée :

$$S \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\text{cm} \right)$$

- ♦ En dehors de la zone nodale :

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

b. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nœud l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.5 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

Situation durable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Situation accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 21,74 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

V.2.6 Exemple d'étude de la poutre principale:

V. 2.6.1 Ferrailage des poutres: (flexion simple)

V. 2.6.1.1 Ferrailage de la Poutre Principale (30x45) cm :

Section (cm ²)	ELU		ELS		ELA	
	M _{ut} (KN.m)	M _{ua} (KN.m)	M _{st} (KN.m)	M _{sa} (KN.m)	M _{acct} (KN.m)	M _{acca} (KN.m)
30x45	51.27	125.37	37.36	91.08	105.21	133.27

Tableau V- 1: Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons.

♦ **Calcul des armatures longitudinales selon RPA99Version 2003 :**

1. Armatures minimales:

$$A_{min} = 0,5 \% b.h$$

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

2. Armatures maximales :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{max} = 4\% b.h \dots\dots\dots \text{en zone courante.} \\ A_{max} = 6\% b.h \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante.} \\ A_{max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

- ♦ Calcul les armatures longitudinales selon BAEL 91 mod99 :

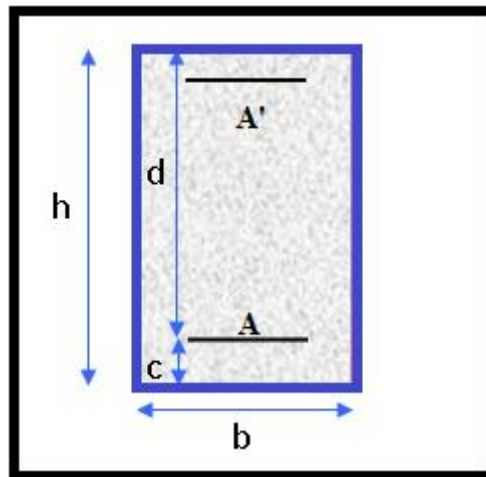


Figure V- 1:section de poutre.

3. Condition de non fragilité(A.4.2.1 du BAEL) :

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

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 42 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

- Calcul du ferrailage à l'ELU :
- Ferrailage en travée :

$$M_{T,ELU} = 51.27 \text{ KN.m} = 51.27 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

- Calcul des moments réduits :

$$\mu = \frac{M_{u \text{ tra}}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{51.27 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.30 \times (0.42^2)} = 0.073$$

$$\mu = 0.068 \leq \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.088 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.965$$

- Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A = \frac{M_{u\text{tra}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{51.27 \times 10^3}{348 \times 0.965 \times 40.5} = 3.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = 3.64 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul du ferrailage En appui :**

$$M_{u,\text{appui}} = 125.37 \text{ KN.m} = 125.37 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

• **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = \frac{M_{u\text{appui}}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{125.37 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.30 \times (0.42^2)} = 0.174$$

$$\mu = 0.167 \leq \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.230 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.908$$

• **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A = \frac{M_{u\text{appui}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{125.37 \times 10^3}{348 \times 0.908 \times 42} = 9.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = 9.57 \text{ cm}^2$$

• **Combinaison accidentelle ELA :**

◆ **En travée :**

$$M_t^{\text{acc}} = 131.73 \text{ KN.m} = 131.73 \times 10^{-3} = \text{MN.m}$$

• **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{131.73 \times 10^{-3}}{21.74 \times 0.30 \times (0.42^2)} = 0.175$$

$$\mu = 0.175 \leq \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.243 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.903$$

• **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A = \frac{M_{u \text{ appui}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{131.73 \times 10^3}{400 \times 0.948 \times 42} = 9.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{acc} = 9.98 \text{ cm}^2$$

♦ En appui :

$$M_a^{acc} = 166.05 \text{ KN.m} = 166.05 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

• Calcul des moments réduits :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{166.05 \times 10^{-3}}{21.74 \times 0.30 \times (0.42^2)} = 0.221$$

$$\mu = 0.221 \leq \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.316 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.874$$

• Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A = \frac{M_{u \text{ appui}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{166.05 \times 10^3}{400 \times 0.874 \times 42} = 13.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{acc} = 13.01 \text{ cm}^2$$

➤ Détermination des armatures :

En travée : $A_t = \max(A_{cal} ; A_{acc} ; A_{\min(RPA)} ; A_{\min}) = 9.98 \text{ cm}^2$

En appui : $A_t = \max(A_{cal} ; A_{acc} ; A_{\min(RPA)} ; A_{\min}) = 13.01 \text{ cm}^2$

➤ Choix des armatures :

Le choix des armatures en travée : «A= **3HA16 FILANT+2HA16 RENFORT**» de section.

10.05 cm².

Le choix des armatures sur appuis : «A= **3HA16 FILANT+4HA16 RENFORT** » de section **14.07** cm².

➤ Tableau récapitulatif :

Poutres principales	Combinaison		As calculé (cm ²)	A _{smin} (RPA99) (cm ²)	A _{smin} (BAEL) (cm ²)	As adopté (cm ²)

30 x 45	ELU	En Travée	3,64	6,75	1,63	3HA16F+ 1HA16R = 8,04
		Sur Appuis	9,57			3HA16F+ 2HA16R = 10,05
	ACC	En Travée	9,98			3HA16F+ 2HA16R = 10,05
		Sur Appuis	13,01			3HA16F+ 4HA16R = 14,07

Tableau V-2 : Résultats de calcul de ferrailage des poutres principales.

• **Vérification des contraintes à L'ELS :**

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable, on considère un mal exécution (A.4.5.31 du BAEL91 V 99).

♦ **Données :**

	M _{ser} (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	As (cm ²)	As' (cm ²)
en travée	37.36	30	45	42	3	15	2.62	0
Sur appuis	91.08	30	45	42	3	15	6.66	0

Tableau V- 3:Donnés de vérification a l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation : $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')$$

♦ **Etat limite de compression de béton: (A.4.5.2du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = k.y \text{ et } k = \frac{M_{ser}}{I}$$

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

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

	y (cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (MPA)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Vérification
en travée	12.22	231622.708	0,421	5.15	15	C-V
Sur appuis	14.44	166568.966	0.580	8.38	15	C-V

Tableau V- 4:Vérification d'état limite de compression de béton.

♦ **État limite d'ouverture de fissures: (A.4.5.3du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

Avec :

σ_{st} Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = 15k(d - y) \text{ et } k = \frac{M_{ser}}{I}$$

$\overline{\sigma}_{st}$ Contrainte limite dans l'acier tendu :

Pour une fissuration préjudiciable : selon article (A.4.5.33 du BAEL 91 modifiée 99)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\}$$

Les résultats de $\eta = 1.6$ pour un acier a haute adhérence.

vérification sont donnés par le tableau suivant :

	y (cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{st} (MPA)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPA)	vérification
en travée	15.26	12381.77	0,0302	114.33	201,63	OK
Sur appuis	16.87	149011.87	0,0593	200.49	201,63	OK

Tableau V- 5:vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

♦ **Commentaire :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \end{cases} \text{ Donc les sections d'armatures choisies sont justifiées à ELS.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :** cas de fissurations préjudiciables selon article (A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99) et (A.5.1.2.1.1 du CBA93) :

Pour l'effort tranchant maximal, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable.

$$T_u^{max} = 153.83 \text{ KN}$$

La condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (2,50 ; 5 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{107.97 \times 10^3}{300 \times 405} = 0.888 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.888 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 2.50 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification au glissement :**

Sur Appui :

$$T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0 \quad \text{Avec : } \begin{cases} T_u^{max} = 153.83 \text{ KN} \\ M_u = -125.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} = 153.83 - \frac{125.37}{0.9 \times 0.405} = -226.35 \leq 0 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux des appuis

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (A.5.1.3.1.3 du BAEL) :**

$$T_u \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 42 = 36.45 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = 153.83 \text{ KN} \leq 0.8 \times \frac{25}{1.50} \times 37.8 \times 30 = 15120 \text{ KN}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

• **Armature transversale :**

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutre.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b : Largeur d'âme de la poutre.

$$\phi_{t \max} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{450}{35}; 16; \frac{300}{10}\right)$$

$$\phi_{t \max} \leq \min(12.86; 16; 30)$$

$$\phi_{t \max} = 12.86 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235

Espacement des armatures transversales (les cadres) :

1. Selon BAEL 91 modifiée 99 et (CBA A.5.1.2.3) :

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

$$S_{t1} = \min(37.8; 40\text{cm})$$

$$S_{t1} = 37.8\text{cm}$$

$$\diamond \quad \frac{A_t \cdot f_e}{S_{t2} \cdot b_0} \leq 0,40 \Leftrightarrow S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} \rightarrow S_{t2} \leq \frac{2,01 \cdot 235}{0,4 \cdot 30} \leq 39,36\text{cm}$$

$$S_{t2, \max} = 39,36\text{cm}$$

$$\diamond \quad \frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times K}{0,8 \times f_e (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple) ; $\alpha = 90^\circ$

Donc :

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3f_{t28})}$$

$$S_{t3} \leq \frac{2,01 \cdot 0,8 \cdot 235}{30 \cdot (1,013 - 0,3 \cdot 2,1)} = 32,88\text{cm}$$

$$S_{t3, \max} = 32,88\text{cm}$$

2. Selon l'RPA99Version 2003 :

- ◆ Zone nodale :

$$S_{t \max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \varphi_L; 30cm\right)$$

$$\varphi_L = 20mm$$

$$S_{t \max} \leq \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 2; 30cm\right)$$

$$S_{t \max} \leq \min(11.25; 24; 30cm)$$

$$S_{t \max} = 11.25cm$$

- ◆ En dehors de la Zone nodale :

$$S'_{t \max} \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_{t \max} \leq \frac{45}{2} = 22.5cm \Rightarrow S'_t = 15cm$$

- Armatures minimales:

$$A_{t,\min} = 0,003.S.b$$

- ◆ Zone nodale :

$$A_{t \min} = 0.003.S.b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90cm^2$$

- ◆ En dehors de la Zone nodale :

$$A_{t,\min} = 0,003.S.b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35cm^2$$

- Choix des armatures :

Zone nodale :

$$A_t = n \cdot \varphi_t = 4 \times \varphi_8 = 2.01cm^2 > 0.90 cm^2$$

Zone courant :

$$A_t = n \cdot \varphi_t = 4 \times \varphi_8 = 2,01cm^2 > 1,35$$

Longueur de répartition des armatures transversales de la zone nodale :

$$S_t = 10cm$$

$$L' = 2h = 2 \times 0.45 = 0.9m$$

$$A_t = n \cdot \varphi_t = 8 \times \varphi_8 = 4,02cm^2 > 1,35$$

=> [8 (cadre+étier) pour 0,9m]

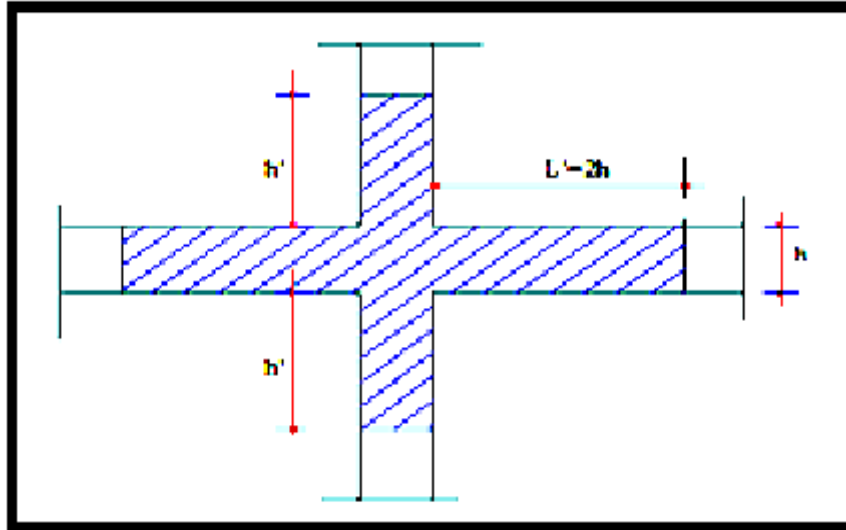


Figure V- 2:zone nodales.

➤ **Longueur de recouvrement des armatures longitudinales:**

$$L_r^{\min} = 40 \cdot \phi_{L_{\max}}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 65 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91 modifiée 99, il faut que les conditions suivant soient vérifiées la flèche totale est :

$$f \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L(m)}{500} \quad \text{si} \quad L < 5m \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \quad \therefore \text{si} \therefore L > 5m \end{array} \right.$$

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est

$$\text{donnée par : } f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Avec :

f_{\max} : Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la section de la poutre.

q : charge uniformément répartie déterminé à L ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I = b h^3/12$

• **Calcul de la flèche :**

L : la portée maximale des poutres principales :

Dans notre cas : $L=4.90 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$

A partir de logiciel robot, On a $f_{\max} = 0,3 \text{ cm}$

Donc :

$$f_{\max} = 0,3 \text{ cm} < \bar{f} = 0,9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} .$$

V.2.7. Exemple d'étude de la Poutre secondaire (30x35) cm :

1. Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons (35x30) cm² :

Section (cm ²)	ELU		ELS		ELA	
	M _{ut} (KN.m)	M _{ua} (KN.m)	M _{st} (KN.m)	M _{sa} (KN.m)	M _{acct} (KN.m)	M _{acca} (KN.m)
30x35	12.79	27.25	9.23	19.96	53.76	71.51

Tableau V- 6:Sollicitations dans les poutres sous différents combinaisons.

2. Ferrailage longitudinale des Poutres secondaires (35x30) cm² :

Section (cm ²)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	A _a	A _t	A _{RPA}	A _{min}	A _{adp}	
							Appui	Travée
30x35	27.25	12.79	5.25	5.25	5,25	1,16	3HA16=6.03cm ²	3HA16=6.03cm ²

Tableau V- 7:Ferrailage longitudinale des poutres secondaires.

• **Tableau récapitulatif :**

Poutres secondaires	Combinaison		As calculé (cm ²)	A _{smin} (RPA99) (cm ²)	A _{smin} (BAEL) (cm ²)	As adopté (cm ²)
30 x 35	ELU	En Travée	1,17	5,25	1,16	3HA16F = 6,03

ACC	Sur Appuis	2,53	3HA16F = 6,03	
	En Travée	5,17		3HA16F = 6,03
	Sur Appuis	7,06		3HA16F+ 1HA16R = 8,04

Tableau V-8 : Résultats de calcul de ferrailage des poutres secondaires.

3. Ferrailage transversal des poutres secondaires :

Armature transversal (cm ²)							
Section (cm ²)	A _{tmin} (cm ²) RPA	Φ (mm)	S _t (cm) (zone nodale)	S' _t (cm) (zone courante)	L _r ^{min} = 40 × φ _{Lmax} (cm)		
30x35	1,35	Ø8	10	15	50	60	70 105

Tableau V- 9:Ferrailage transversal de poutres principales et secondaires.

4. Vérifications des Poutres secondaires (30×35) cm² :

V _u (KN)	σ _{bc t} (Mpa)	σ _{bc a} (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ _{st t} (Mpa)	σ _{st a} (Mpa)	σ _{st} (Mpa)	τ _u (Mpa)	τ _{bu} (Mpa)	f (cm)	f _{limite} (cm)
42,10	5,77	8.85	15	166,25	199,50	201,63	0,39	2,50	0,2	0,9

Tableau V- 10:Vérification des Poutres secondaires.

V.2.8. Schéma de ferrailage :

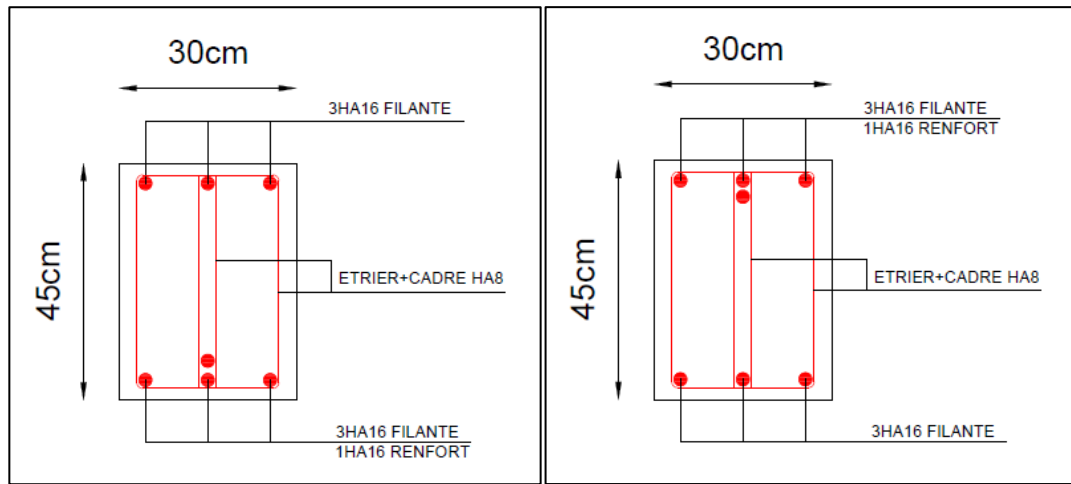


Figure V- 3: Schéma de ferrailage des poutres principales (30×45) cm selon le calcul à L’E.L.U sur travée et appui.

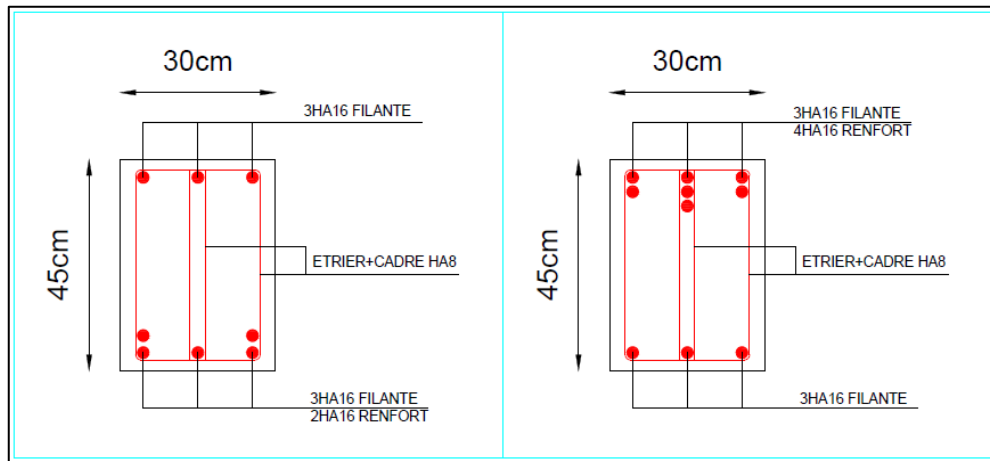


Figure V-4 : Ferrailage des poutres principales (30×45) cm selon le calcul à L’E.L.ACC sur travée et appui.

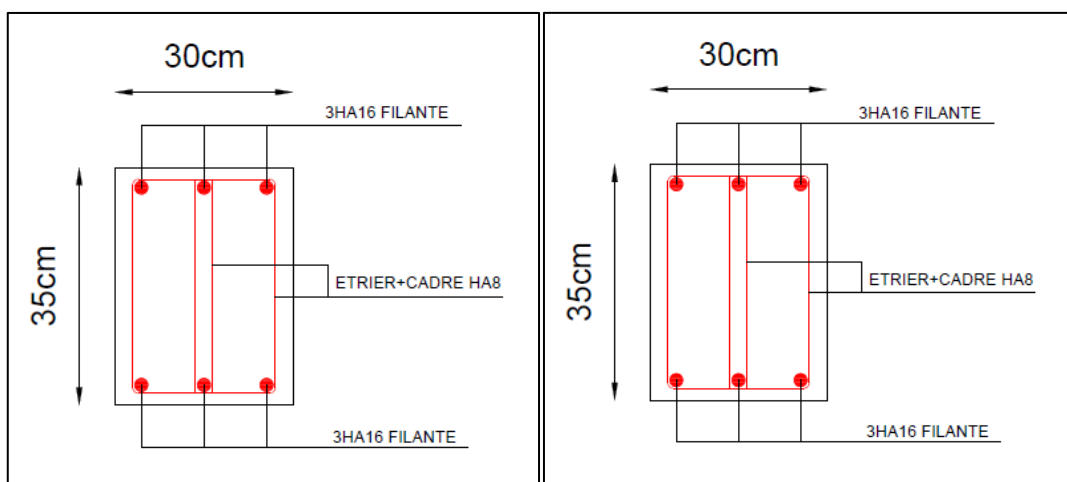


Figure V- 5: Schéma de ferrailage des poutres secondaires (35×30) cm selon le calcul à L’E.L.U sur travée.

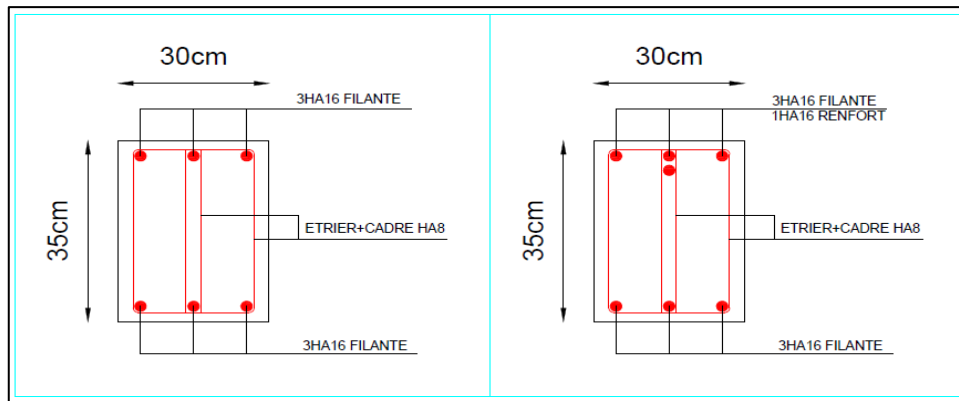


Figure V-6 : Ferrailage des poutres secondaires (35×30) cm selon le calcul à L'E.L.ACC
Sur appui.

VI-3 Etude des poteaux :

Le poteau est un élément vertical, il transmet les efforts aux fondations. Sa section est soumise à la compression simple sous un effort normal.

On constate généralement deux types de comportement pour les poteaux : La compression simple et la flexion composée :

- Une section soumise à la compression simple qui a uniquement un effort normal de compression (N) centré.
- Une section est soumise à la flexion composée lorsqu'elle reprend :
 - Soit un effort normal N et un moment fléchissant M appliqués au centre de gravité du béton seul.
 - Soit un effort normal N excentré de $e_0 = M/N$ par rapport au centre de gravité du béton seul.

Le point d'application de N est appelé le centre de Pression.

Une section soumise à la compression simple est une :

- Section entièrement comprimée SEC.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.

- Section partiellement comprimée SPC.

❖ **Dimensionnement du poteau :**

• **Vérification à la compression (article 7-4-3 RPA 99/V2003) :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_u}{B_c F_{c28}} \leq 0,3$$

Où

- N_u : désigné l'effort normal de calcul s'exerçants une section de béton.
- B_c : est la section brute du poteau.
- f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

• **Exemple : (poteau 40 x 40 cm²) :**

$$v = \frac{N_u}{B_c \cdot F_{c28}} = \frac{1128,74 \cdot 10^3}{(400 \cdot 400) \cdot 25} = 0,28 < 0,3 \dots\dots\dots C.V$$

a) **Section des armatures longitudinales :**

- **Le calcul sera à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT BA.**

Le tableau suivant regroupe Les valeurs de l'effort normal N et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz) suivant la combinaison la plus défavorable :

Combinaison	Nmax (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU	1112.53	-22.25	22.25
ACC	825.74	-3.47	-25.11

Tableau V- 11: Résultats de l'effort normal N et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz).

Le tableau suivant regroupe Les valeurs du moment fléchissant M maximale et les valeurs correspondantes de l'effort normal N suivant la combinaison la plus défavorable :

Combinaison	Mmax (KN.m)	N(KN)
ELU	-57,82	128,05
ACC	-60,84	99,03

Tableau V-12:Résultats de l'effort normal Net les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz).

- Le tableau suivant regroupe Les valeurs de l'effort normal N minimal et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz) suivant la combinaison la plus défavorable :

Combinaison	Nmin (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU	47.80	-7,23	-16,96
ACC	14,29	-20,45	-37,00

Tableau V-13:Résultats de l'effort normal N minimal et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz).

- Selon RPA 99 :« Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux. »
- Le calcul sera en flexion déviée composée.
- Conditions de fissuration: préjudiciable
- Classe C20/25
- Fc28 : 25 MPA
- Type d'acier : haute adhérence

- Fe : 400 MPA

Le tableau suivant regroupe les résultats des sections d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons :

poteau	Combinaison	As (cm ²)
40x40	ELU	6,4
	ACC	6,4

Tableau V- 14: résultats des sections d'armature calculée pour les poteaux.

b) Vérification selon BAEL :

$$A_{min} \leq A_s \leq A_{max}$$

- $A_{min} = \max (0,2\%B ; 4.U) = \max (3,2\text{cm}^2 ; 6,4\text{cm}^2) = 5,6 \text{ cm}^2$

U: périmètre de la section du poteau en mètre.

- $A_{max} = 5\%B = 80 \text{ cm}^2$

Donc : $A_{min}=6,4 \text{ cm}^2 \leq A_s = 6,4 \text{ cm}^2 < A_{max}=80\text{cm}^2$

Donc on prend : $A_s = A_{min} = 6,4 \text{ cm}^2$

c) Vérification selon RPA99 :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets:

- Leur pourcentage minimal sera de:

$$A_{min} = 0,8 \% b.h \text{ (zone IIa)} = 0,8/100*40*40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,4 \text{ cm}^2 < A_{min} = 12,8\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Donc on prend : $A_s = 12,8\text{cm}^2$.

- Leur pourcentage maximal sera de:

$$A_{max} = 4\% bh = 4*40*40/100 = 64 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante) } \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$A_{max} = 6\% bh = 6*40*40/100 = 96 \text{ cm}^2 \text{ (zone recouvrement) } \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- Le diamètre minimum est de 14mm.

Donc on choisit : $A_s = 8HA16 = 16,08 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale des recouvrements est de:

$40\phi = 40 * 1,6 = 64 \text{ cm}$ (zone IIa)

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser:

25cm (zone IIa).

- **Tableau récapitulatif :**

poteaux	Combinaison	As calculé (cm2)	Asmin (RPA99) (cm2)	Asmin (BAEL) (cm2)	As adopté (cm2)
40 x 40	ELU / ACC	6,4	12,8	6,4	8HA16 = 16,08

Tableau V-15 : Résultats de calcul de ferrailage des poteaux.

d) Armature transversale: (RPA99/version2003)

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

- h_1 hauteur totale de la section brute.
- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- St est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

V_u est l'effort tranchant de calcul = **33,43 KN**.

e) L'espacement des armatures transversales exigé par RPA 99 :

Zone nodale :

- $S_t \leq \min(10\phi_1 ; 15\text{cm})$ en zone IIa

On prend: $S_t = 15\text{ cm}$

Zone courante :

- $S_t' \leq 15\phi_1$ en zone IIa

On prend: $S_t' = 15\text{cm}$

Coefficient correcteur ρ :

$$\text{On a : } \lambda = \frac{0,7 \cdot 3,06}{0,40} = 5,35$$

Alors: $\lambda \geq 5 \Rightarrow \rho = 2,5$

$$A_t = \frac{2,5 \cdot 33,43 \cdot 15}{40 \cdot 235} = 0,13\text{ cm}^2$$

f) Disposition du ferrailage :

Comme nous venons de le voir, il faut remarquer que les poteaux en béton armé comportent deux types de ferrailage :

- Le ferrailage longitudinales, barre verticales disposées le long de l'axe du poteau.
- Des armatures transversales (cadres) régulièrement espacées tout le long du poteau.

Sur la figure suivante on représente le ferrailage du poteau central en béton armé.

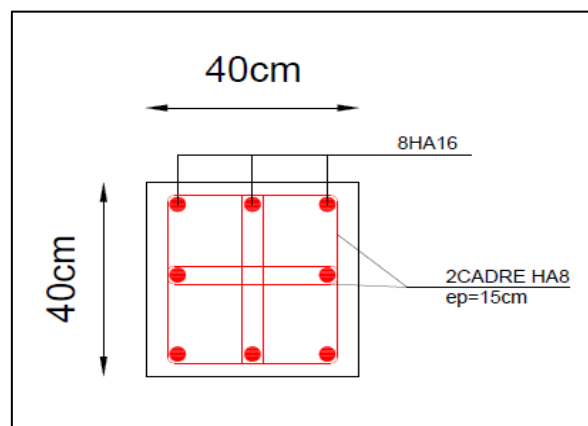
V.3.1 Schéma de ferrailage :

Figure V- 7:Schéma de ferrailage des Poteaux carrés.

V.4 Étude des voiles :

V.4.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

1. Armatures verticales.
2. Armatures horizontales.
3. Armatures transversales.

À la base du voile sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones. Les armatures de l'âme horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant.

V.4.2 Combinaison :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99) Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes:

- ♦ $1,35G + 1,5 Q$
- ♦ $G + Q \pm E$
- ♦ $0.8 G \pm E$

V.4.3 Prescriptions imposées par RPA99 :

a) Armatures verticales Article (7.7.4.1) :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par l'RPA 99 et décrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20%, de section horizontale du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
3. À chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($st \leq 15\text{cm}$).

4. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales Article (A7.7.4.2) :

Comme dans le cas des armatures verticales, les armatures horizontales doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10. Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) Règles communes Article (7.7.4.3):

1. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est de :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
2. L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :
 - $S \leq 1,5 a$
 - $S \leq 30\text{cm}$
3. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
4. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

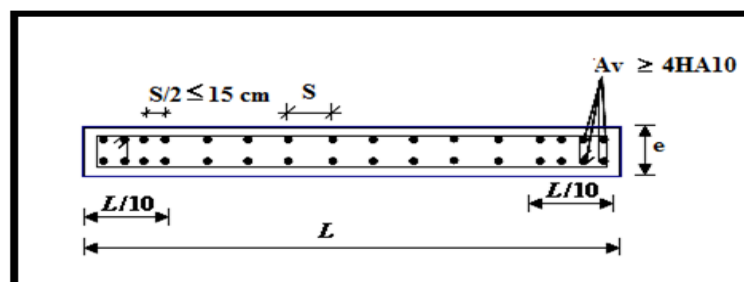


Figure V- 8: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.4 Pré dimensionnement des voiles:

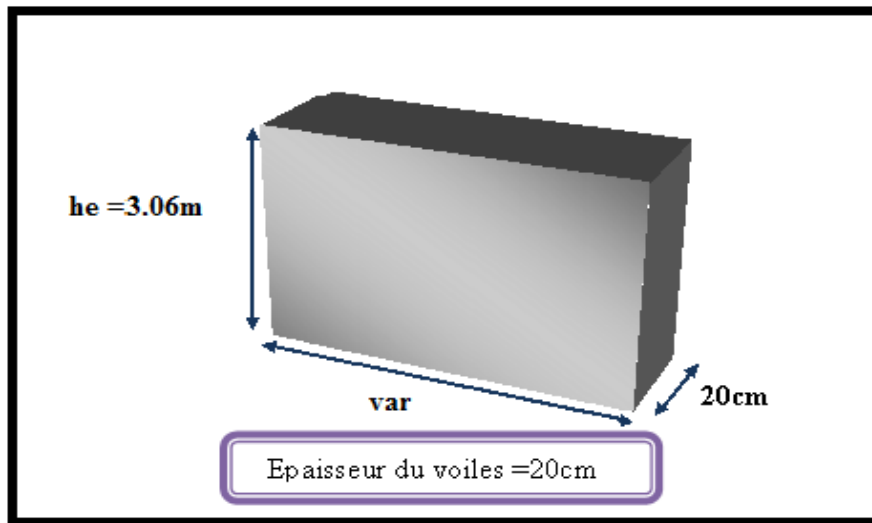


Figure V- 9: Section des voiles.

V.4.5 Méthode de calcul :

On utilise la méthode dite des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \leq \alpha$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V'}{I} \leq \alpha$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile,

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée. $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

La largeur de découpage en bandes du diagramme des contraintes (d) est donnée par la formule :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \rightarrow \text{RPA article 7.7.4}$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$

L_t : longueur tendue. $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues et l'on distingue trois cas :

$$\sigma_{\max} = \sigma_1; \sigma_{\min} = \sigma_2$$

1^{er} cas :

Si : $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée \rightarrow La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

Calcul des efforts de compression :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \qquad N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile

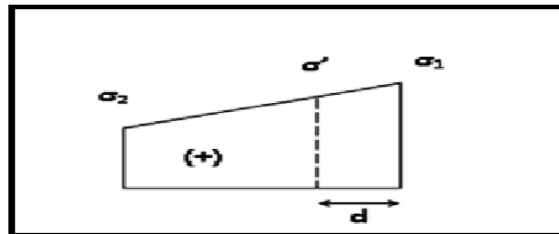


Figure V-10: diagramme d'une section entièrement comprimée.

2^{eme} cas :

Si : $\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue. L'effort de traction est donné par la formule :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

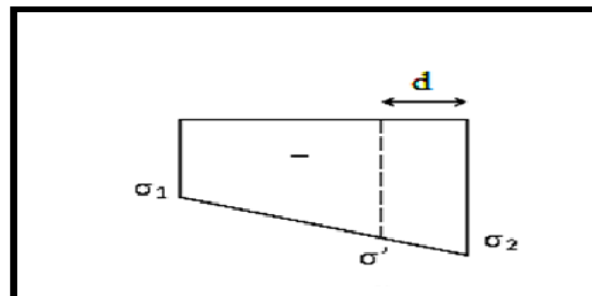


Figure V-11: diagramme d'une section entièrement tendue.

la section des armatures verticales est égale à (Ft = N) :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- ♦ Si $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.
- ♦ Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule l'effort de traction et celui de compression dans chaque zone.

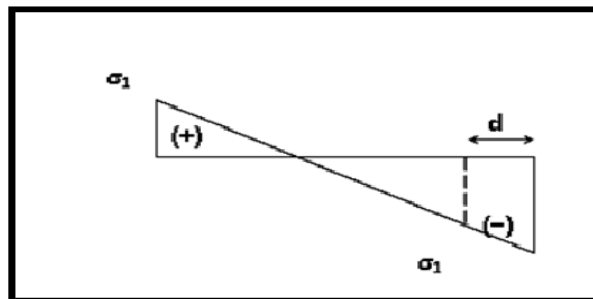


Figure V-12: diagramme d'une section partiellement comprimée.

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue (L_t) en utilisant les triangles semblables:

$$\text{Tang } \alpha = \frac{\sigma_{\max}}{L - L_t} = \frac{\sigma_{\min}}{L_t} \Rightarrow L_t = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}} \right) + 1 \right]}$$

V.4.6 Calcul du ferrailage vertical :

V.4.6.1 Exemple d'application :

➤ **Sens X-X :**

Nous proposons le calcul détaillé du voile ($l = 3,70m$, $e = 0,20m$) du RDC :

▪ **Détermination des sollicitations : (situation accidentelle)**

- Le tableau suivant regroupe Les valeurs de l'effort normal N maximal et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (M_y et M_z) suivant la combinaison la plus défavorable :

Combinaison	Nmax (KN)	Mxx (KN.m)	Myy (KN.m)
ELU	548,68	-2,64	-8,26
ACC	1593,00	2,36	11,58

Tableau V-16:Résultats de l'effort normal N maximal et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz)

- Le tableau suivant regroupe Les valeurs du moment fléchissant M maximale et les valeurs correspondantes l'effort normal N suivant la combinaison la plus défavorable :

Combinaison	Mmax (KN.m)	N(KN)
ELU	2,67	479,92
ACC	2,36	457,78

Tableau V-17:Résultats de l'effort normal Net les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz)

- Le tableau suivant regroupe Les valeurs de l'effort normal N minimal et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz) suivant la combinaison la plus défavorable :

Combinaison	N _{min} (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU	420,77	3,32	0,66
ACC	199,79	2,36	11,58

Tableau V-18:Résultats de l'effort normal N minimal et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz)

- **Caractéristiques géométriques :**

- A. **Armatures verticales :**

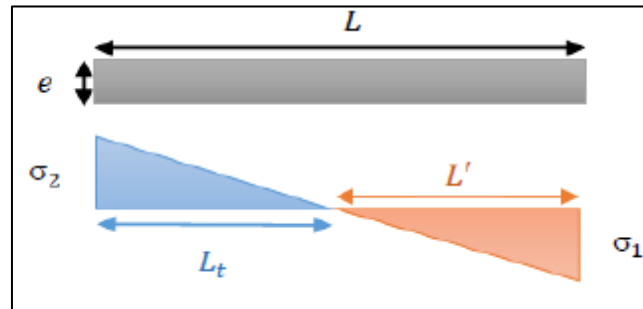


Figure V-13 : diagramme de répartition des contraintes σ_1, σ_2 .

- $\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V}{I} = -1,62 \text{ MPa}$

- $\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} = 1,62 \text{ MPa}$

σ_1, σ_2 Sont de signes différents, donc la section du voile est partiellement comprimée.

On calcule la longueur de la zone de traction :

- **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_2 + \sigma_1} \right)$$

$$L_t = 1,42 \text{ m}$$

- **La force de traction :**

$$F_t = \frac{\sigma_2}{2} \cdot L_t \cdot e$$

$$F_t = -230 \text{ KN}$$

- **Section d'armature :**

$$A_{vt} = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} ; \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

$$A_{vt} = 6,6 \text{ cm}^2$$

- **Armature minimale du RPA99/version 2003 :**

- ✓ **Dans la zone tendue : D'après le RPA99 (Art7.7.4.1):**

$$A_{RPA} = 0.2\% \cdot e \cdot L_t = 5,68 \text{ cm}^2$$

✓ Dans la zone courante : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.3) :

$$A_{\min} = 0.1\% \cdot e \cdot L = 7,4 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal sur toute la section du voile (RPA99 Art 7.7.4.3) :

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot e \cdot L = 11,10 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{sv} = \max(A_{vt}, A_{RPA}) = 30,26 \text{ cm}^2$

$$A_s = \frac{A_{sv} \cdot L}{L_t}$$

$$A_s = 17,20 \text{ cm}^2$$

- Espacement :

$$St \leq (1.5e; 30) \text{ cm}$$

Soit : $St = 20 \text{ cm}$ Dans la zone courante.

$$S\alpha = \frac{St}{2} = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone d'about ($\frac{L}{10}$).

- Choix de barres :

$$A_{adopté} = 5\emptyset 16/\text{ml en 02 nappes} = 20.11 \text{ cm}^2$$

- Tableau récapitulatif :

Voile	Combinaison	As calculé (cm ²)	A _{smin} (RPA99) (cm ²)	Espacement (cm)	As adopté (cm ²)
(20x370) cm	ELU / ACC	17,20	11,10	20	5∅16/ml en 02 nappes = 20.11

Tableau V-19 : Résultats de calcul de ferrailage des voiles dans le sens x-x.

B. Ferrailage Horizontal :

- Vérification des voiles a l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Article 7.7.2 des RPA99/Version 2003).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e \cdot d}$$

- T : Effort tranchant à la base du voile.
- e : Épaisseur du voile.
- d : Hauteur utile. $d = 0,9 L$

D'après l'article (7.7.2 des RPA 99/Version 2003). La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots CV$$

- **Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :**

D'après l'article (A.5.1.2.3 de CBA 93) La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{e \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K)}{0,9f_e}$$

- $K = 0$: Dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.
- $K = 1$: En flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- $K = \frac{1 + \sigma_{cm}}{F_{c28}}$: En flexion composée avec N, effort de compression.
- $K = \frac{1 + \sigma_{tm}}{F_{c28}}$: En flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{cm} , σ_{tm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenue en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le RPA 99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage :

- 0,15% : globalement dans la section des voiles.
- 0,10 % : dans les sections courantes.

• **Exemple d'application :**

On prend comme exemple le voile ($L = 3.70 \text{ m}$, $e = 0,20 \text{ m}$) du RDC :

$$\tau_u = 1.4 \frac{T}{e \cdot d} = 1.4 \frac{549,20}{0,20 \cdot 0,9 \cdot 3,70} = 1,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.2 F_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Dans notre cas $k = 0$ (cas de reprise de bétonnage) donc :

$$\frac{A_t}{e \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot \tau_u}{0,9 f_e}$$

D'après l'article (7.7.4.3 des RPA99/Version2003) l'espacement des barres doit être :

- $St \leq (1.5e; 30) \text{ cm}$
- Soit : $St = 20 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{\gamma_s \cdot \tau_u \cdot e \cdot S_t}{0,9 f_e}$$

$$A_t \geq \frac{1,15 \cdot 200 \cdot 200}{0,9 \cdot 400}$$

$$A_t \geq 1,27 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales minimales (A_{tmin}) :**
 - $A_{tmin} = 0.15\% \cdot e \cdot h = 3 \text{ cm}^2$ Globalement dans la section des voiles.
 - $A_{tmin} = 0.1\% \cdot e \cdot h = 2 \text{ cm}^2$ Dans les sections courantes.

• **Choix des barres :**

Pour les résultants des ferraillements horizontaux (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

	h (m)	T (KN)	τ_u (MPa)	τ_u (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	St (cm)	At (cm²)	A_{min}(cm²)	Choix des barres
Voile	1	549,20	1,15	5	C.V.	20	1,27	3	5φ10 = 3,93 cm ²

Tableau V-20 : Résultats du ferraillement vertical des voiles.

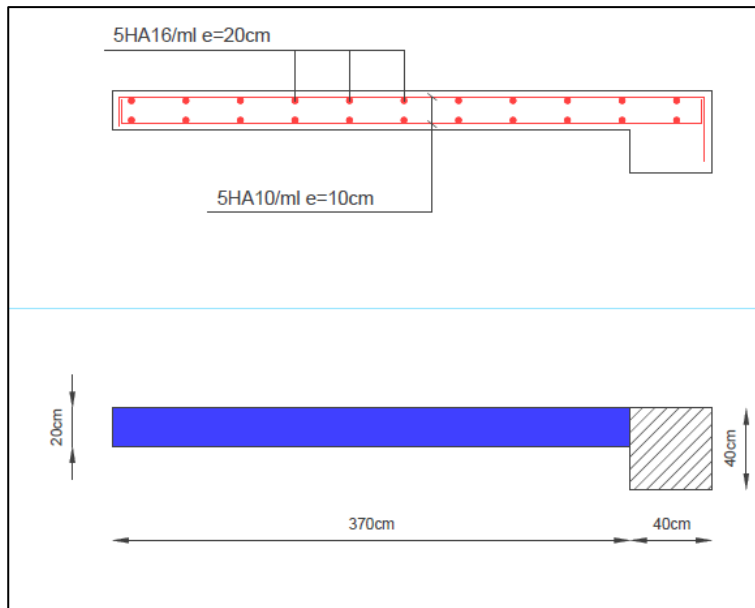


Figure V-14 : Ferrailage de voile dans le sens x-x.

➤ Sens Y-Y :

Nous proposons le calcul détaillé du voile ($l = 3,75m$, $e = 0,20m$) du RDC :

• Détermination des sollicitations :

- Le tableau suivant regroupe Les valeurs de l'effort normal N maximal et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (M_y et M_z) suivant la combinaison la plus défavorable :

Combinaison	N_{max} (KN)	M_{xx} (KN.m)	M_{yy} (KN.m)
ELU	277,80	0,23	-0,96
ACC	2022,83	1,39	5,03

Tableau V-21: Résultats de l'effort normal N maximal et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (M_y et M_z)

- Le tableau suivant regroupe Les valeurs du moment fléchissant M maximale et les valeurs correspondantes de l'effort normal N suivant la combinaison la plus défavorable :

Combinaison	M_{max} (KN.m)	N(KN)
ELU	0,03	213,65
ACC	1,39	995,10

Tableau V-22:Résultats de l'effort normal Net les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz)

- Le tableau suivant regroupe Les valeurs de l'effort normal N minimal et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz) suivant la combinaison la plus défavorable :

Combinaison	N_{min} (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU	211,74	-0,19	0,61
ACC	40,32	0,17	-0,36

Tableau V-23:Résultats de l'effort normal N minimal et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz)

- **Caractéristiques géométriques :**

$L=3,75m$; $e=0,20m$; $\Omega=0,75 m^2$; $V = \frac{L}{2} = 1,875 m$; $I = \frac{e \cdot L^3}{12} = 0,88 m^4$

C. Armatures verticales :

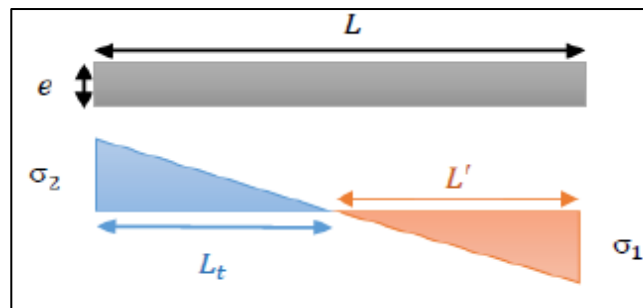


Figure V-15 : diagramme de répartition des contraintes σ_1, σ_2 .

- $\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V}{I} = -5.85\text{MPa}$
- $\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} = 9.04\text{MPa}$

σ_1, σ_2 Sont de signes différents, donc la section du voile est partiellement comprimée.

On calcule la longueur de la zone de traction :

- **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_2 + \sigma_1} \right)$$

$$L_t = 1,90 \text{ m}$$

- **La force de traction :**

$$F_t = \frac{\sigma_2}{2} \cdot L_t \cdot e$$

$$F_t = -1053 \text{ KN}$$

- **Section d'armature :**

$$A_{vt} = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}; \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

$$A_{vt} = 30,26 \text{ cm}^2$$

- **Armature minimale du RPA99/version 2003 :**

- ✓ **Dans la zone tendue : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.1):**

$$A_{RPA} = 0.2\% \cdot e \cdot L_t = 7,6 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Dans la zone courante : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.3) :**

$$A_{\min} = 0.1\% \cdot e \cdot L = 7,5 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal sur toute la section du voile (RPA99 Art 7.7.4.3) :**

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot e \cdot L = 11,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_{sv} = \max(A_{vt}; A_{RPA}) = 30,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{A_{sv} \cdot L}{L_t}$$

$$A_s = 59,72 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$St \leq (1.5e; 30)cm$$

Soit : $St = 20cm$ Dans la zone courante.

$$S\alpha = \frac{St}{2} = 10 \text{ cm Dans la zone d'about } \left(\frac{L}{10}\right).$$

- **Choix de barres :**

$$A_{adopté} = 10\emptyset 20/ml \text{ en } 02 \text{ nappes} = 62.83cm^2$$

- **Tableau récapitulatif :**

Voile	Combinaison	As calculé (cm ²)	A _{smin} (RPA99) (cm ²)	Espacement t (cm)	As adopté (cm ²)
(20x375) cm	ELU / ACC	59,72	11,25	20	10∅20/ml en 02 nappes = 62.83

Tableau V-24 : Résultats de calcul de ferrailage des voiles dans le sens y-y.

D. Ferrailage Horizontal :

- **Vérification des voiles a l'effort tranchant :**

On prend comme exemple le voile ($L = 4.30m$, $e = 0,20 m$) du RDC :

$$\tau_u = 1.4 \frac{T}{e \cdot d} = 1.4 \frac{753,06}{0,20 \cdot 0,9 \cdot 3,75} = 1,56MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 0.2 F_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.56Mpa < \bar{\tau}_u = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$$

Dans notre cas $k = 0$ (cas de reprise de bétonnage) donc :

$$\frac{A_t}{e \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot \tau_u}{0,9f_e}$$

D'après l'article (7.7.4.3 des RPA99/Version2003) l'espacement des barres doit être :

- $St \leq (1.5e; 30)cm$

- Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{\gamma_s \cdot \tau_u \cdot e \cdot S_t}{0.9 f_e}$$

$$A_t \geq \frac{1,56 \cdot 200 \cdot 200}{0.9 \cdot 400}$$

$$A_t \geq 1,73 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales minimales (A_{tmin}) :**

- $A_{tmin} = 0.15\% \cdot e \cdot h = 3 \text{ cm}^2$ Globalement dans la section des voiles.

- $A_{tmin} = 0.1\% \cdot e \cdot h = 2 \text{ cm}^2$ Dans les sections courantes.

• **Choix des barres :**

Pour les résultants des ferrillages horizontaux (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ce ci facilitera l'exécution de ces derniers. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

	h (m)	T (KN)	τ_u (MPa)	τ_u (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	S_t (cm)	A_t (cm ²)	A_{tmin} (cm ²)	Choix des barres
Voile	1	753,06	1,56	5	C.V.	20	1,73	3	5φ10 = 3,93 cm ²

Tableau V-25 : Résultats du ferrillage vertical des voiles.

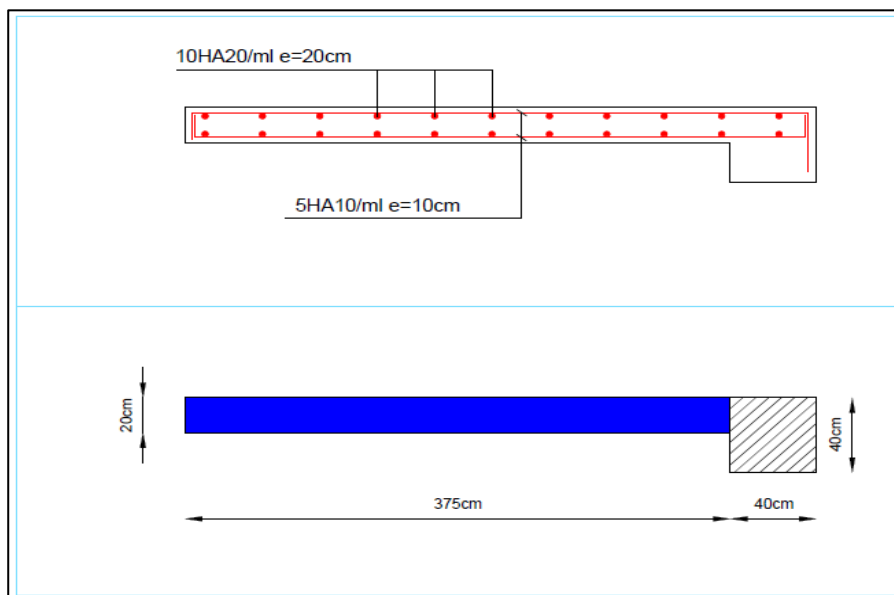


Figure V-16: Ferrillage de voile.

CHAPITRE VI

Étude De L'infrastructure

VI.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VI.2 Étude des longrines :**VI.2.1 Introduction :**

Les longrines sont généralement des éléments en béton armé, qui sont coulées sur le sol et qui servent à relier les Fondations superficielles ou les semelles sur pieux ainsi que les amorces poteaux.

Leur rôle est de transmettre les efforts de traction et de compression pouvant exister entre les fondations, accessoirement ils peuvent jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticales ou des moments

VI.2.2 Pré dimensionnement :

D'après le règlement RPA99 Version 2003 Article (10.1.1) les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol. La construction se trouve sur un site classé S_2 alors la section minimale :(25cm x 30cm) pour notre structure nous adopterons les dimensions suivantes : **b = 30cm, h =30cm.**

VI.2.3.Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force" F "égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

$$F = \frac{1116.55}{15} = 74.43 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{OK}$$

N: effort à la base du poteau le plus sollicité ;

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique ;(Dans notre cas $\alpha = 15$).

VI.2.4.Ferraillage de la longrine :**➤ A l'état limite ultime :**

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A_u = \frac{N_u}{15\sigma_s}$$

On a : $N_u = 1116.55 \text{ KN}$

$$\text{Alors : } A_u \geq \frac{1116.55 \times 10}{15 \times 348} = 2.13 \text{ cm}^2$$

➤ A l'état limite de service : (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$N_{\text{ser}} = 814.43 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } A_u \geq \frac{814.43 \times 10}{15 \times 201.66} = 2.69 \text{ cm}^2$$

VI.2.5.Section minimale : (RPA 99)

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ).

$$\text{Alors : } A_r \geq 0.6\% \times (30 \times 30)$$

$$A_r = 5.40 \text{ cm}^2$$

➤ Résultat :

$$A = \max[A_u ; A_{\text{ser}} ; A_r] = 5.40 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A = 6HA12 = 6.79 cm²**

➤ Espacement :

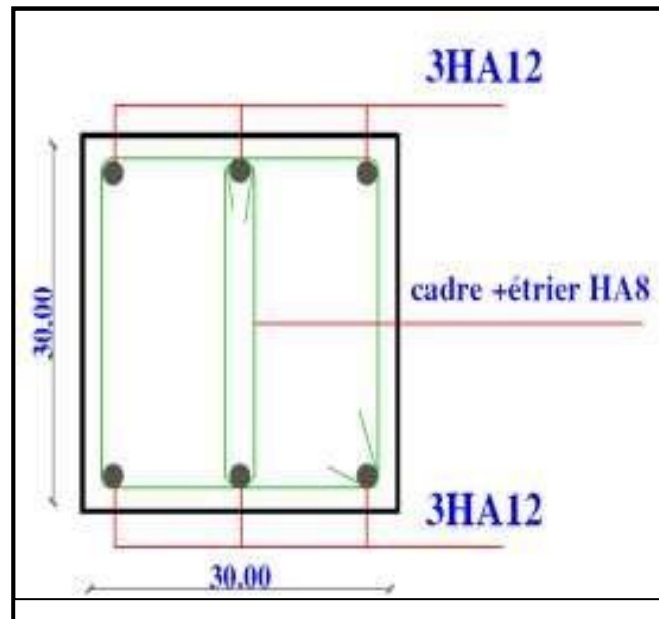
$$St = \min[20\text{cm}; 15\phi] = \min[20\text{cm}; 18\text{cm}]$$

On adopte : **St = 15 cm**

➤ Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

VI.2.6. Schéma de ferrailage :**Figure.VI.1 :** schéma de Ferrailage des longrines.**VI.3 Étude des fondations :****VI.3.1 Introduction :**

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles sont destinées à transmettre au sol, de façon uniformément répartie, les sollicitations dues aux poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux contraintes exercées par le vent et les secousses sismiques. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles sur pieux).

Le choix du type de fondation dépend du :

- ♦ Type d'ouvrage construire.
- ♦ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ♦ La capacité portante du terrain de fondation.
- ♦ La charge totale transmise au sol.
- ♦ L'aspect économique.
- ♦ La facilité de réalisation.

VI.3.2.Choix du type de fondations :

La méthodologie utilisée pour la présente étude est celle basée sur l'ordre privilégié suivant :

1. Semelles (isolées et filantes)
2. Radier.
3. Fondation profonde (Pieux)

Lorsque la surface occupée par la fondation type semelle isolée dépasse 50%% de la superficie totale du bâtiment, il y aura un risque inévitable de chevauchement des semelles, et donc nous passerons au choix suivant (radié).

VI.3.2.1.Combinaisons des charges :

Les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

- Selon le BAEL91 :
 - 1,35G+1,5Q (Ferrailage des semelles)
 - G + Q (Vérification de la contrainte du sol).

VI.3.2.2.Réactions à la base de la structure

Les efforts globaux obtenus par le logiciel robot à la base de l'ouvrage sont donnés dans le tableau suivant :

Combinaisons	Effort normal N [KN]	Moment M_x [KN.m]	Moment M_y [KN.m]
1,35G+1,5Q	26182.68	284101.43	350233.2
G + Q	19118.63	207430.01	255659.61
0,8G ± E	13308.04	163316.48	196666
G + Q ± E	19118.63	226514.05	274959.15

Tableau VI.1: Réaction à la base de la structure.

VI .3.2.3.Données de l'étude :

La contrainte admissible du sol d'assise fournie par les études géotechniques est de 2,50 bars à 3m de profondeur.

VI .3.2.4.Profondeur d'ancrage des fondations :(Formule Empirique)

La profondeur d'ancrage d'une construction est donnée par la formule suivante :

$$D \geq \frac{h_t}{10} \Rightarrow D \geq \frac{15.30}{10} = 1.33 \text{ m}$$

On adopte : $D = 1.5 \text{ m}$

Avec :

h_t : hauteur totale de l'ouvrage.

D : profondeur d'ancrage de fondations.

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 ;

σ_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.

$$S_0 = 268.25 \text{ m}^2$$

$$N_{service} = 19118.63 \text{ KN (Robot)}$$

Suivant l'étude de sols élaborée sur le laboratoire LABO-N.H.C DE OM-LBOUGHI

On prend : $\sigma_{sol} = 3 \text{ bars}$.

$$S = \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{19119.63}{300} = 63.72 \text{ m}^2$$

- **Vérification :**

- $\frac{S}{S_0} = \frac{63.72}{421.29} = 0.15$

- $\frac{S}{S_0} = 15\% < 50\%$

Alors on adopte une semelle isolé sous poteaux et filante sous voiles.

VI.3.3. Combinaison 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.3.4. Calcul des semelles :

VI.3.4.1. Calcul de la semelle isolée :

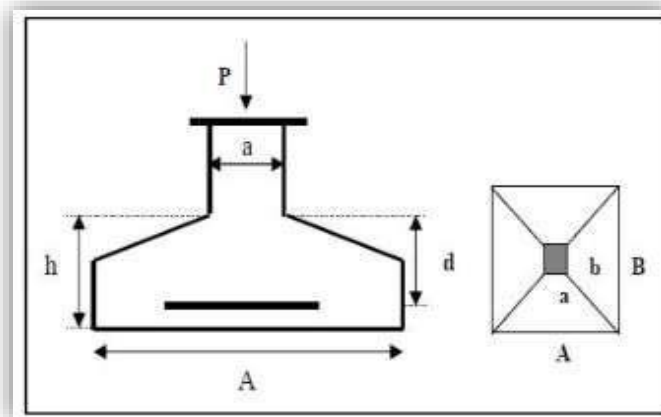


Figure VI.2 : Semelle isolé.

➤ **Condition d'homogénéité :**

$a=35 \text{ cm}, b=40 \text{ cm}$

$a / b=0.08$

On a :

$N_{ser} = 814.43 \text{ KN} ; M_{ser} = 24.62 \text{ KN.m}$

$N_u = 1116.55 \text{ KN} ; M_u = 33.8 \text{ KN.m}$

$\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 2.71 \text{ cm}^2 ; \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = 3.72 \text{ cm}^2$

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELU

$\sigma_{sol} < \overline{\sigma}_{sol}$

$\sigma_{sol} = \frac{N_u}{A \times B} \quad A \times B = \frac{N_u}{\sigma_{sol}}$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{1116.55}{300}} = 1.92 \text{ m}$$

$$B = A = 2.00 \text{ m}$$

Donc finalement on choisi une semelle de (2.00m×2.00m).

➤ **Détermination de "d" et "ht" :**

D'prés la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$d \geq A - a / 4 = 41.25 \text{ cm} \Rightarrow d$$

$$\approx 50$$

$$B - b / 4 = 40 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou : } h = d + 5 \text{ cm} \rightarrow h = \mathbf{55 \text{ cm}}$$

➤ **Vérification des conditions de stabilité :**

Selon le BAEL on a :

$$e_{0,u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{33.8}{1116.55} = 0.030 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.030 \text{ m} \leq \frac{A}{6} = \frac{2.00}{6} = 0.33 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc le ferrailage se calcule avec la méthode des bielles, et on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Selon on a :

$$e_0 = 0.030 \text{ m} \leq \frac{A}{4} = \frac{2.00}{4} = 0.5 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification des conditions de rigidité :**

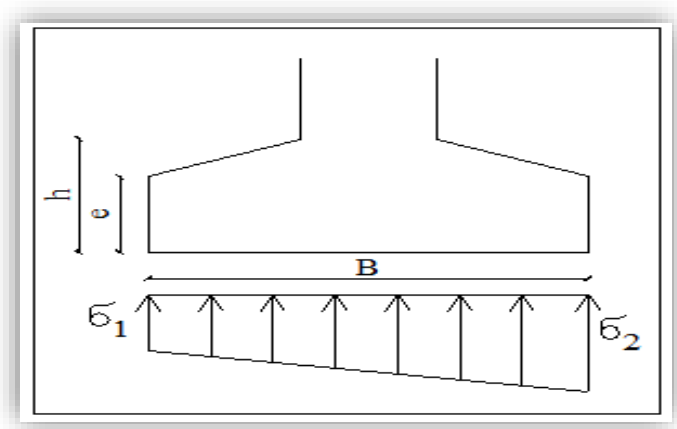


Figure VI.3: Schéma équivalent d'une semelle isolée.

$$\sigma_1 = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_u}{A.B}$$

$$\sigma_1 = \left(1 - \frac{6 \times 0.030}{2.00}\right) \cdot \frac{1116.55}{2.00 \times 2.00} = 153.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_u}{A.B}$$

$$\sigma_2 = \left(1 + \frac{6 \times 0.030}{2.00}\right) \cdot \frac{1116.55}{2.00 \times 2.00} = 176.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_1 + 3\sigma_2}{4} = 170.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 170.86 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots CV.$$

Semelle (A×B)	Mmax	Ncorr	e0	σ ₁	σ ₂	σ _{moy}	σ _{sol}	verification
2.00×2.00	33.8	768.94	0.043	167.43	217.03	204.63	300	oui

Tableau VI.2: Vérification de la contrainte à M max et N correspondant.

Semelle (A×B)	Nmin	Mcorr	e0	σ ₁	σ ₂	σ _{moy}	σ _{sol}	verification
2.00×2.00	396.39	1.57	0.0039	97.93	100.25	99.67	300	oui

Tableau VI.3: Vérification de la contrainte à N min et M correspondant.

➤ Calcul du ferrailage :

- Poids propre de la semelle :

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 25 \times (2.00) \times (2.00) \times 0.55 = 55 \text{ KN}$$

- Sens X-X :

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)N_u$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3 \times 0.030}{2.00}\right) \times 1116.55 = 1154.51 \text{ KN}$$

$$A_{xst} = \frac{N'_u(A-a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1154.51(2.00-0.35)}{8 \times 0.50 \times 348} = 13.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{xst} = A_{yst} = \mathbf{13.68 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 1.03 \text{ cm}^2$$

$$A = \max\{A_{min}; A_u\} = \mathbf{13.68 \text{ cm}^2}$$

On adopte : $A_s = \mathbf{10HA14} = \mathbf{15.39 \text{ cm}^2}$

Soit : $St = 20 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de l'espacement :**

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **La longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\sigma}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}; (\psi = 1.5 \text{ pour les barres HA})$$

$$L_s = 50 \text{ cm}.$$

$$B/8 \leq L_s \leq B/4$$

$$B/8 \leq 50 \text{ cm} \leq B/4; 33\text{cm} \leq 50\text{cm} \leq 65\text{cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

➤ **Vérification du non poinçonnement :**

$$a1 = a + h = 2.00 + 0.55 = 2.55 \text{ m}$$

$$b1 = b + h = 2.00 + 0.55 = 2.55 \text{ m}$$

$$a2 = a + 2h = 2.0 + (2 \times 0.55) = 3.1 \text{ m}$$

$$b_2 = b + 2h = 2.0 + (2 \times 0.55) = 3.1 \text{ m}$$

$$uc = 2(a_1 + b_1) = 2(3.1 + 3.1)$$

$$uc = 12.4 \text{ m}$$

$$Pu' = (Ps + 1.35 \times Go) [1 - (a_2 \times b_2 / AB)] = -181.32 \text{ KN}$$

$$Pu' = -181.32 \text{ KN} \leq 0.045 \times uc \times h \times f_c / \gamma_b = 576 \text{ KN}$$

VI.3.4.2. Schéma de ferrailage :

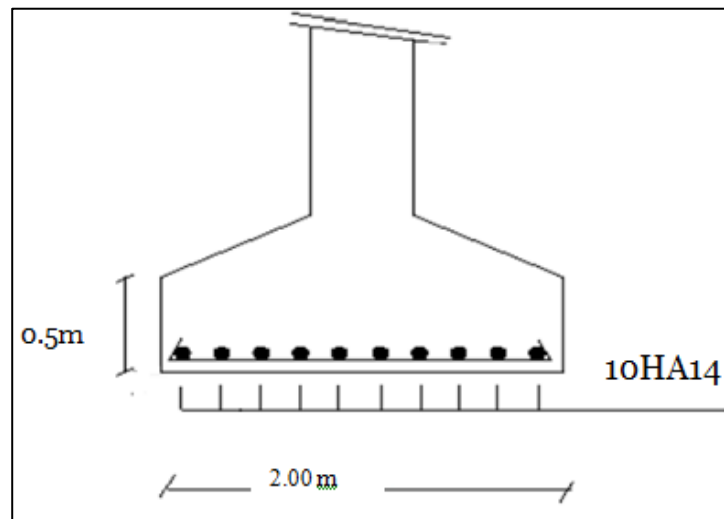


Figure VI.4. Ferrailage de la semelle intermédiaire.

VI.3.4.3. Calcul de la semelle filante sous voile :

Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 20 cm et L=3.70 m

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$N_u = 519.68 \text{ KN}; M_u = 25.35 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 379.42 \text{ KN}; M_{ser} = 18.6 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{519.68}{3.70} = 140.45 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{25.35}{3.70} = 6.85 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{379.42}{3.70} = 102.54 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{18.6}{3.70} = 5.02 \text{ KN/ml}$$

➤ **Vérification :**

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 1.26 \text{ m}^2 ; \frac{N_u}{\sigma_u} = 1.73 \text{ m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELU

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6.85}{140.45} = 0.048 \text{ m}$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 0.28 \text{ m}$$

Il faut que :

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.048}{0.28}\right) \times \frac{140.45}{300} = 0.70 \text{ m}$$

Donc on adopte : B = 1.00 m

$$B = 1.50 \text{ m} \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.048}{1}\right) \times \frac{140.45}{1 \times 1} = 160.13 \text{ KN/m}^2$$

$$160.13 \text{ KN/m}^2 < 300 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = 0.2 \Rightarrow d = 20 \text{ cm et } h = d + 5 = 25 \text{ cm}$$

➤ **Le ferrailage :**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{N_u}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3e_{ou}}{B}\right) (B - b) = \frac{140.45}{8 \times 0.20 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.048}{1}\right) \times (1 - 0.20) = 2.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 6.34 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A_s = 6HA12 = 6.76 cm²**

➤ **L'espacement :**

Soit : St = 100/6 = 17 cm

➤ **Vérification de l'espacement :**

$$St = 17 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Les armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{6.76}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{rep} = 4\text{HA10/ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

➤ Vérification de l'espacement :

$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

• Longueur de scellement :

$$L_S = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj} ; (\psi = 1.5 \text{ pour les barres HA})$$

$L_S = 37 \text{ cm.}$

$B/8 \leq L_S \leq B/4$

$B/8 \leq 50 \text{ cm} \leq B/4; 33\text{cm} \leq 50\text{cm} \leq 65\text{cm}$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VI.3.4.4. Schéma de ferrailage :

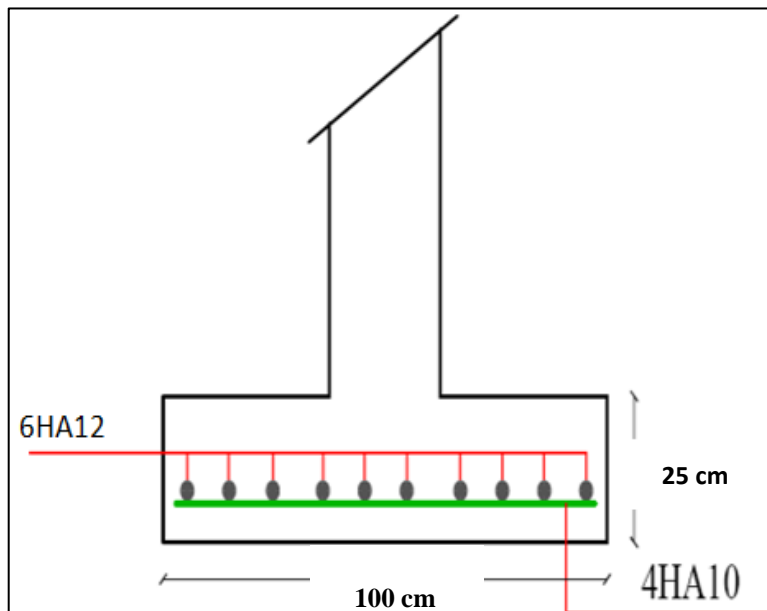


Figure VI.5: Ferrailage de semelle filante.

Conclusion Générale

Conclusions Générale:

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail sont résumées dans les points suivants:

- Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. En plus, les structures à formes irrégulières exposent une difficulté supplémentaire par rapport au contreventement de ces ouvrages.
- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière a été rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, **Autodesk Robot structural Analysis Professional 2014**, qui permet la modélisation de tous types de structure avec une grande précision.
- Une initiation au large domaine de la dynamique des structures et au calcul vibratoire. Rappelons que la 1^{ère} étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres et des fréquences naturelles de vibrations.
- L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière, nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion.
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.

L'élaboration de ce mémoire nous a permis l'application de toutes les connaissances théoriques acquises durant notre formation. De plus elle nous a permis d'être initiés aux logiciels spécialisés en génie civil.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- DTR B.C.2.2 : Charge Permanentes Et Charges D'exploitation.
- DTR B.C.2.47 : Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Béton Arme (C.B.A93).
- DTR B.C.2.48 : Règle Parasismique Algériennes (Rpa99/Version2003).
- DTR B.C.2.331 : Règle De Calcul Des Fondations Superficielles.
- Fascicule n° 62 BAEL 91 révisé 99.

Cours:

- Cours de dynamique des structures Université Abbes laghour.
- Cours de béton armé Université Abbes laghour.
- Cours de bâtiment Université Abbes laghour.
- Cours de résistance des matériaux Université Abbes laghour.
- Cours de génie parasismique Université Abbes laghour.
- Cours de robot structural analyses Professional Université Abbes laghour.

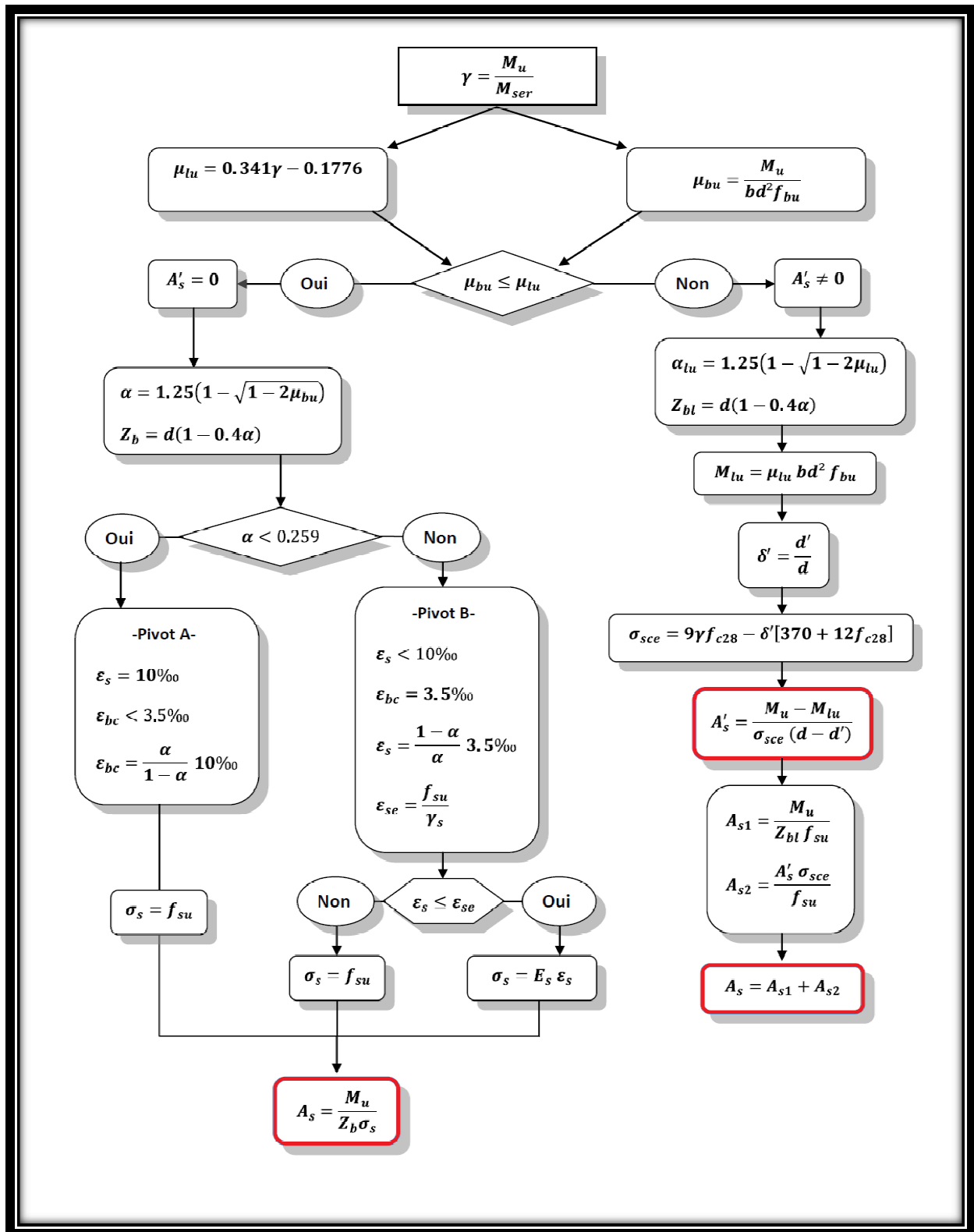
Anciens Mémoire de fin d'étude :

- Etude d'un bâtiment (R+9) à usage, commercial et habitation contreventé par un système mixte (Voiles-Portiques) dirigé par M.salah refrafi , Université Abbes laghour 2020.
- Conception d'une structure multi-étages en béton armé dirigé par M.ALI RACHEDI Mohamed, Université Abbes laghour 2022.

Logiciels et programmes :

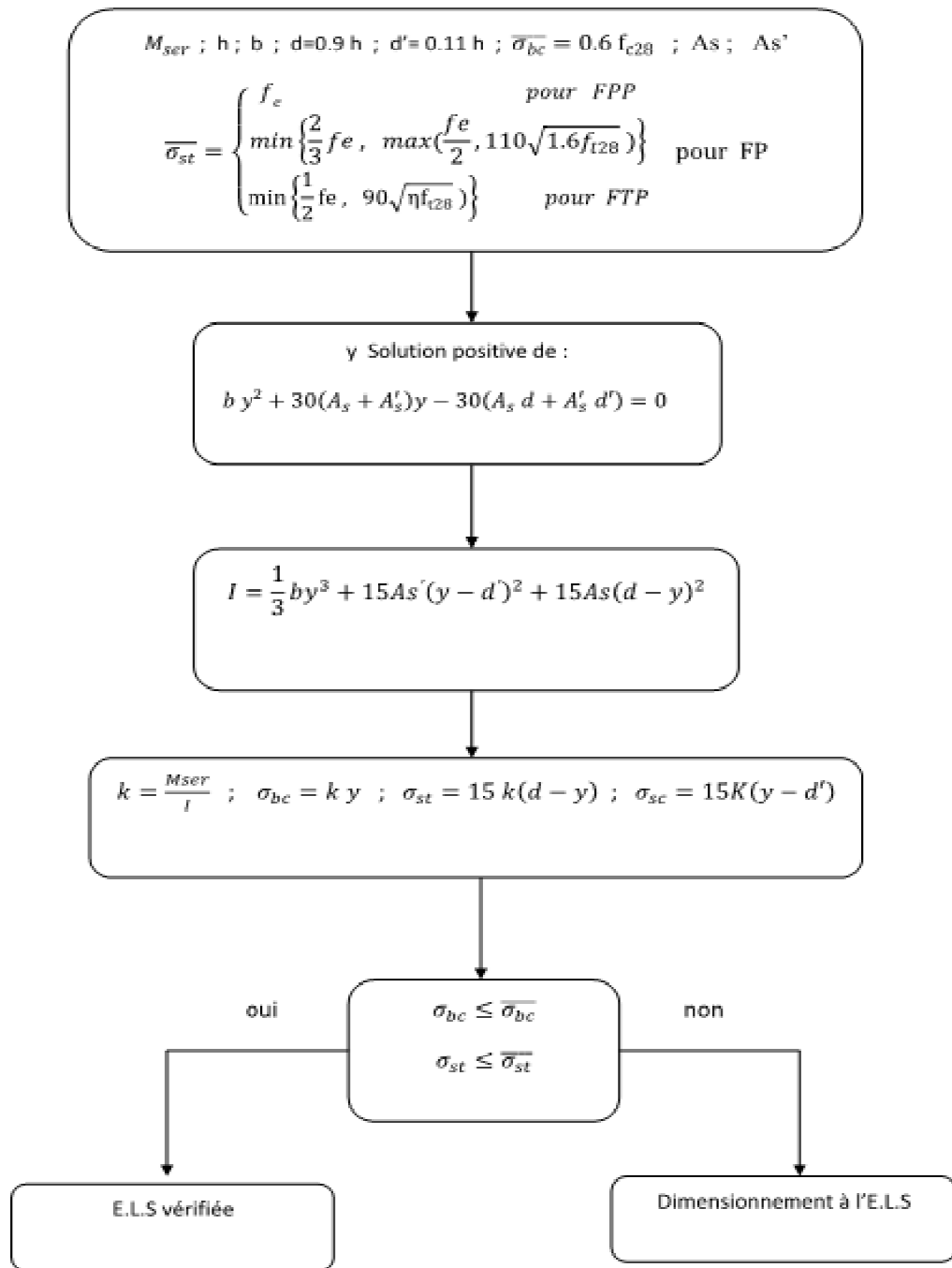
- AutoCAD 2014 (Dessin).
- ROBOT 2014 (Analyse des structures et modélisation).
- Office 2013 (Word; Excel).

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

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 \text{ h} \\ 0.9 & \text{si } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ 0.85 & \text{si } t < 1 \text{ h} \end{cases} \quad \theta \text{ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; \quad f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\text{oui} \quad M_u \leq M_0$$

non

Section en T

Appliquer l'organigramme d'une section rectangulaire : $b \times h$

$$A_s ; A'_s$$

$$\bar{M}_u = M_u - \frac{M_0(b - b_0)}{b}$$

Appliquer l'organigramme d'une section rectangulaire $b_0 \cdot d ; \bar{M}_u$

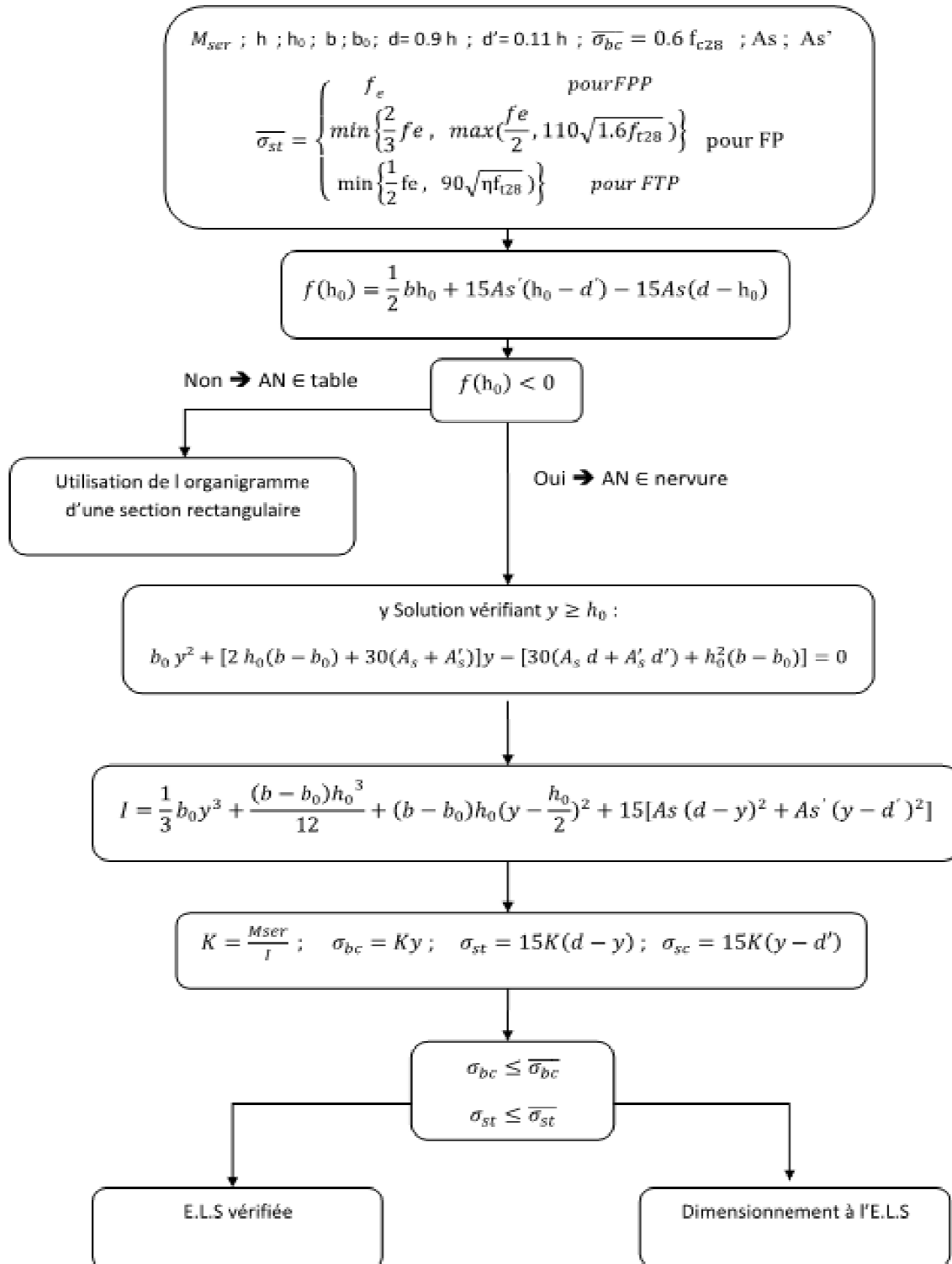
$$\Rightarrow \bar{A}_s \text{ et } \bar{A}'_s$$

$$A_s = \frac{[\bar{A}_s f_{su} + (b - b_0) h_0 f_{bu}]}{f_{su}}$$

$$A'_s = \bar{A}'_s$$

Annexe 3 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELU (Section en T).

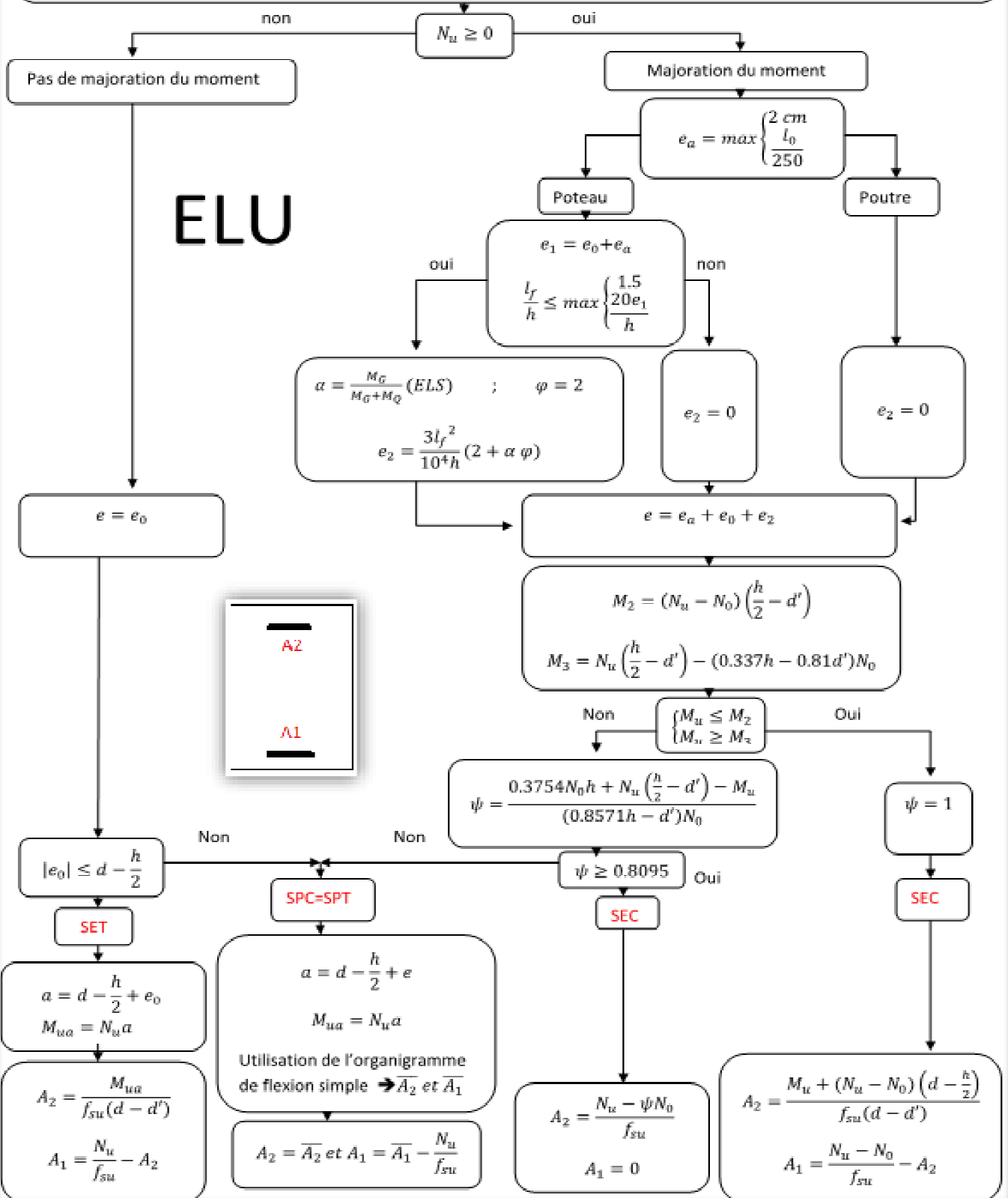
Vérification à E.L.S d'une section en T



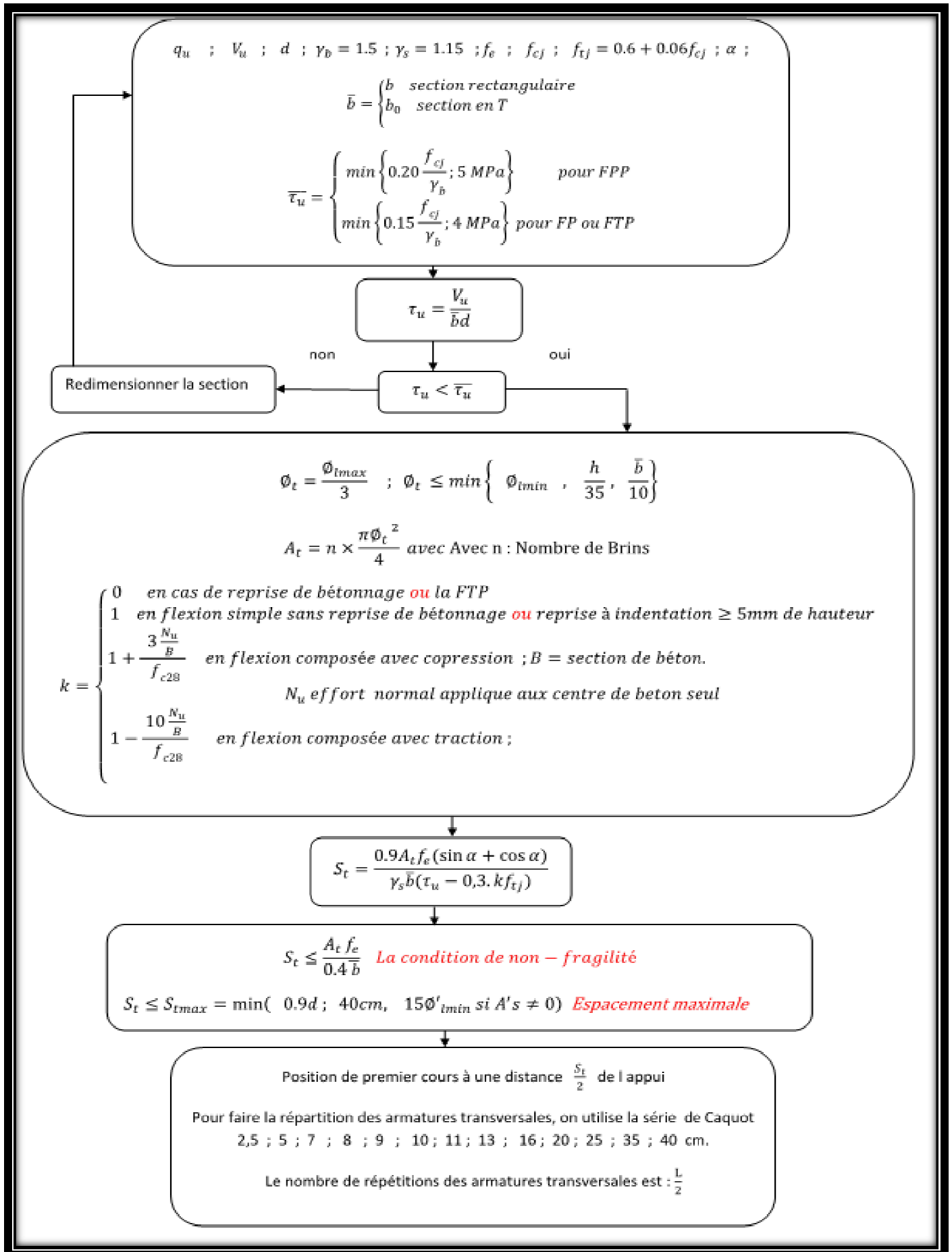
Annexe 4 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section en T).

$$M_u ; N_u ; e_0 = \frac{M_u}{N_u} ; b ; h ; d = 0.9h ; d' = 0.11d ; f_{c28} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; \theta$$

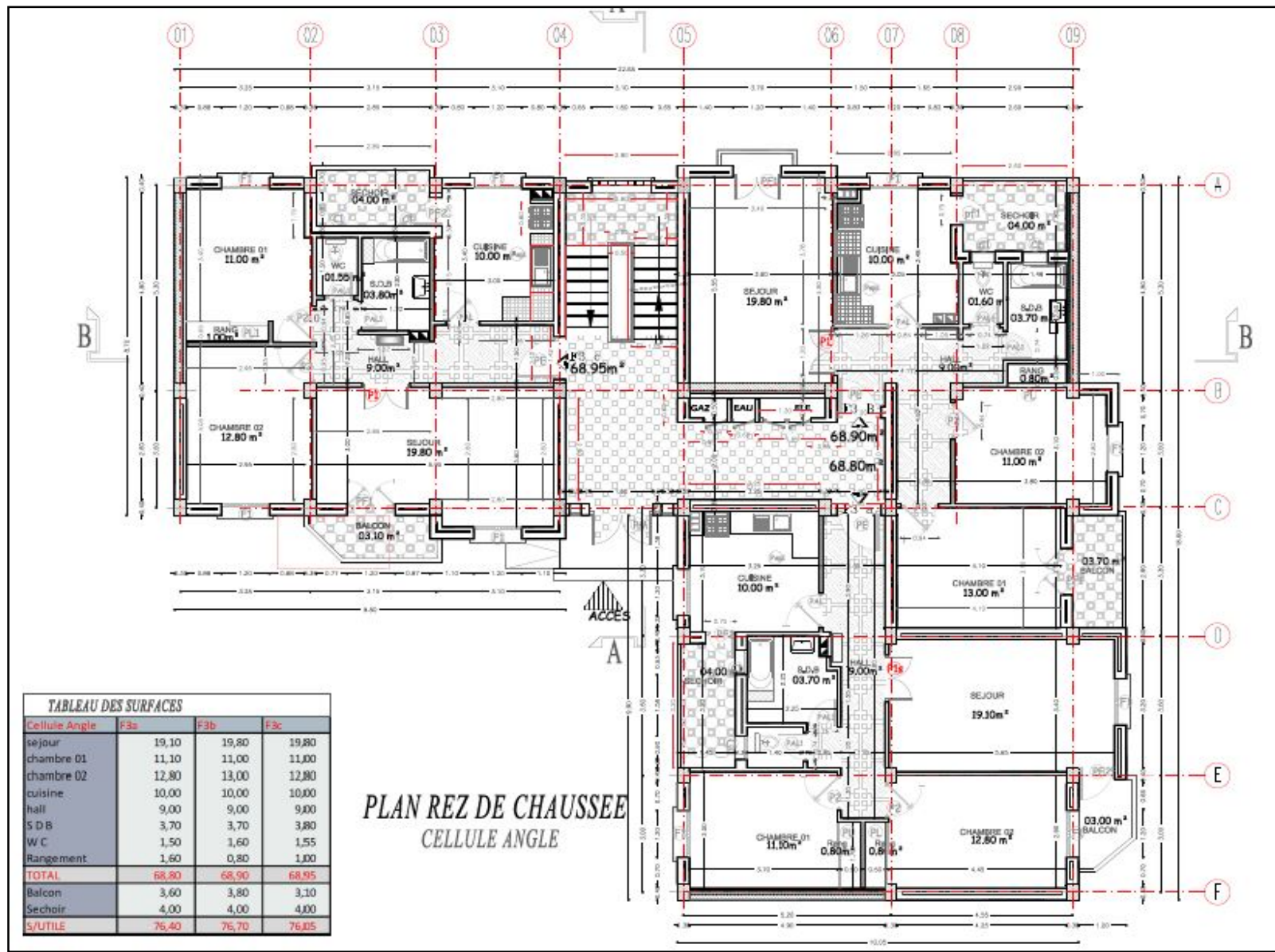
$$f_{su} = \frac{f_c}{\gamma_s} ; f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; B ; N_0 = bh f_{bu} ; l_f = k l_0 ; k = \begin{cases} 0.5 & \text{encastré - encastré} \\ 1 & \text{articulé - articulé} \\ 0.7 & \text{encastré - articulé} \end{cases}$$



Annexe 5 : Organigramme de calcul : flexion composée à ELU.



Annexe 6 : Organigramme de calcul : Effort tranchant.



Annexe 7 : Plan d'architecture du Rez de chaussée.



FAÇADE POSTERIEURE
CELESTIALE

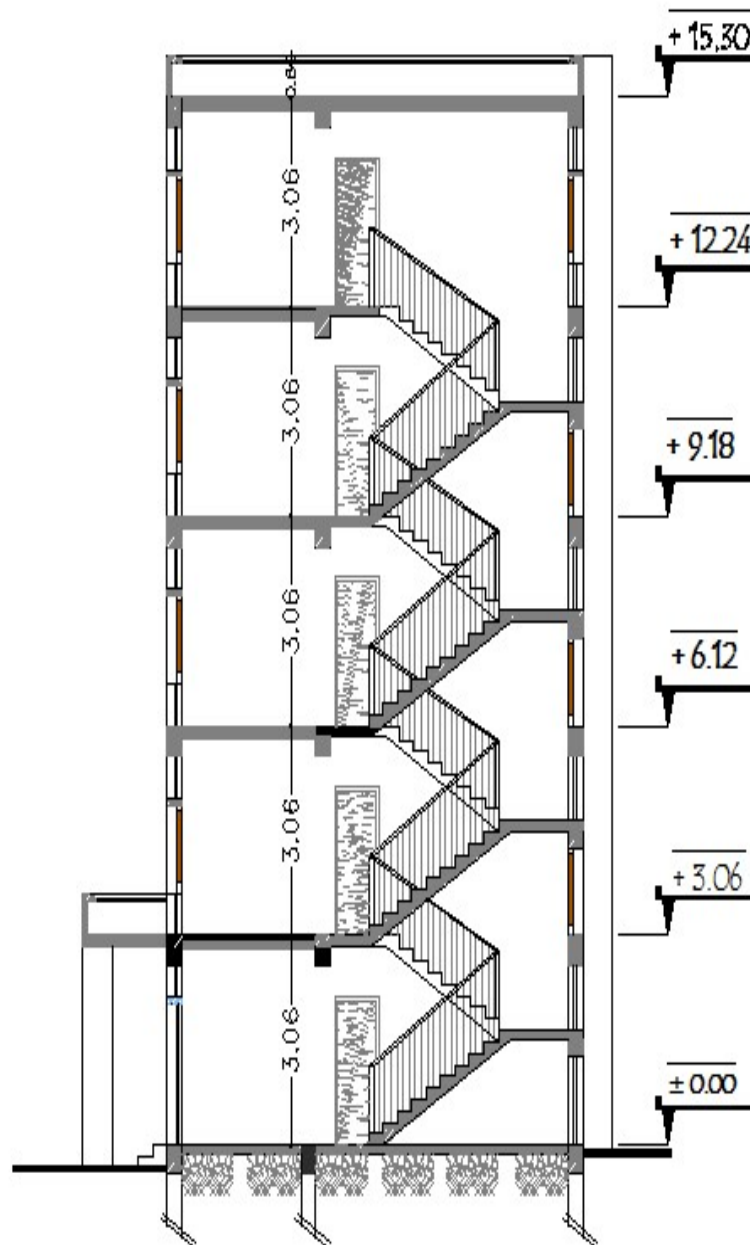
Annexe 9 : Plan de la Façade postérieure.



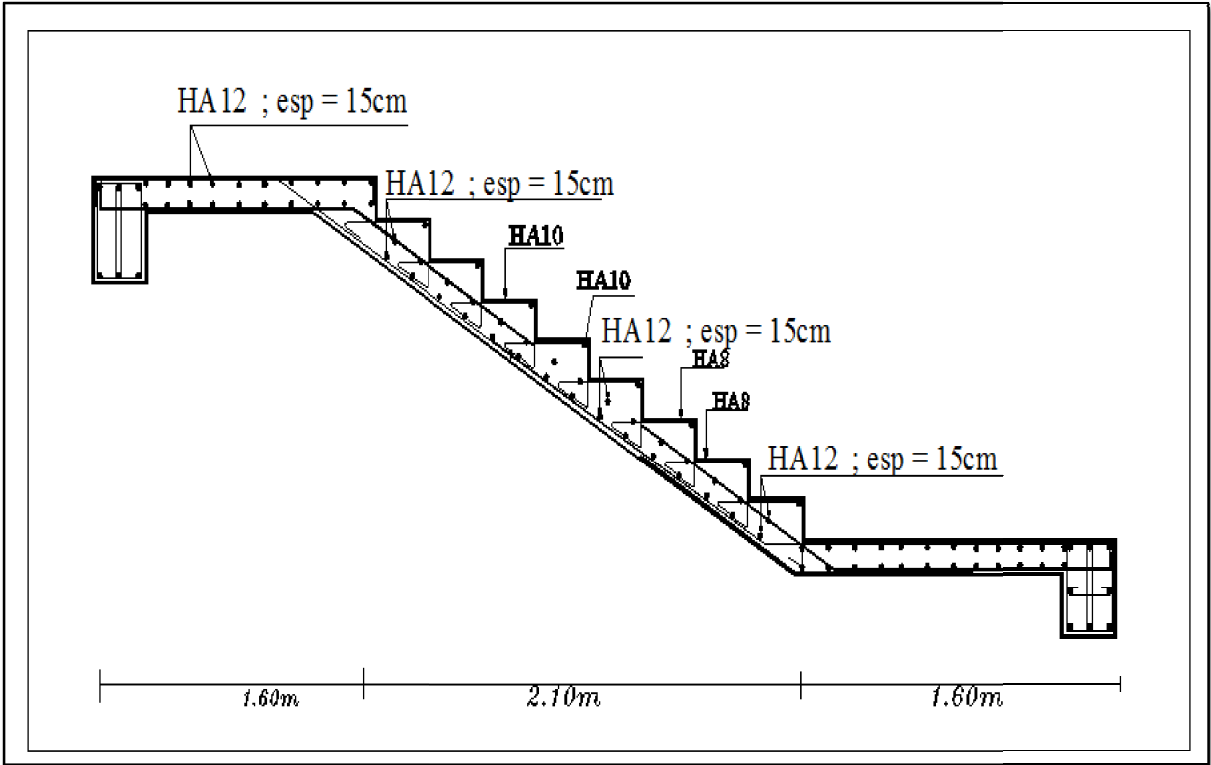
FAÇADE PRINCIPALE
CELLULE ANGLE

Annexe 10: Plan de la Façade principale.

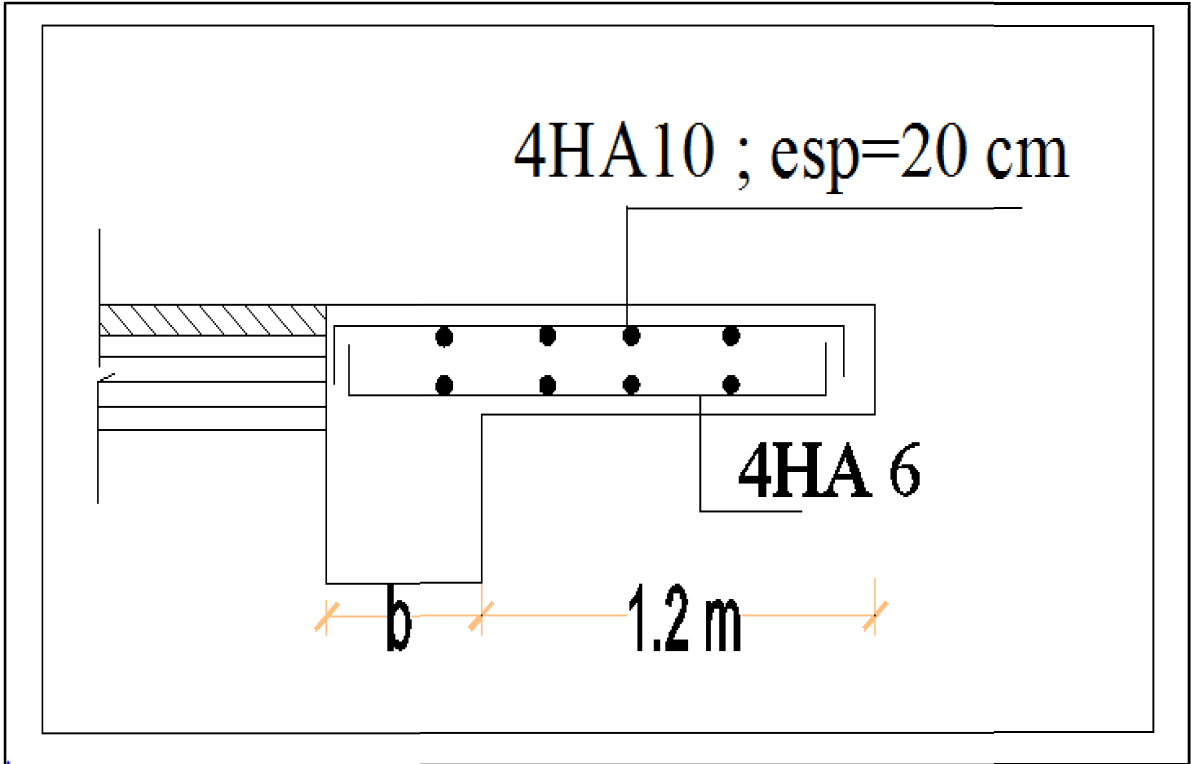
COUPE-AA-



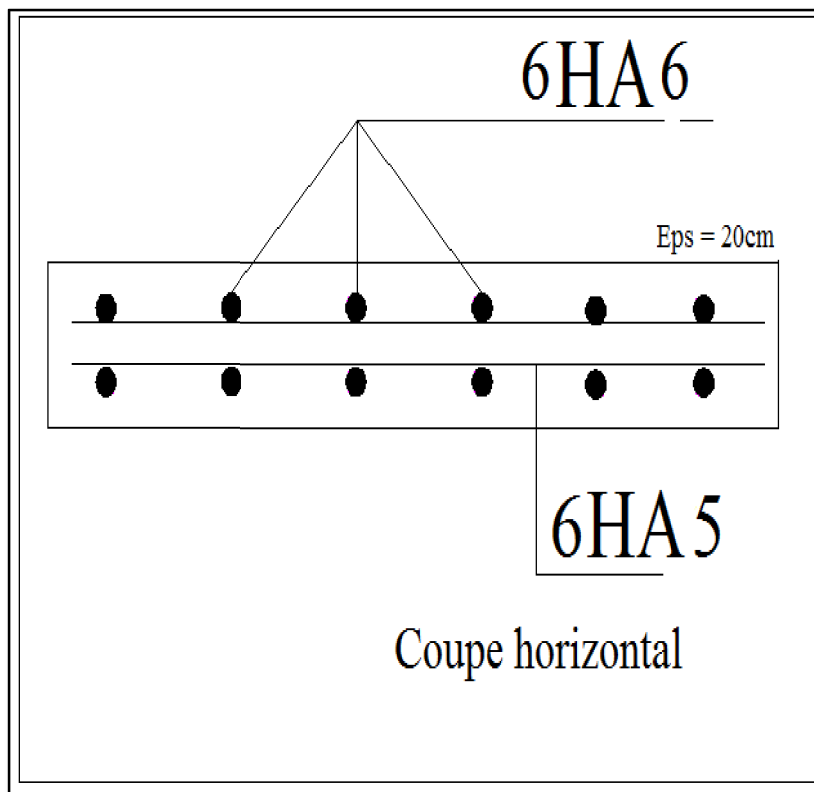
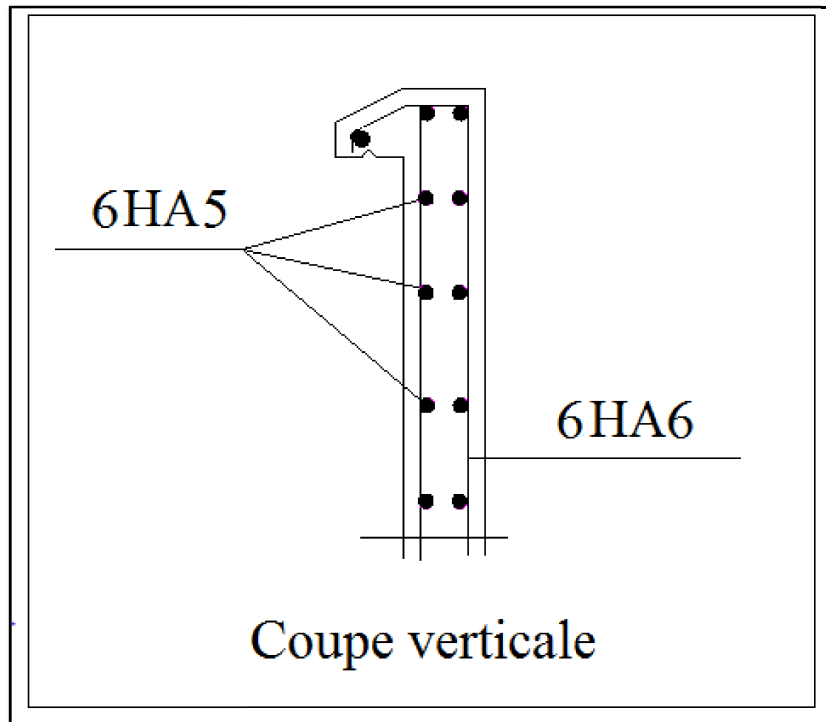
Annexe 11: Coupe A-A du plan d'architecture.



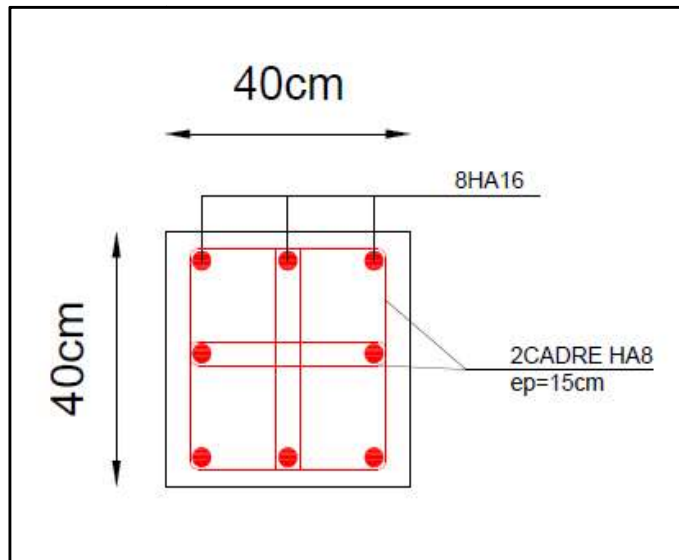
Annexe 12 : Ferrailage de l'escalier.



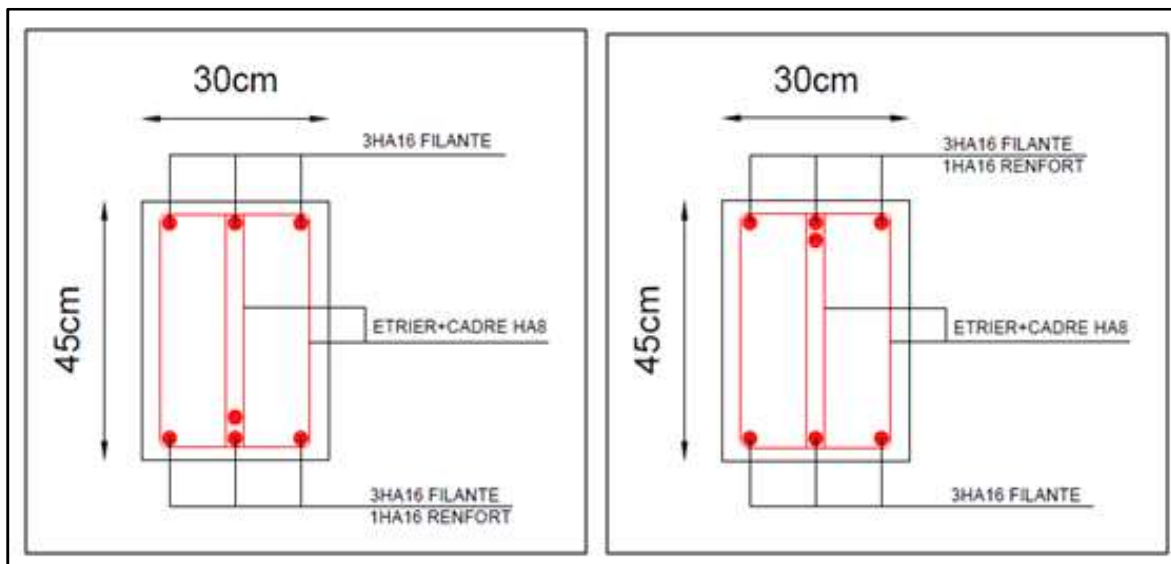
Annexe 13 : Ferrailage des balcons.



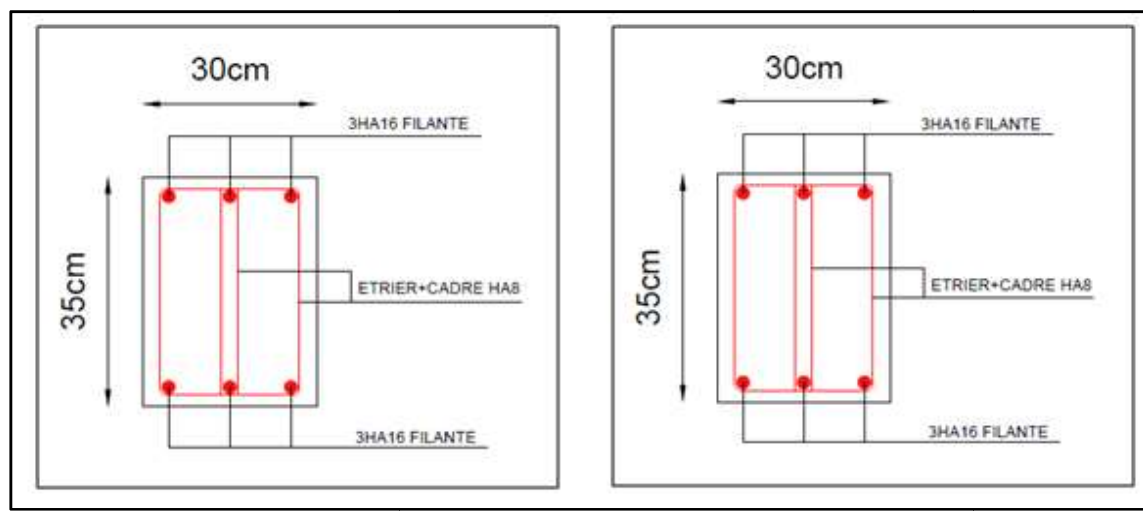
Annexe 14 : Ferrailage de l'acrotère.



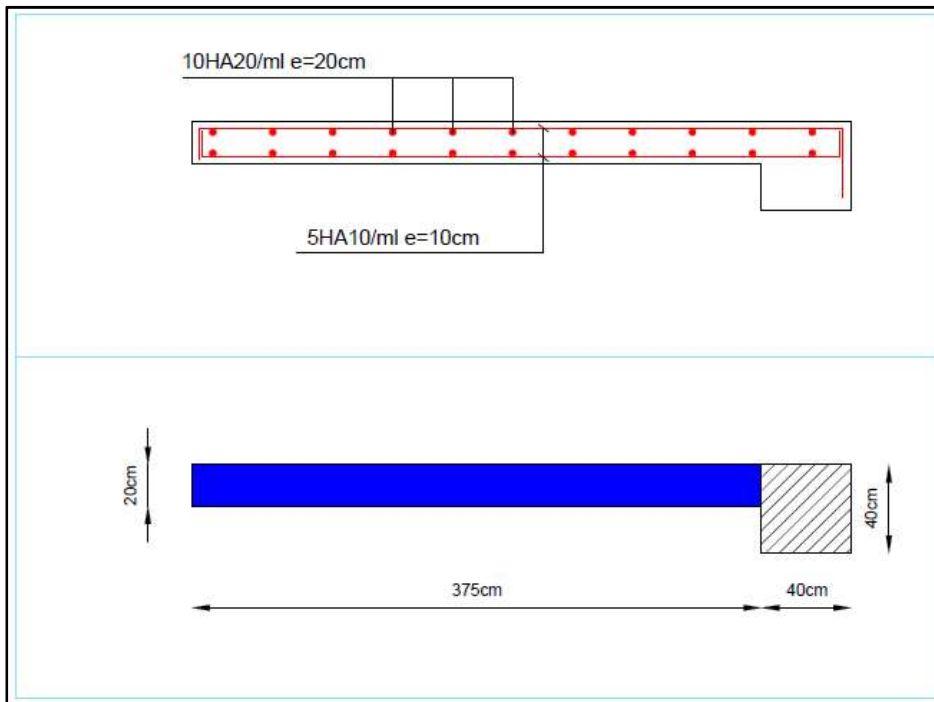
Annexe 15 : Ferrailage des poteaux.



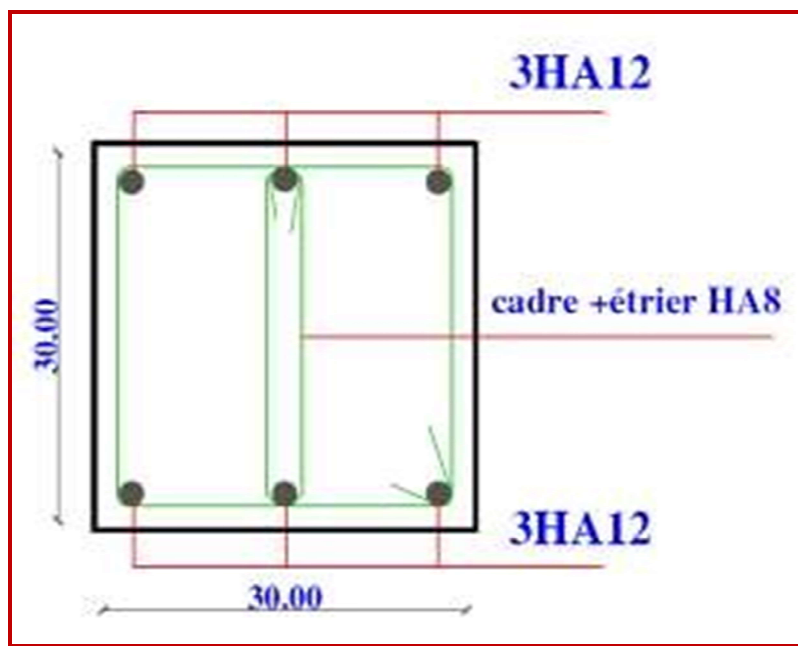
Annexe 16 : Ferrailage de la poutre principale (30×45) cm.



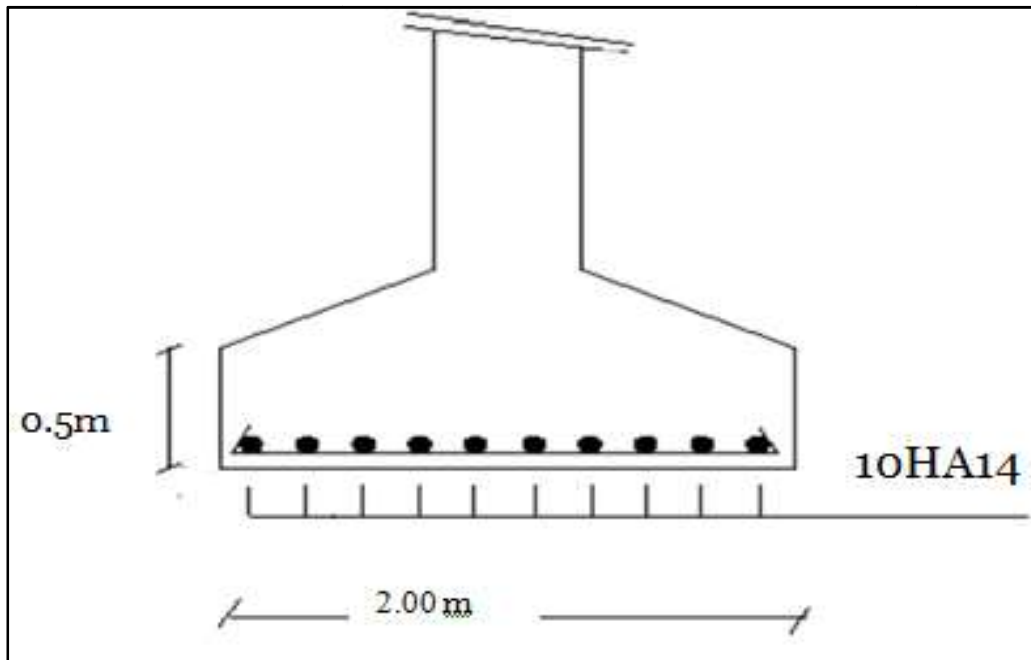
Annexe 17 : Ferrailage de la poutre secondaire (30×35) cm.



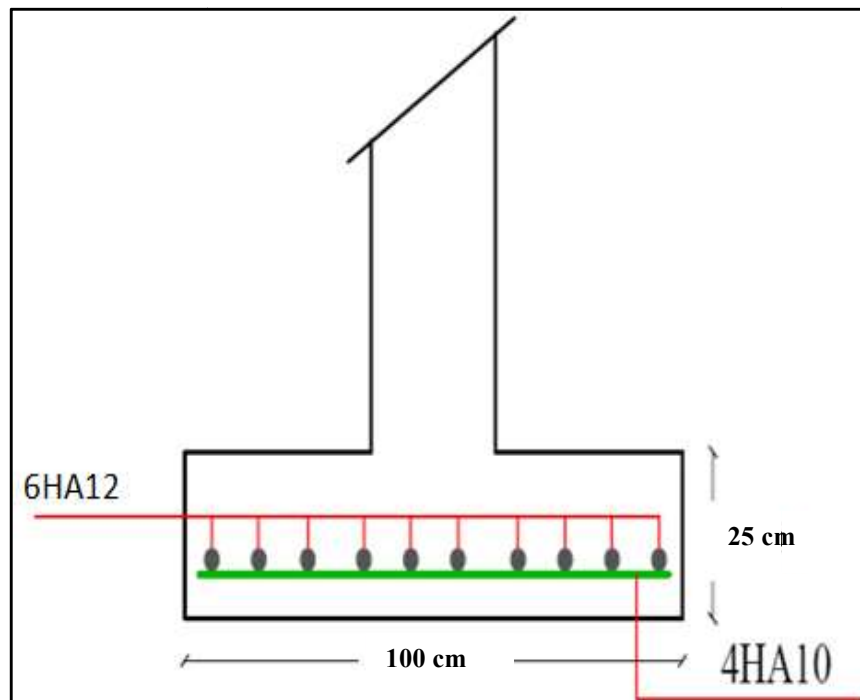
Annexe 18 : Ferrailage du voile.



Annexe 19 : Ferrailage De longrine.



Annexe 20 : Ferrailage de la semelle intermédiaire.



Annexe 21 : Ferrailage de la semelle filante sous voile

